

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

LEONARDO LAGO DA VEIGA

ANÁLISE PROBABILÍSTICA APLICADA À ESTABILIDADE DE ATERROS:

Estudo de caso BR-470/SC, Seção Km 30+220

Florianópolis

2022

Leonardo Lago da Veiga

ANÁLISE PROBABILÍSTICA APLICADA À ESTABILIDADE DE ATERROS:
Estudo de caso BR-470/SC, Seção Km 30+220

Trabalho de conclusão de curso submetido
ao Departamento de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Catarina
como requisito para a obtenção do Título de
Engenheiro Civil.
Orientadora: Prof.^a Dra. Gracieli Dienstmann

Florianópolis

2022

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

da Veiga, Leonardo

Análise Probabilística Aplicada À Estabilidade De
Aterros: : Estudo De Caso BR-470/SC, Seção Km 30+220 /
Leonardo da Veiga ; orientador, Gracieli Dienstmann, 2022.
73 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico,
Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Engenharia Civil. 3.
Estabilidade de aterros. 4. Métodos probabilísticos. 5.
Monte Carlo. I. Dienstmann, Gracieli. II. Universidade
Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil.
III. Título.

Leonardo Lago da Veiga

Análise Probabilística Aplicada À Estabilidade De Aterros:
Estudo De Caso BR-470/SC, Seção Km 30+220

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do
Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma pelo Curso de Engenharia
Civil

Florianópolis, 9 de Março de 2022

Prof. Liane Ramos da Silva, Dra.
Coordenadora do Curso

Banca Examinadora:

Prof.^a Gracieli Dienstmann, Dra.
Orientadora
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.
Avaliador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng.^a Natália Ziesmann
Avaliadora
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, aos meus pais, pelo apoio incondicional ao longo da minha vida acadêmica. Por terem me dado a oportunidade de ter um ensino formal de qualidade. Pela parceria e pela paciência ao longo de todos esses anos.

À Professora Gracieli Dienstmann, por ter aceitado assumir a orientação do trabalho já durante o TCC II. Pelo conhecimento compartilhado, pelas ideias e sugestões para que o trabalho continuasse evoluindo. Por fim, pelo apoio nas fases finais do trabalho para que este pudesse ser concluído.

Aos membros da banca, Professor Naloan Coutinho e Engenheira Natália Ziesmann, pelo tempo disponibilizado para avaliar o presente trabalho e compartilhar suas considerações a respeito do mesmo

Ao professor Ricardo Oviedo, pela orientação no trabalho anterior e pela compreensão. Os aprendizados sobre a organização das informações foram importantes para que a conclusão deste trabalho fosse possível.

Aos amigos e familiares que me apoiaram ao longo da graduação e que me incentivaram durante o período de desenvolvimento do trabalho.

RESUMO

No intuito de estudar a quantificação de incertezas geotécnicas no cálculo de estabilidade de taludes, o presente trabalho se propôs a realizar análises de estabilidade probabilística e determinística aplicadas a uma seção de aterro rodoviário sobre solo mole. A área de estudo está localizada próxima ao município de Gaspar/SC e faz parte das obras de duplicação da BR-470/SC no Km 30+220 da rodovia. Os estudos do perfil geotécnico apontaram a presença de argilas com e sem material orgânico, intercaladas por camadas de misturas de silte e lentes de areia. Por meio da interpretação do perfil geotécnico da região, estudado por Cordeiro (2019), e sondagens CTPU no Km 30+220, o perfil foi simplificado para uma camada homogênea de argila. Visando identificar a variabilidade inerente dos parâmetros de resistência desta camada de referência, foi feito estudo da variabilidade da resistência à penetração (qt) ao longo da profundidade do perfil de sondagem. A quantificação da variabilidade foi realizada a partir da identificação da função densidade de probabilidade (FDP) de melhor aderência aos dados de qt . Definida a FDP, foram gerados mil valores aleatórios para o parâmetro qt , seguindo as premissas do método de Monte Carlo. Esses valores aleatórios foram utilizados para a obtenção da resistência não drenada (S_u) a ser utilizada em um conjunto de simulações numéricas com base no método de elementos finitos. Uma análise determinística com base no valor médio de S_u também foi realizada. Como resultados da análise probabilística verificou-se que o FS médio apontou para a estabilidade da seção, com probabilidades de falha de 8,3% e 12,4%, valores considerados altos de acordo com os critérios de aceitação disponíveis em literatura. Por outro lado, FS determinístico foi consideravelmente superior ao FS médio probabilístico, ambos apontando para a estabilidade da estrutura.

Palavras-chave: Solos Moles. Estabilidade de aterros. Métodos probabilísticos. Monte Carlo. Fator de Segurança. Probabilidade de ruptura.

ABSTRACT

In order to study the quantification of geotechnical uncertainties in the calculation of slope stability, the present work has the purpose of applying probabilistic and deterministic stability analyzes to a section of road embankment on soft soil. The study area is located near the municipality of Gaspar/SC and is part of the highway widening of BR-470/SC at station 30+220 of that highway. Studies of the geotechnical profile up to a depth of 22m showed the presence of clays with and without organic material, interspersed with layers of silt mixtures and sand lenses. Through interpretations of the geotechnical profile studied by Cordeiro (2019) and piezocone penetration test soundings at station 30+220, the profile was simplified to a homogeneous layer of clay. With the intention of studying the inherent variability of the resistance parameters from this reference layer, it was studied the variability of the tip resistance (qt) along the depth of the soundings profile. a probability density function with the best adherence to the qt data to quantificatify the soil variability. Defining the PDF for qt , a thousand random values for qt were generated for the qt parameter, following the premises of the Monte Carlo Method. The random values were used to obtain the undrained shear strength (S_u), that would be used in a set of numerical simulations through finite elements methods. A deterministic analysis based on the mean value of S_u was also performed. As a result of the probabilistic analysis, it was found that the average SF pointed to section stability and failure probabilities of 8.3% and 12.4%, values considered to be high according to the acceptance criteria available in the literature. On the other hand, deterministic SF was considerably higher than the average probabilistic SF.

Keywords: Soft soils. Landfill Stability. Probabilistic methods. Monte Carlo. Factor of Safety. Probability of failure.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Equipamento tipo A para ensaio de palheta.....	23
Figura 2 - Fator de correção empírico entre a resistência de ruptura retro analisada e o ensaio de palheta.....	24
Figura 3 - Esquema da ponteira utilizada no ensaio de piezocone.....	26
Figura 4 - Exemplo de ábaco para classificação do solo por tipo de comportamento.....	29
Figura 5 - Organograma de classificação de incertezas na geotecnia.....	31
Figura 6 - Classificação dos movimentos na ruptura de um talude segundo....	34
Figura 7 -Círculo de Mohr e envoltória de ruptura.....	35
Figura 8 -Círculos de Mohr e envoltória de ruptura em argilas saturadas no ensaio triaxial UU.....	36
Figura 9 - Forças aplicadas a uma fatia de solo segundo o Método de Fellenius.....	38
Figura 10 - Classificação de Níveis de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	42
Figura 11 - Classificação de níveis de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.....	42
Figura 12 - Fatores de segurança mínimos pela NBR 11682.....	42
Figura 13 - Fatores de segurança mínimos pelo PRO-381.....	43
Figura 14 - Fluxograma que ilustra a aplicabilidade do Método de Monte Carlo à análise de estabilidade em taludes.....	45
Figura 15 - Representação da probabilidade de falha a partir de uma FDP Normal.....	46
Figura 16 - Fluxograma das atividades do estudo.....	50
Figura 17 - Mapa da localização dos lotes 01 e 02 da duplicação da BR-470 em Santa Catarina.....	53
Figura 18 - Perfil geotécnico longitudinal da Br-470 do trecho que contém as ilhas de investigação do Km 30+220, Km 30+480 e Km 30+800.....	54
Figura 19 - Perfil característico dos depósitos de argila mole no Lote 02 da BR-470.....	55
Figura 20 - Seção original do projeto de duplicação da BR-470 no Km 30+460.....	56
Figura 21 - Seção do projeto de duplicação da BR-470 no Km 30+460 contemplando soluções geotécnicas.....	56
Figura 22 - Perfil característico para a Seção 30+460 da BR-470.....	57

Figura 23 - Parâmetros da sondagem CPTu no Km 30+220 com a profundidade.....	60
Figura 24 - Perfil geotécnico utilizado nas simulações da seção do Km 30+220.....	62
Figura 25 - Malha de elementos utilizada na análise da seção Km 30+220.....	64
Figura 26 - Histograma da série de dados para qt e curva da função Gama...	69
Figura 27 - Análise de estabilidade da seção Km 30+460 por elementos finitos.....	69
Figura 28 - Representação da potencial cunha de ruptura que atravessa o aterro e o solo de fundação.....	70
Figura 29 - Representação da potencial cunha de ruptura que atravessa apenas o aterro.....	71
Figura 30 - Diagrama de FS médio x nº de Iterações das Análises de Estabilidade.....	72
Figura 31 - Histograma da série da estatística de FS e uma curva de função de distribuição generalizada de valores extremos.....	72
Figura 32 - Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite com cunha potencial de ruptura que passa pelo aterro e pelo solo de fundação.....	74
Figura 33 - Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite com cunha potencial de ruptura que passa apenas pelo aterro.....	75

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação do solo a partir de índices de classificação.....	30
Tabela 2 - Características dos métodos de equilíbrio limite.....	37
Tabela 3 - Probabilidade de ruptura aceitável na análise de estabilidade de taludes.....	48
Tabela 4 - Resumo dos parâmetros de resistência para o perfil geotécnico característico.....	58
Tabela 5 - Resumo de parâmetros de resistência obtidos de ensaios complementares.....	59
Tabela 6 - Parâmetros de entrada para as simulações em elementos finitos	62
Tabela 7 - Parâmetros de entrada para as simulações por equilíbrio limite...	67
Tabela 8 - Resultados das análises.....	75

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<i>a</i>	Valor mínimo da distribuição beta de quatro parâmetros
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
<i>b</i>	Valor máximo da distribuição beta de quatro parâmetros
Bq	Parâmetro de poropressão normalizado
CPT	ensaio de penetração de cone in situ
CPTu	Ensaio de Piezocone
D	diâmetro da palheta
DNER	Departamento Nacional Estradas e Rodagem
E	módulo de elasticidade ou módulo de Young
FDP	função densidade de probabilidade
<i>fs</i>	atrito lateral
FS	fator de segurança da análise de estabilidade
Fr	parâmetro de fator de atrito normalizado
HS	<i>Hardening Soil</i>
Ic	índice de classificação de Jefferies e Davies
Ic _{RW}	índice de classificação de Robertson e Wride
<i>k</i>	fator de forma da distribuição generalizada de valores extremos
Nkt	fator de capacidade de carga
MC	Mohr-Coulomb
MEF	Método de Elementos Finitos
NSPT	número de golpes do ensaio de SPT
OCR	razão de pré-adensamento
<i>Pf</i>	probabilidade de falha
<i>qc</i>	resistência de ponta do cone
<i>qt</i>	resistência de ponta corrigida do ensaio de piezocone
Qt	resistência de ponta normalizada
<i>Rf</i>	razão de atrito

SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SS	<i>Soft Soil</i>
S_u	resistência ao cisalhamento não drenada
S_{uc}	resistência não drenada corrigida
S_{ur}	resistência ao cisalhamento não drenada do solo amolgado
S_t	sensibilidade da argila
$T_{\text{máximo}}$	torque máximo medido no ensaio de palheta
u	poropressão
u_0	poropressão hidrostática inicial a certa profundidade
u_2	poropressão medida na base do cone a certa profundidade
UU	<i>Unconsolidated Undrained</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

α	parâmetro de forma da distribuição gama
α_1	primeiro fator de forma da distribuição beta
α_2	segundo fator de forma da distribuição beta
β	índice de confiabilidade
β	parâmetro de escala inversa da distribuição gama
ν	coeficiente de Poisson
γ	peso específico natural do solo
μ	fator de correção de Bjerrum
μ	fator de posição da distribuição generalizada de valores extremos
Ψ	dilatância
σ	fator de escala da distribuição generalizada de valores extremos
σ'	tensão efetiva
σ'_{v0}	tensão efetiva vertical inicial
σ_{v0}	tensão total vertical inicial
τ	tensão cisalhante
ϕ	ângulo de atrito interno
ϕ'	ângulo de atrito efetivo interno

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	16
1.1 JUSTIFICATIVA.....	17
1.2 OBJETIVOS.....	18
1.2.1 Objetivo Geral.....	18
1.2.2 Objetivos Específicos.....	18
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	20
2.1 ATERROS SOBRE SOLOS MOLES - MÉTODOS CONSTRUTIVOS.....	20
2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA.....	20
2.2.1 Investigações Preliminares.....	21
2.2.2 Investigações Complementares.....	22
2.2.2.1 <i>Ensaio de Palheta.....</i>	22
2.2.2.2 <i>Ensaio de penetração de cone.....</i>	25
2.3 INCERTEZAS GEOTÉCNICAS.....	30
2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES.....	33
2.4.1 Métodos de Equilíbrio Limite.....	36
2.4.2 Modelagem pelo método de Elementos Finitos.....	38
2.4.3 Análise de Estabilidade Determinística.....	36
2.4.4 Análise de Estabilidade Probabilística.....	43
2.4.4.1 <i>Método de Monte Carlo.....</i>	43
2.4.4.2 <i>Probabilidade de falha.....</i>	46
3 MATERIAIS E MÉTODO.....	49
3.1 FLUXOGRAMA DE TRABALHO.....	49
3.2 LOCAL DO ESTUDO.....	52
3.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	53
3.4 DEFINIÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO.....	61

3.5	MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS.....	61
3.6	VARIABILIDADE DO PERFIL NA SEÇÃO DO KM 30+220	65
3.7	APLICAÇÃO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICA	65
3.7	APLICAÇÃO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DETERMINÍSTICA	67
4	RESULTADOS.....	68
4.1	ANÁLISE DE VARIABILIDADE DE qt.....	68
4.2	SIMULAÇÕES PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	69
4.3	RESULTADOS DAS ANÁLISES PROBABILÍSTICAS.....	71
4.4	RESULTADOS DAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS.....	73
4.5	QUADRO DE RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	75
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	77
5.1	CONCLUSÕES.....	77
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	80
	REFERÊNCIAS.....	81

1. INTRODUÇÃO

Obras de terra estão presentes em diversos processos construtivos das obras civis, seja na forma de escavações, estabilização de encostas, execução de fundações, extração de material em jazidas de solo, construção de aterros rodoviários e de barragens, entre outros. Nesse contexto, o conhecimento das características dos solos de cada local em que essas obras são executadas é de enorme importância para a garantia da segurança das pessoas que trabalham nelas, assim como das comunidades locais, evitando também prejuízos e danos à propriedade pública e particular.

O solo, porém, é um meio heterogêneo e difícil de caracterizar de uma maneira ampla. As investigações vão desde as mais simples e relativamente baratas até as mais complexas e custosas. Massad (2010) aponta que, em geral, a aplicação de ensaios *in situ* possui um custo mais baixo e fornece resultados mais rapidamente que ensaios de laboratório.

Flores (2008) lembra das diferentes fontes de incertezas nos estudos geotécnicos, algumas delas de ordem natural, ligadas a questões da formação dos solos, sendo que a observação dessa variabilidade depende do local e do momento em que determinada amostra foi colhida. Além dessas, existem outras fontes de incertezas, relacionadas à qualidade dos ensaios de campo e de laboratório e às simplificações aplicadas na interpretação dos resultados, que podem gerar análises pouco confiáveis.

Os ensaios de campo devem balizar a análise, mas por si só podem não oferecer a cobertura necessária para considerar a grande variabilidade espacial que os parâmetros físicos podem apresentar. Nacci e Schnaid (2001, *apud* BOHER, 2014) lembram que, idealmente, os parâmetros adotados em projetos serão uma combinação criteriosa de resultados obtidos de ensaios de campo e ensaios de laboratório, buscando-se assim boa representatividade em relação caracterização do material e eliminação de erros e incertezas inerentes ao processo.

No caso das análises de estabilidade em taludes, é comum a determinação do fator de segurança por métodos determinísticos. Neles, assume-se que parâmetros físicos, tais quais o peso específico, ângulo de atrito e coesão, são

constantes ao longo de cada uma das camadas de solo discretizadas. Como resultado é obtido um parâmetro de Fator de Segurança (FS) que seja representativo da condição de estabilidade para aquela geometria. Porém, é inevitável, dadas as características naturais do material, que haja alguma variabilidade associada ao seu comportamento, o que poderia tornar análises determinísticas pouco confiáveis em alguns casos (SANDOVAL, 2012). Nesse sentido, análises probabilísticas permitem o cálculo de um Fator de Segurança médio e um parâmetro de probabilidade de falha que permitirá interpretar o quanto representativo o FS é em relação à condição de estabilidade da estrutura.

Nesse contexto, este trabalho visa introduzir as incertezas na análise de estabilidade de um aterro sobre solo mole. Para tal, será utilizada como base a caracterização de Cordeiro (2019) para um trecho da obra de duplicação da BR-470 em Santa Catarina.

1.1. JUSTIFICATIVA

Dentro do contexto da dificuldade em se fazer a caracterização ampla do solo de uma região, a realização deste trabalho se justifica para que sejam avaliados os resultados da inclusão de incertezas inerentes ao solo em uma análise de estabilidade, utilizando para isso uma metodologia probabilística. Análises probabilísticas de estabilidade são metodologias que permitem a obtenção de parâmetros tal qual o fator de segurança médio e a probabilidade de falha, que está associada a um índice de confiabilidade. Dessa forma, se espera viabilizar uma interpretação mais bem informada da estabilidade, em comparação com uma análise determinística definida por um único valor de FS, correspondente ao caso crítico, e que não leva em conta as incertezas em relação à caracterização dos parâmetros de resistência.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo Geral:

Realizar análise probabilística da estabilidade de um aterro sobre solos moles, no caso, o da seção Km 30 + 220 da BR-470.

1.2.2. Objetivos Específicos:

- Modelar uma seção de aterro sobre solos moles pelo Método de Elementos Finitos para obtenção de um Fator de Segurança
- Utilizar análise probabilística para introdução de incerteza na caracterização da resistência, em conjunto com a análise de estabilidade por elementos finitos, para identificação da probabilidade de falha.
- Realizar uma análise de estabilidade determinística para obtenção de um fator de segurança, a fim de comparar com o FS médio obtido das análises probabilísticas.

1.3. ORGANIZAÇÃO

O presente trabalho está organizado em cinco capítulos, complementado por uma seção final onde estão listadas as referências utilizadas no mesmo. Primeiramente, o capítulo de introdução apresenta o problema relacionado à caracterização do solo e de como são vistas as incertezas nas análises de estabilidade.

O segundo capítulo trata da fundamentação teórica quanto às investigações geotécnicas aplicadas a solos moles para obtenção de parâmetros de resistência como a resistência não drenada e a resistência à penetração do ensaio de piezocone. Também são abordados conceitos a respeito da classificação das fontes

de incertezas geotécnicas, conceitos a respeito de análises de estabilidade pelo método de equilíbrio limite e pelo método dos elementos finitos, assim como a respeito das características das análises de estabilidade determinística e probabilística.

No terceiro capítulo estão descritos o local de estudo, os materiais utilizados nas análises e os procedimentos adotados para a realização de cada etapa. Na sequência, o quarto capítulo apresenta a obtenção de resultados ao longo da realização das análises e ao fim são feitas as discussões a respeito dos resultados obtidos para fator de segurança determinístico e probabilístico e para probabilidade de falha.

O capítulo cinco é voltado para as conclusões, onde são feitas colocações a respeito de como a modelagem influenciou o resultado das análises. Por fim, são apresentadas sugestões para trabalhos futuros.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Solos moles são materiais com baixa resistência, como evidenciado em ensaios SPT, onde o material é vencido em 4 ou menos golpes (MASSAD 2010). A presença de material argiloso colabora para que tenha características coesivas, e, além disso, é caracterizado como solo de alta compressibilidade e baixa permeabilidade, tornando difícil a dissipação do excesso de poropressões no maciço. Podem conter no seu perfil geotécnico porções de siltes argilosos e areias argilosas, além da possibilidade de haver presença de matéria orgânica (MASSAD 2010).

Dessa forma, para a construção sobre esse tipo de solo, existe uma preocupação especial quanto a estabilidade do empreendimento e a possibilidade de ocorrência de recalques. Neste contexto, o presente trabalho aborda o problema de estabilidade de aterros sobre solos moles introduzindo a quantificação das incertezas. No presente capítulo é apresentada a fundamentação teórica necessária para o entendimento do assunto abordado no trabalho.

2.1. ATERRO SOBRE SOLOS MOLES - MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Existem soluções técnicas para contornar o problema da baixa resistência de solos moles. Em um aterro, é possível citar, além de dispositivos de reforço, a construção em etapas, que reduz o impacto das deformações que poderiam ocorrer com uma sobrecarga rápida, além de permitir a dissipação de poropressões e ganho de resistência com o tempo, conforme o alteamento é executado (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Por outro lado, dependendo das condições do maciço e da geometria do projeto, pode ser necessário um tempo de construção relativamente grande, isso pode exigir o dimensionamento de dispositivos auxiliares capazes de acelerar o processo de consolidação e de contribuir com a resistência do depósito para que se cumpram os prazos estabelecidos. Dentre esses dispositivos podem ser citados a drenagem com geodrenos e a sobrecarga temporária (MASSAD (2010).

Segundo o mesmo autor, alternativamente, a construção de colunas de brita ou de estaqueamento pode permitir a construção sobre solos moles ao distribuir o carregamento para camadas mais competentes e menos compressíveis encontradas a uma certa profundidade. Massad (2010) ainda menciona a possibilidade de remoção e substituição de espessuras de solos moles de 4 a 5 metros por material mais resistente, alertando que a substituição do material original por material com peso específico significativamente maior poderia atuar contra a estabilidade.

Outra maneira de se buscar garantir a estabilidade do aterro é a construção de bermas de equilíbrio, que acrescentam ao sistema esforços que atuam a favor da estabilidade. O seu uso é condicionado à disponibilidade de material e de áreas vizinhas ao aterro.

Dito isso, conforme lembra Teixeira (2012), além da necessidade de se dimensionar essas soluções, há também um aumento na complexidade da modelagem das análises de estabilidade e de deformações dessas estruturas.

Quanto ao projeto de aterros em solos moles Almeida (1996, *apud* BOHER, 2014), divide o dimensionamento, em geral, em duas partes, primeiro com o cálculo da estabilidade da geometria em conjunto com o maciço, seguido pelos cálculos dos deslocamentos verticais e consolidação do material base. No escopo deste trabalho, será apenas avaliada a estabilidade da geometria do conjunto.

2.2. INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Para a obtenção das características do material de campo é necessário que se façam campanhas de investigação das propriedades físicas do solo. Almeida e Marques (2010) orientam que sejam feitas investigações preliminares que guiarão estudos complementares.

2.2.1. Investigações Preliminares

Almeida e Marques (2010) falam da importância das investigações preliminares enquanto ferramenta para a discretização do solo em camadas de

composições distintas, sendo o conjunto delas conhecido como perfil estratigráfico, dando noção das características do solo naquele local.

Schnaid e Odebrecht (2012) comentam a respeito do ensaio de sondagem à percussão padronizado, também conhecido como *Standard Penetration Test* (SPT), como opção interessante para ensaios preliminares, por ser versátil, permitir coleta de amostras e ser relativamente barato. Porém fazem ressalvas quanto ao uso desse tipo de ensaio para prever deformações em solos moles, pois esse tipo de teste não permite aferir a tensão de pré adensamento. Da mesma forma, afirmam que não é de grande utilidade para a obtenção de parâmetros relacionados à resistência não drenada, visto que os resultados obtidos para solos moles algumas vezes não permitem nem a identificação de resistência à penetração, tendo como resultado um valor nulo de golpes.

2.2.2. Investigações Complementares

Investigações complementares permitirão aprofundar o conhecimento a respeito dos parâmetros de resistência e deformabilidade, que indicam comportamento do solo em questão. Para este trabalho, o foco será nos ensaios de palheta e piezocone, que vão colaborar para a obtenção da resistência não drenada do solo argiloso.

2.2.2.1. Ensaio de Palheta

O ensaio de palheta, também conhecido como *Vane test*, é aquele realizado por meio da cravação *in situ* de uma palheta (Figura 1), geralmente de seção cruciforme, em solo argiloso saturado e de baixa permeabilidade. Em seguida é aplicado torque sobre esse dispositivo, promovendo a ruptura do solo por cisalhamento, devido à rotação da palheta. A rotação deve ser realizada com velocidade padronizada (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012). A resistência não drenada S_u é então calculada por:

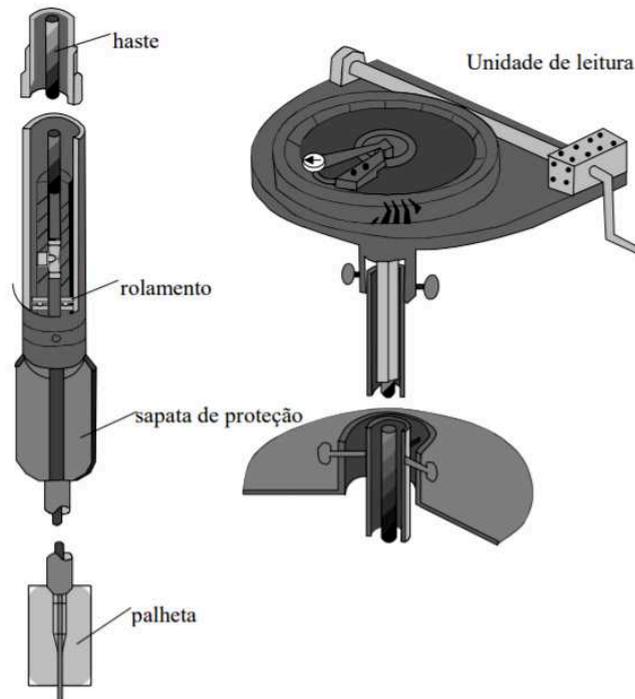
$$S_u = \frac{0,86 \cdot T_{\text{máximo}}}{\pi \cdot D^3} \quad (1)$$

Onde:

S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada obtida do ensaio de palheta (kPa); $T_{\text{máximo}}$ é o torque máximo medido (kNm); e D é o diâmetro da palheta (m)

A expressão para cálculo de S_u apresenta simplificações, assumindo que o solo tem comportamento isotrópico e que há uniformidade na distribuição de tensões na palheta.

Figura 1 - Equipamento tipo A para ensaio de palheta



Fonte: DNER PRO – 381/98

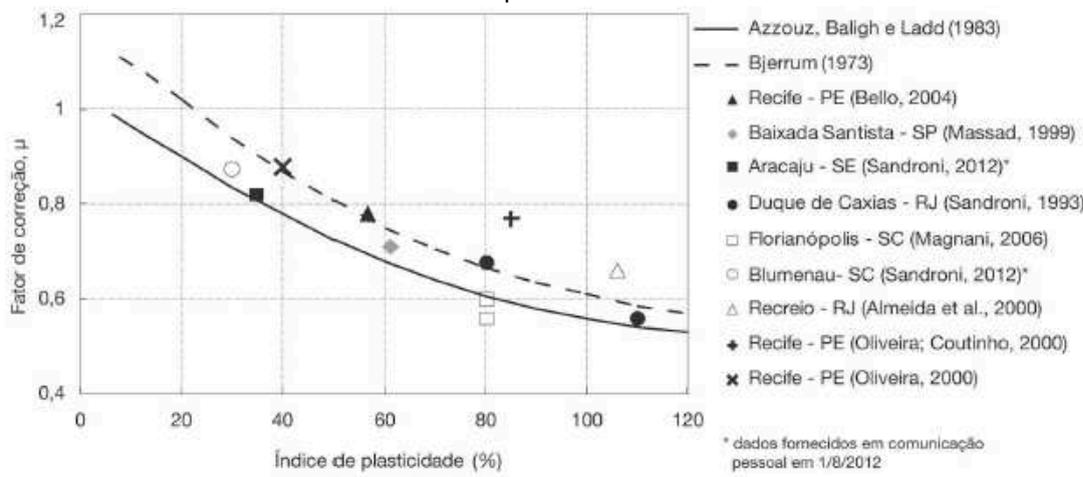
Dadas a influência da velocidade com a qual a rotação é aplicada, do amolgamento pela cravação e a anisotropia natural do material, utiliza-se um fator de correção proposto por Bjerrum (1972, *apud* ALMEIDA; MARQUES, 2010) associado ao índice de plasticidade da argila sob análise:

$$S_{u(\text{corrigido})} = \mu \cdot S_{u(\text{palheta})} \quad (2)$$

Onde:

$S_{u(\text{corrigido})}$ é a resistência ao cisalhamento não drenada corrigida (kPa); μ é o fator de correção empírico (adimensional), vide Figura 2 ; $S_{u(\text{palheta})}$ é a resistência ao cisalhamento não drenada obtida pelo ensaio de palheta (kPa).

Figura 2 - Fator de correção empírico entre a resistência de ruptura retro analisada e o ensaio de palheta



Fonte Schnaid e Odebrecht (2012)

Além da resistência não drenada do material, o ensaio de palheta permite a obtenção de outros parâmetros indiretamente. Por exemplo, a sensibilidade da argila (S_t) pode ser calculada por:

$$S_t = \frac{S_u}{S_{ur}} \quad (3)$$

Onde:

S_u é a resistência não drenada obtida de ensaio em solo indeformado e S_{ur} , a resistência não drenada medida em solo amolgado. A sensibilidade representa o quanto o material perde resistência não drenada ao cisalhamento quando amolgado.

Schnaid e Odebrecht (2012) mostram correlações desenvolvidas por diversos autores que associam a resistência não drenada com o histórico de tensões, representado pela razão de pré-adensamento do material, conhecida também como

Over Consolidation Ratio (OCR), ou seja, também de maneira indireta a partir dos resultados do ensaio de palheta.

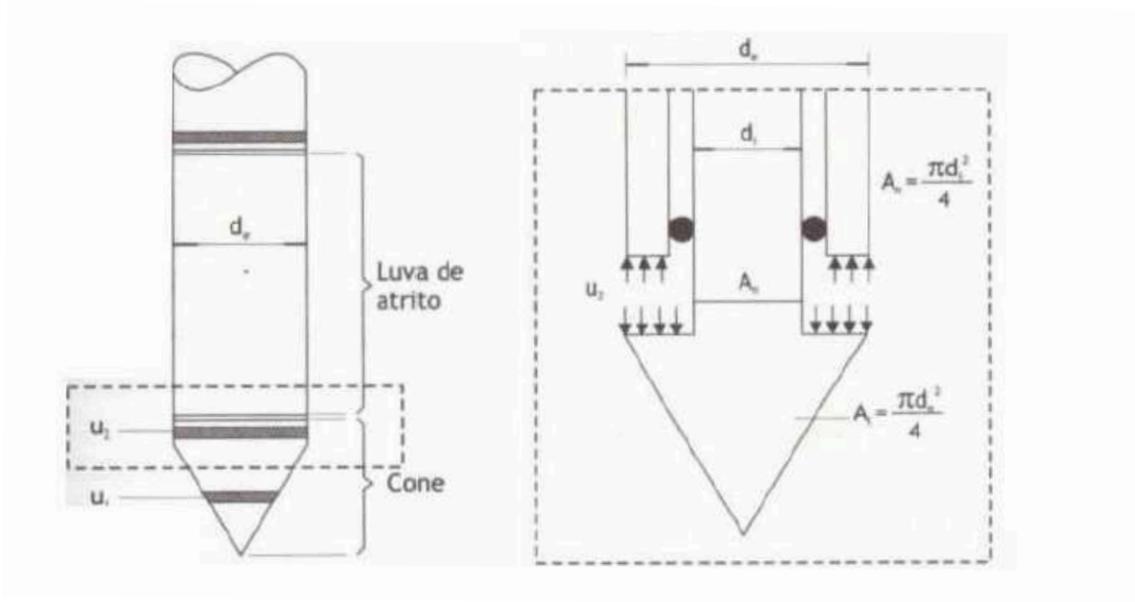
2.2.2.2. *Ensaio de penetração de cone*

O ensaio de penetração de cone, ou CPT, se dá pela cravação de uma ponteira cônica a uma velocidade de aproximadamente 20mm/s. Uma variação desse ensaio acontece quando o conjunto haste-ponteira possui elementos filtrantes e sensores internos para medição e monitoramento das poropressões geradas a partir da cravação do cone (MASSAD, 2010) . Essa variação é conhecida como piezocone ou CPTu.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012) os resultados dos ensaios de piezocone podem auxiliar na determinação de perfis estratigráficos e de propriedades do solo investigado, em especial quando aplicado a solos argilosos. Indicam também que uma das vantagens é a eliminação da influência do operador do ensaio.

A norma para a execução de ensaios de penetração de ponteira cônica era a NBR 12069 de 1991, porém foi cancelada em 2015. Hoje recorre-se a padrões internacionais, como o ASTM D5778 - *Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone testing of soils*. A Figura 3 ilustra a ponteira utilizada em ensaios de piezocone, o posicionamento do elemento filtrante na base do cone, de onde se tira a leitura u_2 e a atuação da poropressão nessa parte do instrumento.

Figura 3 - Esquema da ponteira utilizada no ensaio de piezocone



Fonte: Almeida e Marques (2010)

Os ensaios trazem como medidas diretas três parâmetros com a profundidade: q_c , a resistência à cravação; f_s , o atrito lateral durante a cravação; u , a poropressão no momento da cravação. As leituras dos 3 parâmetros devem ser feitas pelo menos a cada 200mm. Na prática utiliza-se leituras a cada 20 a 50mm (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Na medida de q_c existe influência da poropressão, portanto, conforme lembram Schnaid e Odebrecht (2012), a correção da resistência é ainda mais importante no caso de argilas moles para obtenção da resistência real mobilizada no ensaio:

$$q_t = q_c + (1 - a) \cdot u_2 \quad (4)$$

Onde:

q_t é a resistência de ponta corrigida, considerando a influência da poropressão; a é uma relação entre a área do cone e a área da haste interna do mesmo; u_2 é a medida da poropressão tomada a partir do elemento filtrante na base do cone.

Outros índices, mencionados pelos mesmos autores, derivados das leituras do equipamento ajudam a interpretar as características geotécnicas observadas na sondagem:

Rf é a relação entre o atrito e a resistência de ponta dada por:

$$Rf = \frac{fs}{qc} \quad (5)$$

O parâmetro Bq , chamado Parâmetro de poropressão normalizado:

$$Bq = \frac{(u_2 - u_0)}{(qt - \sigma_{v0})} \quad (6)$$

Onde:

u_0 é a pressão hidrostática e σ_{v0} é a pressão vertical *in situ* no ponto de amostragem.

Qt é o parâmetro de resistência total corrigida normalizada:

$$Qt = \frac{(qt - \sigma_{v0})}{(\sigma_{v0} - u_0)} \quad (7)$$

Fr é o parâmetro de fator de atrito normalizado:

$$Fr = \frac{fs}{(qt - \sigma_{v0})} \cdot 100\% \quad (8)$$

Em geral, os resultados são apresentados na forma de diagramas de qt , fs e Rf com a profundidade. São esperados altos valores de qt com baixos valores de Rf para areias. O oposto, ou seja, qt baixo e Rf maiores (acima de 5%) para as argilas (SCHNAID; ODEBRECHT 2012).

Segundo os autores, a partir da plotagem de qt , juntamente com interpretação de diagramas para u e u_0 , interpreta-se argila mole quando tanto qt quanto u (a poropressão lida com a profundidade) apresentam tendência a crescer com a profundidade, e lentes de areia quando esses dois divergem conforme qt aumenta.

Schnaid *et al.* (2004), observando comportamento dos resultados de sondagem por piezocone, apontam que para Bq superior a 0,5 pode ser indicativo de argilas testadas sob condição não drenada.

Para as argilas, é possível a obtenção da resistência ao cisalhamento não drenada de maneira indireta a partir dos dados de resistência à penetração no ensaio CPTu, da seguinte forma:

$$S_u = \frac{(qt - \sigma_{v0})}{Nkt} \quad (9)$$

Onde:

qt é a resistência de ponta corrigida; σ_{v0} tensão total vertical inicial e Nkt é o fator de capacidade de carga.

Nkt pode ser obtido da relação que envolve a resistência à penetração, medida no ensaio de cone, e a resistência não drenada ao cisalhamento no ensaio de palheta:

$$Nkt = \frac{(qt - \sigma_{v0})}{S_{u(palheta)}} \quad (10)$$

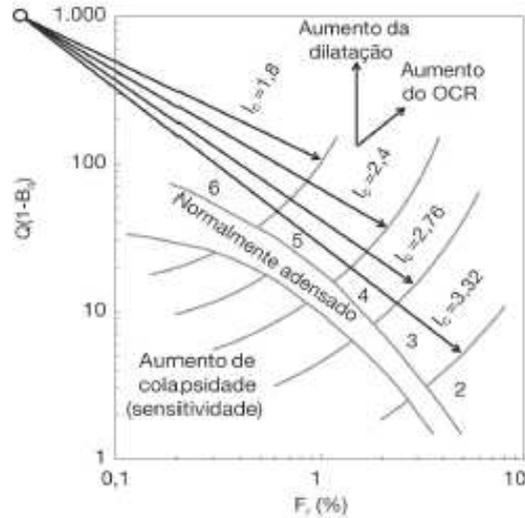
Outro aspecto interessante da sondagem CPTu é a possibilidade do uso de ferramentas conhecidas como *Soil Behavior Type Charts*, para previsão dos tipos de solo ao longo do perfil de sondagem. Diferentes autores propõem cartas de classificação do comportamento do solo com base nos parâmetros obtidos do ensaio.

Nesse sentido, o índice de classificação I_c na metodologia de Jefferies e Davies (1993) permite uma estimativa superficial do tipo de solo, onde $I_c > 2,76$ indica solo com comportamento não drenado e $I_c < 1,8$ drenado. O ábaco da Figura 4

permite estimar a classificação de solos por tipo de comportamento a partir do índice de Jefferies e Davies (1993), complementado pelos parâmetros do ensaio.

$$I_c = \sqrt{\{3 - \log(Qt) \cdot [1 - Bq]\}^2 + \{1,5 + 1,3 \cdot \log(Fr)\}^2} \quad (11)$$

Figura 4 - Exemplo de ábaco para classificação do solo por tipo de comportamento



Fonte: Jefferies e Davies (1993)

Há também o índice de classificação $I_{c_{RW}}$, na metodologia de Robertson e Wride (1998), dado por:

$$I_{c_{RW}} = \sqrt{\{3,47 - \log(Qtn)\}^2 + \{1,22 + \log(Fr)\}^2} \quad (12)$$

Onde:

$$Qtn = \frac{(qt - \sigma_{v0})}{\sigma_{atm}} \cdot \left(\frac{\sigma_{atm}}{\sigma'_{v0}}\right)^n \quad (13)$$

$\sigma_{atm} = 1$ atmosfera, com n estimado a partir de pré concepções quanto a classificação do solo ou definido de maneira iterativa para casos intermediários (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Além de ábacos, a Tabela 1 apresenta estimativas a respeito dos tipos de solos com base em intervalos dos índices de classificação.

Tabela 1 - Classificação do solo a partir de índices de classificação

Classificação do solo	Nº da zona	Índice I_c	Índice I_{cRW}
Argilas orgânicas	2	$I_c > 3,22$	$I_{cRW} > 3,60$
Argilas	3	$2,82 < I_c < 3,22$	$2,95 < I_{cRW} < 3,60$
Misturas de siltes	4	$2,54 < I_c < 2,82$	$2,60 < I_{cRW} < 2,95$
Misturas de areias	5	$1,90 < I_c < 2,82$	$2,05 < I_{cRW} < 2,60$
Areias	6	$1,25 < I_c < 1,90$	$1,31 < I_{cRW} < 2,05$
Areias com pedregulhos	7	$I_c < 1,25$	$I_{cRW} < 1,31$
Solos sensitivos	1	NA	Ver nota

Notas: 1. Fator I_c – Jefferies e Been (2006).

2. Índice I_{cRW} – Robertson e Wride (1998).

3. Solos sensitivos para a zona 1 caracterizado quando $Q_{t1} < 12 e^{(-1,4 \cdot F_{s1})}$.

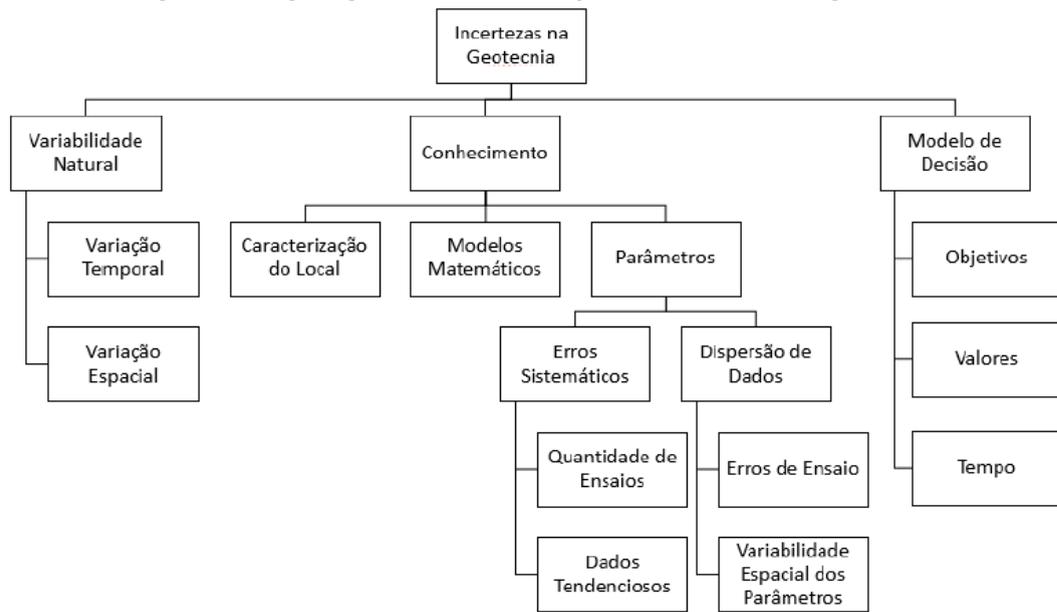
Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

2.3. INCERTEZAS GEOTÉCNICAS

A heterogeneidade do solo, além de ser evidenciada pela disposição do material em camadas com comportamentos distintos, ocorre também dentro do horizonte de materiais que, a princípio, poderiam vir a ser classificados como homogêneos, mas que possuem propriedades físicas diferentes. Essas incertezas, chamadas de inerentes por Phoon & Kulhawy (1999), estão relacionadas com o histórico de formação geológica, de deposição dos solos e histórico de tensões no maciço. O estudo da variabilidade das propriedades de solo é importante para que se possa ter um maior nível de confiabilidade em todo o processo de construção.

Ziesmann (2019) apresenta diagrama (Figura 5) adaptado de Baecher e Christian (2003) e Christian (2004) com uma classificação dos tipos de incertezas relacionadas à investigação dos parâmetros geotécnicos:

Figura 5 - Organograma de classificação de incertezas na geotecnia



Fonte: Baecher e Christian(2003, apud Ziesmann, 2019)

Observando os principais itens da Figura 5 pode-se descrevê-los da seguinte forma:

- *variabilidade natural*: representa a variabilidade do solo encontrado em campo com base em quando e onde uma amostra é colhida. Tem relação com o histórico de formação do solo (BAECHER; CHRISTIAN, 2003 *apud* ZIESMANN, 2019);
- *conhecimento*: diz respeito ao uso de conceitos simplificados e metodologias pré estabelecidas que têm influência no resultado da investigação, interpretação e obtenção dos parâmetros físicos do material. Também são chamadas incertezas subjetivas ou internas (BAECHER; CHRISTIAN, 2003 *apud* ZIESMANN, 2019);
- *modelo de decisão*: relacionados a erros provocados por hipóteses equivocadas e à maneira com a qual os modelos escolhidos estão distantes da realidade para determinada aplicação dos parâmetros (FLORES, 2008);

Segundo Phoon e Kulhawy (1999), a classificação quanto às fontes de incerteza em relação aos parâmetros geotécnicos se dá em: inerente ou espacial, erros de medidas e incertezas dos modelos de transformação de incertezas. Em sua classificação para fontes de incertezas para medições *in situ*, apresenta incertezas de natureza estatística e de dispersão de dados. Por dispersão de dados, entende-se incertezas naturais do material e erros de medição.

De maneira similar, Vanmarcke (1977, *apud* Sandoval, 2012) aponta incertezas inerentes ao material entre as três principais fontes de incertezas na obtenção de parâmetros geotécnicos. As demais são incertezas estatísticas, causadas pela limitação da quantidade de amostras em uma campanha de sondagem e incertezas quanto a erros de medição, por falha no manuseio ou manutenção de equipamentos.

Lacasse e Nadim (1996) utilizam a classificação em termos de: incerteza aleatória, incerteza epistêmica e erro humano. As incertezas ditas inerentes se enquadram como incertezas aleatórias, segundo os autores, assumindo que há algum nível de aleatoriedade em relação a variabilidade do solo no espaço.

Dentro dessas classificações, a variabilidade natural ou inerente ao material é sempre lembrada. Essas incertezas inerentes, são bastante influenciadas pelo posicionamento do qual se colhe as amostras dentro do maciço. Amostras colhidas em locais próximos tendem a apresentar uma correlação mais forte entre seus parâmetros do que amostras colhidas em pontos distantes (SANDOVAL, 2012).

No escopo deste trabalho serão avaliadas apenas incertezas inerentes ao material, com base no perfil de sondagem do ensaio CPTu, assumindo que os dados de sondagem foram obtidos e registrados de maneira adequada.

O acúmulo de incertezas quanto aos parâmetros geotécnicos ao longo do processo de análise de estabilidade pode ter grande impacto quando se chega a um resultado final, que pode não ser representativo do comportamento ou da segurança da estrutura. Por conta disso, segundo Christian (2004), técnicos e engenheiros tendem a desenvolver estratégias para contornar essas incertezas. Geralmente o que se faz é utilizar-se índices e métodos conservadores, que vão subestimar a resistência dos materiais, ou que vão superdimensionar estruturas para buscar

garantir sua segurança. Isso, não só torna as soluções técnicas pouco otimizadas, como podem elevar os custos do empreendimento. O autor sugere que as estratégias para lidar com as incertezas sejam capazes de ser quantificadas antes que sejam incluídas em uma análise.

2.4. ESTABILIDADE DE TALUDES

Obras que envolvem grandes movimentações de terra e a contenção de massas de solo exigem um grande cuidado técnico. A ocorrência de falhas na estrutura do maciço pode comprometer não só o desempenho do empreendimento, mas principalmente a segurança do local. Dessa forma, a geotecnia continua avançando no desenvolvimento de métodos para análise e controle da estabilidade de taludes. Para a execução desse tipo de análise, é necessário primeiro que se entenda de que maneira um talude pode falhar.

A instabilidade de um talude pode ser provocada por fatores de diferentes naturezas, que, no geral, atuam em conjunto (MIRANDA, 2012):

- Fatores geométricos, que compreendem a altura e a inclinação do talude;
- A presença de água, seja do lençol freático ou de fontes externas como as águas das chuvas;
- Composição mineralógica: a resistência do material em si, que pode manifestar regiões mais suscetíveis a falhas.

Além disso, a influência humana não pode ser ignorada, dado que pode promover movimentação de solos, carregamento de áreas mais frágeis e alterar a dinâmica das águas de uma região.

Em taludes naturais, o solo pode vir a perder a sua condição de estabilidade de diferentes maneiras, que são classificadas conforme a movimentação da massa rompida em relação ao maciço (Figura 6) . Segundo Varnes (1978) o movimento de massa pode ocorrer das seguintes formas:

- Queda: por desprendimento de solo ou rocha do maciço;

- Tombamento: pela rotação de uma massa de solo ou de rocha, para longe do maciço;
- Escorregamentos ou deslizamentos: movimento com cunha bem definida, decorrente de uma rotação ou translação da massa de solo no sentido descendente em relação ao maciço;
- Expansão lateral ou espalhamento: a movimentação súbita da parte interna do maciço de solo em translação lateral, pelo carregamento sobre camadas superiores;
- Escoamento: quando o solo perde estabilidade apresentando movimentação tal qual um fluido.

Figura 6 - Classificação dos movimentos na ruptura de um talude



Fonte: Varnes (1978)

No escopo de projeto de aterros, a análise de estabilidade tem a função de mostrar se as premissas adotadas, a geometria do projeto e os métodos construtivos são adequados aos materiais que serão empregados na obra, considerando a segurança e os custos para construção do empreendimento (FERREIRA 2012).

Métodos de análise de estabilidade de taludes geralmente se baseiam na relação entre um carregamento que produz esforços de cisalhamento no maciço e a resistência ao cisalhamento mobilizada do material. Para a caracterização da resistência, podem ser adotados diferentes critérios de ruptura. O critério de Mohr Coulomb representa a resistência ao cisalhamento do material através da Equação 14:

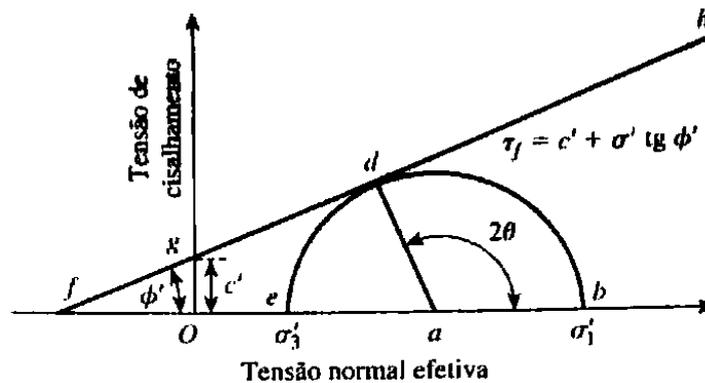
$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot tg\phi' \quad (14)$$

Onde:

τ_f é a máxima tensão de cisalhamento que pode atuar no solo sem que haja ruptura; σ' é a tensão normal efetiva e Φ' é o ângulo de atrito efetivo.

A reta da envoltória, definida pela Equação (14), pode ser obtida em ensaios de laboratório, por exemplo o ensaio triaxial do tipo consolidado drenado, a partir do traçado dos círculos de Mohr que definem o estado de tensão dos corpos de prova DAS (2007). A reta que tangencia esses círculos, chamada envoltória, define o critério (Figura 7). O ângulo que a linha da envoltória faz com a horizontal define o ângulo de atrito efetivo (Φ') e a medida na abscissa onde ocorre a interseção com a envoltória define o valor de coesão efetiva (c'):

Figura 7 -Círculo de Mohr e envoltória de ruptura

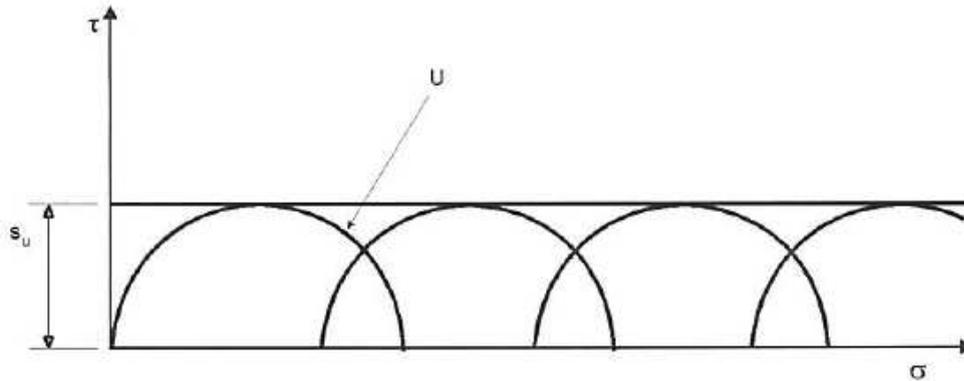


Fonte: Das (2007)

Em ensaios triaxiais sem consolidação, em condições não drenadas, conhecidos como ensaios UU (*Unconsolidated Undrained*), a tensão de cisalhamento no momento da ruptura é equivalente à resistência não drenada do material, S_u (Figura 8). O critério de Mohr Coulomb pode então ser simplificado segundo a equação (15):

$$\tau_f = S_u = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (15)$$

Figura 8 -Círculos de Mohr e envoltória de ruptura em argilas saturadas no ensaio triaxial UU



Fonte: Pinto (2006)

2.4.1. Métodos de Equilíbrio Limite

Métodos de Equilíbrio Limite têm como hipóteses simplificadoras: a ruptura generalizada da massa de solo ao longo de uma superfície bem definida; O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é atendido ao longo da superfície potencial de ruptura; há apenas um Fator de Segurança que caracteriza a falha ao longo da superfície de ruptura; as equações de equilíbrio são válidas até o momento da ruptura; considera-se que o material é rígido-plástico, assumindo que o conjunto rompe sem se deformar (MASSAD, 2010)

Comumente, para a obtenção de um fator de segurança por métodos de equilíbrio limite, utiliza-se uma discretização da cunha em partes menores, conhecidas como fatias. Para cada uma dessas porções da cunha de ruptura, são contabilizados os esforços atuantes e resistentes, para que se possa estimar o fator de segurança do talude ao longo da cunha assumida.

Diferentes métodos foram desenvolvidos para isso, divergindo entre si, em relação a como é feito o equilíbrio de esforços (forças e momento) em cada fatia, à consideração ou não das forças de interação entre elas e à aplicabilidade ou não do método para superfícies circulares ou não circulares (FERREIRA, 2012).

Os métodos clássicos de equilíbrio limite aplicados a estabilidade de talude estão listados na Tabela 2, que ilustra quais equações de equilíbrio e quais das componentes da força de interação entre fatias são consideradas (*Força E* é a

componente normal à interface e *Força X* é a componente tangencial; *Z* é a resultante das forças de interação). Dentre os métodos de Equilíbrio Limite, destacam-se os métodos de Fellenius, Bishop, Bishop Simplificado, Janbu, Morgenstern-Price e Spencer, entre outros.

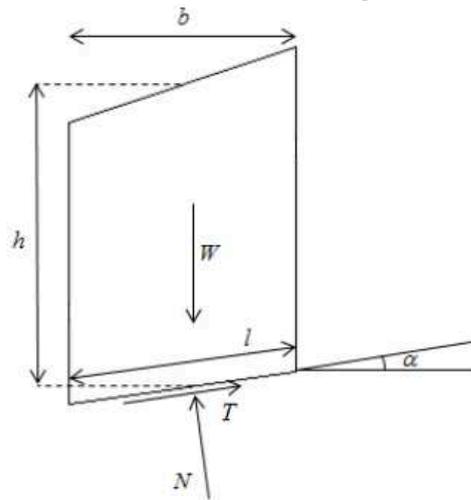
Tabela 2 - Características dos métodos de equilíbrio limite

Métodos	Superfície	$\sum F_h = 0$	$\sum F_v = 0$	$\sum M_o = 0$	Força <i>E</i>	Força <i>X</i>	<i>Z</i>
Fellenius	Circular	Não	Sim	Sim	Não	Não	Não existe
Bishop Simplificado	Qualquer	Não	Sim	Sim	Sim	Não	Horizontal
Janbu Simplificado	Qualquer	Sim	Sim	Não	Sim	Não	Horizontal
Spencer	Circular	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Constante
Morgenstern-Price	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Correia	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável
Janbu Rigoroso	Qualquer	Sim	Sim	Sim	Sim	Sim	Variável

Fonte: Ferreira (2012)

O método de Fellenius, que foi aplicado na análise determinística do presente trabalho, tem como característica a consideração de uma superfície de deslizamento circular e desconsidera os efeitos das forças de interação entre fatias. Considerando os parâmetros geométricos e as forças aplicadas a cada uma das *n* fatias, ilustrados na Figura 9, o cálculo do fator de segurança pelo Método de Fellenius se dá através da Equação (16).

Figura 9 - Forças aplicadas a uma fatia de solo segundo o Método de Fellenius



Fonte: Ferreira (2012)

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c'_i \cdot l_i + (W_i \cdot \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i) \cdot \tan \phi'_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (16)$$

Onde:

c'_i é a coesão efetiva do solo na fatia i ; ϕ'_i é o ângulo de atrito efetivo do solo na fatia i ; u_i é a poropressão média na base da fatia i .

De maneira iterativa, é feito o cálculo de FS para diferentes superfícies de deslizamento arbitradas. A superfície de ruptura dita crítica será aquela associada ao menor fator de segurança obtido nos cálculos (FERREIRA, 2012). Esse será o fator de segurança determinístico da análise de estabilidade .

2.4.2. Modelagem pelo Método de Elementos Finitos

Alternativamente aos Métodos de Equilíbrio Limite, pode-se realizar uma verificação de estabilidade pela análise das tensões internas ao maciço e observação da ocorrência de pontos de plastificação, através de modelagem pelo Método de Elementos Finitos (MEF).

Nesse método, a seção é discretizada em um conjunto de nós, que definem elementos e através de equações que descrevem, por exemplo, o comportamento mecânico do material e o fluxo da água, é possível simular o comportamento do conjunto e avaliar a sua estabilidade.

Segundo Sandoval (2012), um dos atrativos do uso da modelagem por elementos finitos, no que tange a análise de estabilidade de aterros, é a possibilidade da simulação das etapas de construção e visualização da estrutura sob acréscimo de carga.

Dadas as hipóteses simplificadoras, a modelagem com base em Equilíbrio Limite pode ser caracterizada como Rígido-Plástica, em razão de considerar que o conjunto rompe sem se deformar. A análise por elementos finitos depende da relação tensão x deformação, portanto pode-se adotar modelos constitutivos Elastoplásticos, onde o conjunto pode apresentar deslocamentos antes de sofrer uma ruptura. A adoção de um modelo constitutivo definirá quais serão os dados de entrada para a simulação.

Estando o fator de segurança associado ao estado de ruptura do maciço, se a estrutura se deforma sem sofrer plastificação, não há definição do Fator de Segurança ou superfície potencial de ruptura durante as simulações. Ou seja, apenas a simulação em EF do carregamento sobre estrutura não define fator de segurança.

Para contornar esse cenário, Cordeiro (2019) explica que o *software* PLAXIS calcula o fator de segurança por meio de processos internos onde há uma redução gradual e iterativa dos parâmetros de resistência por um fator de redução, até que a estrutura atinja o seu estado limite com a concentração de tensões cisalhantes e presença de pontos de plastificação. O programa, então, atribui a esse coeficiente o caráter de Fator de Segurança.

O PLAXIS é um *software* de modelagem por elementos finitos. Nele é possível simular deformações, estabilidade e fluxo que ocorrem no solo. Além da geometria do problema, os parâmetros de entrada dependerão do modelo constitutivo escolhido representar o comportamento do material e estão descritos no manual de referência do programa.

No programa estão disponíveis diferentes modelos constitutivos: linear elástico, Mohr Coulomb (MC), Hardening Soil (HS), Soft Soil (SS) entre outros. O modelo que foi utilizado no presente trabalho foi o de Mohr Coulomb.

O modelo constitutivo de Mohr Coulomb (MC) é um modelo elastoplástico com elasticidade linear e critério de plastificação definido por Mohr Coulomb. Ou seja, se as tensões desenvolvidas na massa de solo se encontrarem abaixo da superfície de plastificação definida pela superfície de ruptura de Mohr-Coulomb (Equação 14) as deformações previstas pelo modelo são elásticas. Ao atingir a superfície de ruptura, passa-se a desenvolver deformações plásticas.

No PLAXIS, a escolha do modelo constitutivo de Mohr Coulomb tem como parâmetros de entrada: Módulo de elasticidade(E); coeficiente de poisson(ν); ângulo de atrito (Φ); Coesão (c); Dilatância (Ψ). O manual do *software* reforça que, em argilas, a dilatância será aproximadamente 0, a não ser para casos de solo muito sobreadensado.

Pela complexidade em se trabalhar com a variação das pressões neutras no maciço, por decorrência do carregamento e seu efeito ao longo do tempo, sobretudo em solos argilosos, as análises de estabilidade em taludes sobre solos moles podem ser feitas em função de tensões totais, em vez de tensões efetivas. O DNER PRO-381/98 recomenda que as análises de estabilidade de aterros rodoviários sobre solos moles sejam feitas dessa forma.

Assume-se, então, o caso característico de ensaios triaxiais UU, onde o valor de ângulo de atrito é nulo e o de coesão é equivalente ao valor da resistência não drenada do material argiloso (ALMEIDA; MARQUES, 2010). Nesse caso, a análise está modelando um cenário conservador onde se considera que o carregamento é rápido, sem tempo para a consolidação do material.

2.4.3. Análise de Estabilidade Determinística

Métodos determinísticos são aqueles em que são assumidas propriedades médias de todo maciço ou das camadas individualmente representativas do material

de campo. Esses métodos objetivam um Fator de Segurança que seja representativo da estabilidade do talude.

Análises determinísticas são especialmente úteis quando se pode assumir que existe bom conhecimento das propriedades dos materiais. Por exemplo, se existem evidências de sondagem que mostrem que o material das camadas é relativamente homogêneo, se há registro a respeito de outras obras e de estudos na região que apontam para a confiabilidade de determinada simplificação do perfil estratigráfico e de seus parâmetros de resistência.

Devido às simplificações do problema, uma modelagem determinística exige bastante critério na adoção de premissas quanto aos parâmetros físicos e é prática comum, a favor da segurança, que se subestime a resistência do conjunto a fim de contabilizar as incertezas a respeito das características do material (CHRISTIAN, 2004). No entanto, por si só, isso não garante que o empreendimento é imune a falhas.

Uma análise de estabilidade que não tem um bom controle das incertezas, mas possui um fator de segurança que aponta para a estabilidade com boa margem de segurança, pode resultar em um desempenho inferior na comparação com uma análise para a qual se fez a quantificação de incertezas, mas que aponta para valores de FS mais baixos (Lacasse e Nadim, 1996).

As decisões quanto à admissibilidade ou não do valor de FS obtido das análises devem levar em consideração o que aponta a NBR 11682:2009 sobre estabilidade de taludes. Nela estão estabelecidos níveis de segurança associados a diferentes locais onde a estrutura está inserida (Figura 10 e Figura 11). A cada nível de segurança estão associados fatores de segurança mínimos a serem observados (Figura 12).

Figura 10 - Classificação de níveis de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

Nível de segurança	Critérios
Alto	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetem serviços essenciais Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades de oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos
Médio	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados
Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos

Fonte: NBR 11682:2009

Figura 11 - Classificação de níveis de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Critérios
Alto	Áreas com imensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego intenso
Médio	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego moderado
Baixo	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido

Fonte: NBR 11682:2009

Figura 12 - Fatores de segurança mínimos pela NBR 11682

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 11682:2009

De maneira similar, o DNER PRO-381/98 apresenta recomendações de que sejam atingidos valores mínimos de fator de segurança (Figura 13), segundo a classificação de aterros rodoviários sobre solos moles definida pelo departamento.

Segundo a classificação do DNER PRO-381/98, aterros junto a estruturas rígidas como pontes e viadutos, devem adotar a Classe I. O aterro do presente trabalho se encontra adjacente à ponte do Ribeirão Arraial na BR-470, portanto, de acordo com a classificação do DNER PRO-381/98, é possível enquadrar o aterro como sendo de Classe I. Levando em conta as recomendações supracitadas, o fator de segurança mínimo assumido para a análise de estabilidade será de 1,4.

Figura 13 - Fatores de segurança mínimos pelo PRO-381

Aterro classe	FS mínimo
I	1,4
II	1,3
III	1,2

Fonte: DNER PRO-381/98

2.4.4. Análise de Estabilidade Probabilística

Técnicos e engenheiros tentam lidar com os problemas ligados às incertezas quanto aos parâmetros geotécnicos de maneira determinística, porém isso dificulta a avaliação da confiabilidade do sistema. Sandoval (2012) aponta que parâmetros geotécnicos, sendo eles cercados por incertezas, podem ser caracterizados como de variáveis aleatórias, sendo representados por um conjunto de valores que seguem uma distribuição de probabilidades, em vez de de valores definidos como absolutos nas interpretações determinísticas.

Métodos probabilísticos, ainda que envolvam algum nível de simplificação para obtenção das premissas da modelagem, como a definição do perfil estratigráfico, permitem a análise do solo considerando a sua variabilidade e contabilizando as incertezas a respeito das propriedades físicas do material.

2.4.4.1. Método de Monte Carlo

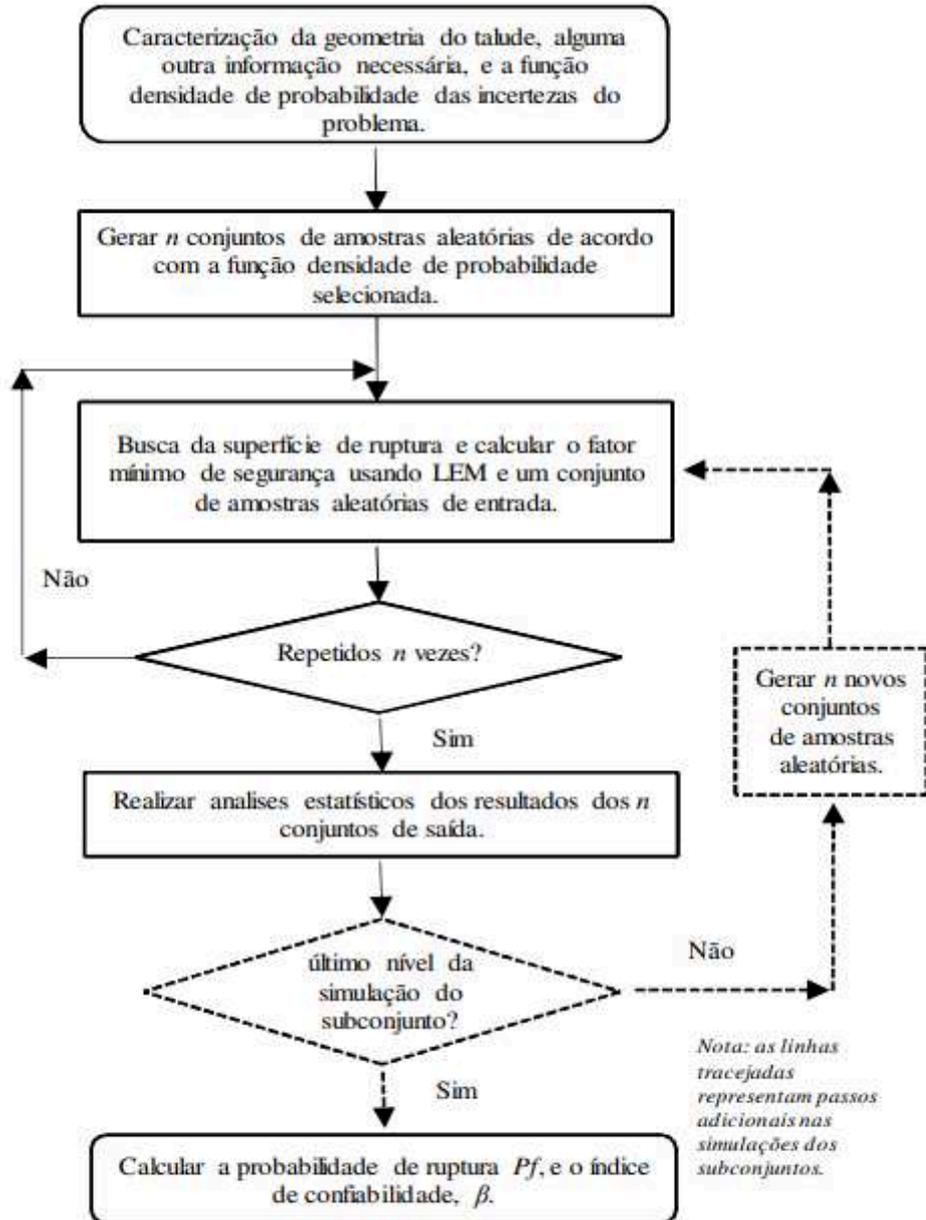
Um dos métodos para a aplicação de análises probabilísticas é o Método Monte Carlo. Simulações pelo Método de Monte Carlo, são bastante comuns em

engenharia, Sandoval (2012) afirma que sua aplicabilidade é ampla e não restrita em termos das distribuições de probabilidades utilizadas para representação do perfil de variabilidade do parâmetro. Porém é dito que ocorre aumento considerável do nível de complexidade da modelagem quando se deseja mensurar se há correlação entre as variáveis aleatórias.

Pelo método de Monte Carlo, gera-se valores aleatórios para um parâmetro tratado como variável aleatória, com base em um perfil de variabilidade definido por uma função de densidade de probabilidade (FDP). Esses valores são inseridos em uma determinada função de desempenho para a obtenção de uma distribuição de probabilidade do conjunto de resultados. (MENDES, 2019)

Focando na análise de estabilidade de taludes, pode-se observar na Figura 14 o fluxograma da aplicabilidade do método Monte Carlo nesses casos. Os parâmetros físicos podem ser tratados como variáveis aleatórias e, a partir da geração de n valores aleatórios para um parâmetro, com base em seu perfil de variabilidade, é possível calcular n valores de FS. Com análise estatística desses resultados, chega-se a uma função densidade de probabilidade que representa FS. Por fim, calcula-se uma probabilidade de falha e um índice de confiabilidade associado ao problema (WANG, 2011 *apud* SANDOVAL, 2012)

Figura 14 - Fluxograma que ilustra a aplicabilidade do Método de Monte Carlo à análise de estabilidade em taludes



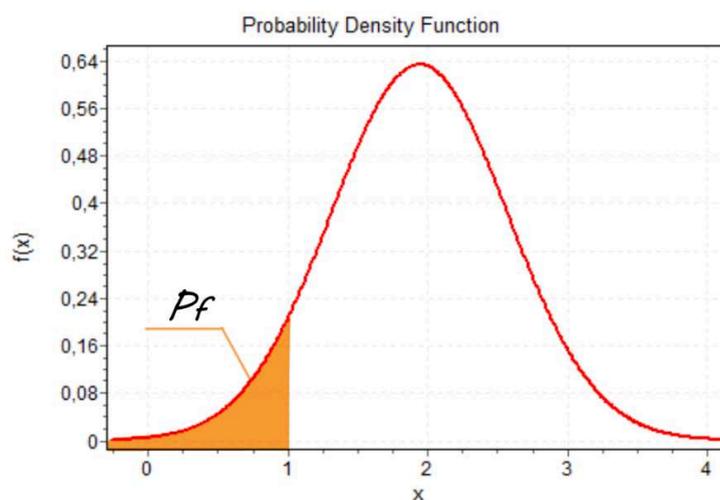
Fonte: Sandoval (2012) adaptado de Wang et. al. (2011)

2.4.4.2. Probabilidade de falha

A probabilidade de falha ou probabilidade de ruptura é um parâmetro que não necessariamente está relacionado com a probabilidade de uma ruptura catastrófica da estrutura, como o nome pode sugerir. O parâmetro está associado à probabilidade do índice de desempenho, fator de segurança, ser inferior a 1 (FLORES, 2008)

Considerando a FDP que define o fator de segurança na análise probabilística, a área sob a curva representa o valor de probabilidade unitário. Para a determinação de probabilidade de falha, calcula-se a probabilidade acumulada, a área sob a curva dado um intervalo pré determinado. No caso, o intervalo que define a probabilidade de falha são fatores de segurança menores ou iguais a 1 (Figura 15) (YOKOZAWA, 2019).

Figura 15 - Representação da probabilidade de falha a partir de uma FDP Normal



Fonte: Autor

Alternativamente, quando não há uma FDP bem definida e se tem à disposição a série de dados para FS, pode-se calcular a probabilidade do evento $FS < 1$ ocorrer, utilizando a expressão (17) que relaciona a quantidade de iterações aplicadas na análise, com a quantidade de resultados que tiveram fator de segurança inferior a 1. O resultado é dado em porcentagem.

$$Pf = \frac{\text{número de análises de FS} < 1}{\text{número de análises de FS}} \cdot 100 \quad (17)$$

O índice de confiabilidade é dado por:

$$\beta = 1 - Pf \quad (18)$$

Onde:

β é o índice de confiabilidade; Pf é a probabilidade de falha.

A definição de Cornell (1969, *apud* SANDOVAL, 2012) para índice de confiabilidade pode ser resumida como:

$$\beta = \frac{E[FS]-1}{\sigma[FS]} \quad (19)$$

Onde:

$E[FS]$ é o valor médio da função de FS; $\sigma[FS]$ é o desvio padrão de FS.

A dedução para esse cálculo de índice de confiabilidade foi feita com base na hipótese de que FS, enquanto variável aleatória, segue uma distribuição de probabilidade normal.

Com FS médio probabilístico e a probabilidade de falha, a tomada de decisões se torna mais bem informada, tendo sido feita uma modelagem mais completa em termos de dados de entrada. A aceitabilidade do fator de segurança foi discutida na Seção 2.4.3 do presente trabalho.

Quanto à aceitabilidade do valor para probabilidade de ruptura, Santamarina *et al.* (1992, *apud* SANDOVAL, 2012) desenvolveram um sistema de classificação da aceitabilidade (Tabela 3), com base em critérios subjetivos levando em conta o tipo de estrutura, as consequências da falha da estrutura e os níveis de risco aceitáveis:

Tabela 3 - Probabilidade de ruptura aceitável na análise de estabilidade de taludes

Condições	Probabilidade de ruptura P_f
Estruturas temporárias com baixos custos em reparações.	10^{-1}
Nenhuma consequência de ruptura, alto custo para manter baixa a P_f (i.e., minas a céu aberto).	1 ou 2 (10^{-1})
Baixas consequências de ruptura.	10^{-2}
Cortes existentes em rodovias interestaduais.	1 ou 2 (10^{-2})
Aceitável na maioria dos casos, exceto se vidas fossem perdidas.	10^{-3}
Aceitável para a maioria dos taludes.	10^{-4}
Desnecessariamente baixos.	10^{-5}

Fonte: Sandoval (2012)

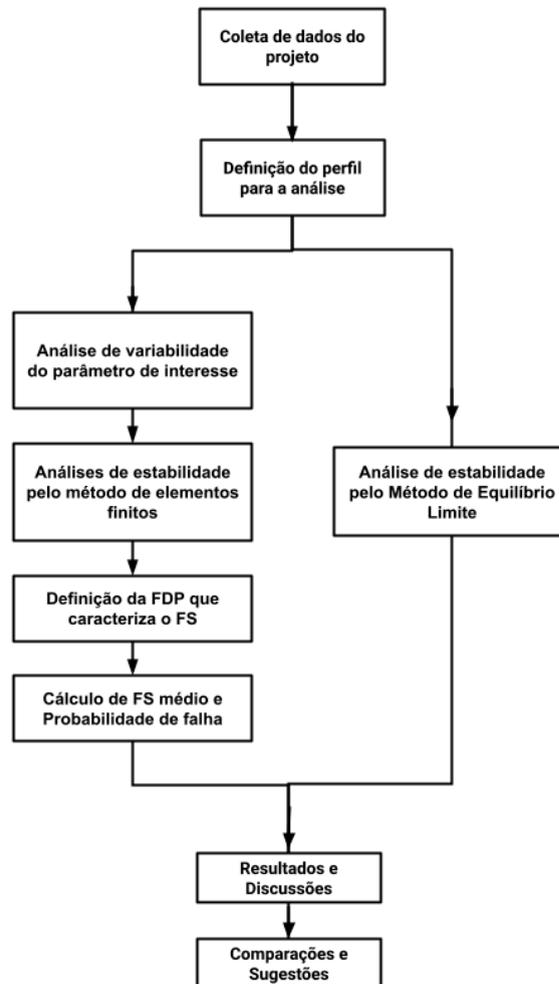
3. MATERIAIS E MÉTODO

No presente capítulo será apresentada a descrição dos materiais utilizados para obtenção da seção referência para o estudo e dos dados de entrada para as simulações em elementos finitos. Serão descritos também os métodos utilizados para a realização da análise probabilística, com o intuito da quantificação da probabilidade de falha da seção e como foi feita a análise determinística.

3.1. FLUXOGRAMA DE TRABALHO

A aplicação das análises foi realizada com base nos dados e geometria do aterro da duplicação da BR-470, mais precisamente no Km 30+220. As etapas adotadas para a confecção deste trabalho estão ilustradas na Figura 16.

Figura 16 - Fluxograma das atividades do estudo



Fonte: Autor

Na figura podem ser observados dois ramos: O primeiro trata das atividades da análise probabilística e o segundo da análise determinística. Os itens do fluxograma da Figura 16 estão descritos a seguir:

- Coleta de dados do projeto: para obtenção de dados de projeto, buscou-se trabalhos realizados na mesma rodovia como o de Crestani (2019) e Ziesmann (2019), mas especialmente o de Cordeiro (2019) que fez caracterização do solo no Km 30+460, que serviu de referência tanto em relação aos parâmetros geotécnicos aplicados na análise, quanto para definição de uma geometria plausível para a análise da seção de aterro no

trecho Km 30+220. Além disso, foi possível ter acesso aos dados da sondagem CPTu na ilha de investigação Km 30+220. Em resumo os materiais coletados foram :

- Caracterização Geotécnica da Região;
 - Seção do aterro incluindo as soluções técnicas de projeto;
 - Dados de sondagem CPTu;
-
- Definição do perfil para a análise: buscou-se simplificar o perfil estratigráfico observado no Km 30+220 a fim de aplicar o método probabilístico de maneira mais objetiva;
 - Análise de estabilidade probabilística (primeiro ramo): foi feita análise de variabilidade do solo do Km 30+220. Utilizou-se como variável aleatória o parâmetro de resistência a penetração corrigida qt , pois este pode ser correlacionado com a resistência não drenada da argila, S_u . A resistência não drenada será um dos parâmetros de entrada das análises de estabilidade, tendo sido esta, feita em termos de tensões totais com $c=S_u$. O perfil de variabilidade de qt foi usado para gerar valores aleatórios de resistência à penetração, seguindo o Método Monte Carlo. Os valores de S_u calculados a partir da resistência à penetração foram utilizados nas Análises por Elementos Finitos. O conjunto de resultados dessas análises, caracterizado por uma FDP, colaborou para a definição dos parâmetros da análise de estabilidade probabilística;
 - Análise de estabilidade determinística (segundo ramo): utilizando parâmetros médios de resistência para o perfil geotécnico, obtido das sondagens, utilizou-se o Método de Equilíbrio Limite de Fellenius, para verificar o fator de segurança no aterro de maneira determinística;
 - Resultados e discussões: foram reunidos os resultados das duas análises, para que pudesse ser discutida a admissibilidade dos valores encontrados.

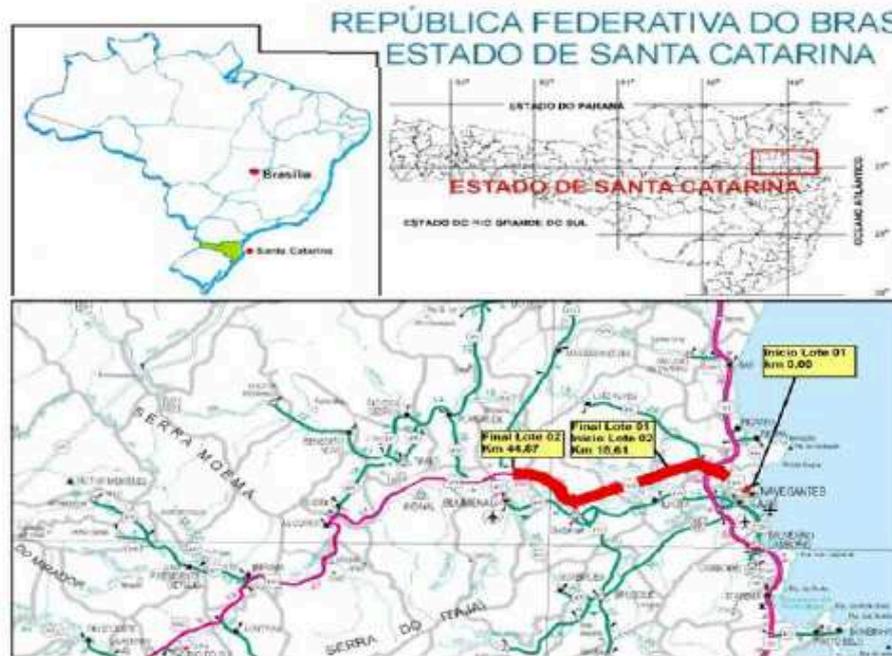
- Comparações e sugestões: foram feitas comparações entre os fatores de segurança obtidos pelos dois métodos de análise de estabilidade, assim como foram feitas considerações a respeito de como a modelagem influenciou os resultados da probabilidade de falha. Ao fim foram sugeridos estudos de mesma natureza para a aplicação de métodos probabilísticos, porém com premissas diferentes, que abordam aspectos que não fizeram parte do presente trabalho.

3.2. LOCAL DO ESTUDO

A BR-470 é uma rodovia federal que tem início próximo ao município de Navegantes em Santa Catarina e se estende até as proximidades do município de São Jerônimo no Rio Grande do Sul. Cruza cidades como Blumenau, Curitibanos, Campos Novos e Bento Gonçalves, além de permitir a ligação do interior com a região dos portos de Navegantes e Itajaí, sendo importante caminho para o escoamento da produção nos dois estados.

Em 2013, deu-se início a duplicação do trecho que fica entre Indaial e Navegantes. O projeto da duplicação ficou sob responsabilidade da empresa Prosul. O trecho foi dividido em quatro lotes, sendo que a região na qual está inserida a seção Km 30+220 fica no lote 2, que se estende do Km 18,61 ao Km 44,87 (Figura 17). A seção de interesse para este trabalho fica na altura da ponte do Ribeirão Arraial, em Gaspar, Santa Catarina. Até a conclusão deste trabalho, as obras de duplicação do lote 2 ainda não tinham sido concluídas.

Figura 17 - Mapa da localização dos lotes 01 e 02 da duplicação da BR-470 em Santa Catarina



Fonte: Prosul Projetos LTDA

Cordeiro (2019) utilizou os dados de projeto da Prosul e o conhecimento obtido de outros estudos e investigações geotécnicas na região para caracterizar o solo nas imediações do Km 30+460, observando dados da execução da duplicação para a confirmação de suas hipóteses. Além disso simulou a estabilidade do talude do aterro e as deformações através de modelagem por elementos finitos, assim como comentou a respeito das soluções técnicas empregadas no projeto e a previsão para estabilização dos recalques provocados pela obra.

3.3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O estudo do solo na região onde a obra foi executada seguiu as recomendações do DNER PRO-381/98, documento técnico que trata dos procedimentos para projeto de aterros em solos moles, isso inclui as atividades de investigação do material, classificação dos solos, soluções técnicas e instrumentação da obra.

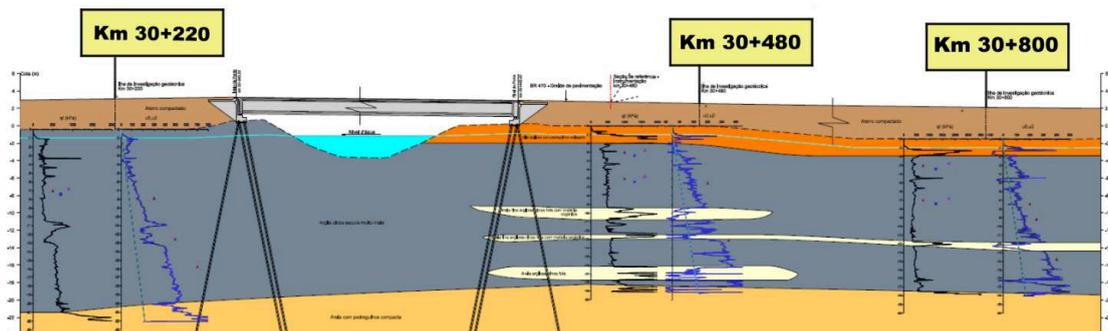
As investigações em campo foram realizadas no formato de ilhas de investigação, com a execução de ensaios e coleta de amostras para estudo em

laboratório. As ilhas de investigação definem locais de investigação geotécnica pontual. Avaliado o conjunto de resultados dos ensaios realizados em ilhas adjacentes, é possível ter um entendimento mais completo das características daquela região, assim como avaliar disparidades entre os resultados obtidos em cada um dos locais e suas causas. Nesses pontos foram realizados:

- Sondagem SPT;
- Determinação da umidade natural das camadas moles;
- Ensaio CPTu;
- Ensaio de dissipação;
- Ensaio de Palheta;
- Ensaio de adensamento;
- Ensaio triaxiais UU;

As ilhas das quais os resultados das investigações foram avaliados por Cordeiro (2019) estavam posicionadas nos Km 30+220, Km 30+480 e Km30+800, pontos relativamente próximos à ponte sobre o Ribeirão Arraial. A Figura 18 ilustra o posicionamento dessas ilhas de investigação ao longo do perfil longitudinal da rodovia

Figura 18 - Perfil geotécnico longitudinal da BR-470 do trecho que contém as ilhas de investigação do Km 30+220, Km 30+480 e Km 30+800,



Fonte: adaptado de Cordeiro (2019)

Cordeiro (2019) menciona que, de maneira geral, o solo do lote 2 se caracteriza por conter perfis com camadas de turfa, argilas cinzas com ou sem

matéria orgânica, além de eventuais camadas ou lentes de areia, como ilustrado na Figura 19.

Figura 19 - Perfil característico dos depósitos de argila mole no Lote 02 da BR-470



Fonte: Cordeiro (2019)

Quanto à rodovia, a seção original de projeto para o Km 30+460 está ilustrada na Figura 20, porém para fins de execução, garantia da estabilidade, prazos de construção e do gabarito final da pista nova, foram adotadas soluções técnicas que alteram o perfil em análise, como mostra a Figura 21.

Figura 20 - Seção original do projeto de duplicação da BR-470 no Km 30+460

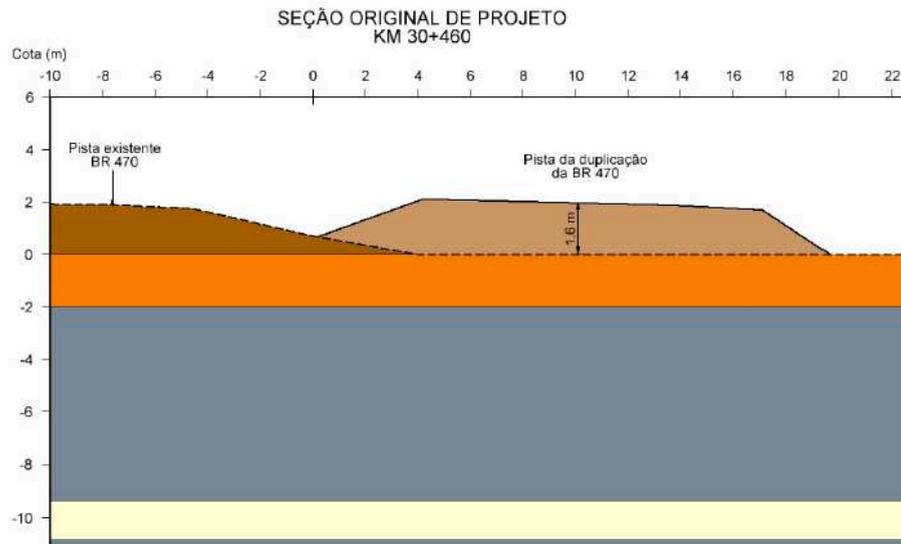
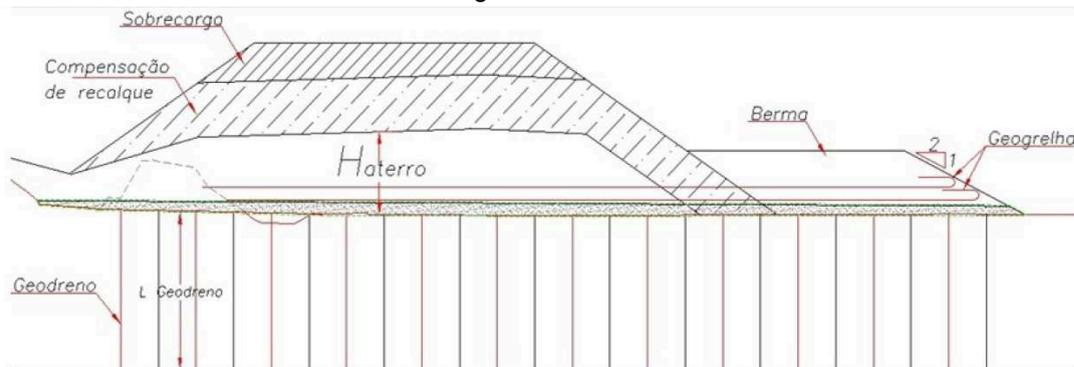


Figura 21 - Seção do projeto de duplicação da BR-470 no Km 30+460 contemplando soluções geotécnicas



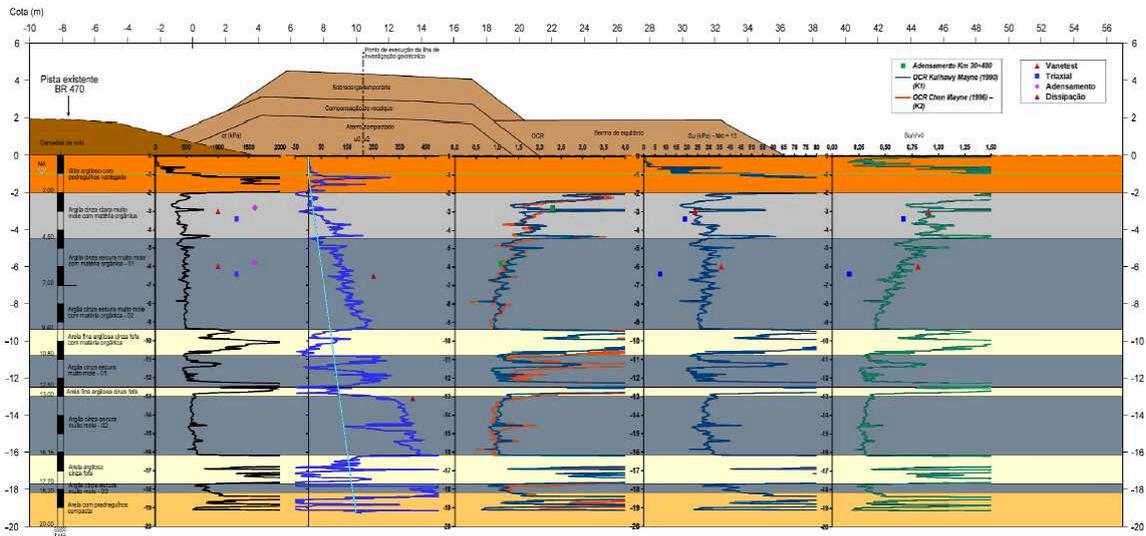
De acordo com Cordeiro (2019) para a garantia da estabilidade foi projetado reforço basal com geogrelhas, execução de bermas de equilíbrio e construção do aterro em etapas. Para aceleração dos recalques foram projetados dispositivos de drenagem, além de uma sobrecarga temporária durante a execução da duplicação. Foi prevista também uma camada de aterro para compensação dos recalques e remoção e substituição de uma porção do solo menos competente.

Segundo Cordeiro (2019), para a obtenção de um perfil característico para o Km 30+460, foi primeiro definido um perfil preliminar, com base em ensaios de

percussão e sondagem CPTu. Após a interpretação do perfil estratigráfico obtido, avaliou-se os resultados de ensaios complementares, incluindo o já citado CPTu, ensaios de dissipação, palheta, adensamento, triaxial UU e teor de umidade natural. Essa avaliação foi feita tanto na ilha de investigação mais próxima à seção Km 30+460, quanto nas ilhas adjacentes à essa.

Dessa forma, Cordeiro (2019) obteve um perfil dito característico do solo da seção, hipótese que foi confirmada pelas suas análises quanto aos dados do monitoramento da instrumentação durante a execução da obra. O perfil está ilustrado na Figura 22 e os parâmetros característicos na Tabela 4.

Figura 22 - Perfil característico para a seção do 30+460 da BR-470



Fonte: Prosul Projetos LTDA

Tabela 4 - Resumo dos parâmetros de resistência para o perfil geotécnico característico

Material	Parâmetros	Valor
Aterro Compactado e Berma	Peso Específico (γ)	20 kN/m ³
	ângulo de atrito (ϕ)	35°
	Coesão (c')	5 kPa
	Módulo de Elasticidade (E)	2,5x10 ⁴ kPa
	Coeficiente de poisson (ν)	0,3
Silte argiloso com pedregulhos variegado (antiga berma)	Peso Específico (γ)	18 kN/m ³
	ângulo de atrito (ϕ)	28°
	Coesão (c')	3 kPa
	Módulo de Elasticidade (E)	7,0 MPa
	Coeficiente de poisson (ν)	0,4
Argila cinza clara muito mole com matéria orgânica	Peso Específico (γ)	15 kN/m ²
	ângulo de atrito (ϕ)	25°
	Coesão (c')	2 kPa
	Módulo de Elasticidade (E)	1,0 MPa
	Coeficiente de poisson (ν)	0,45
Argilas cinza escura muito mole com ou sem matéria orgânica	Peso Específico (γ)	16 kN/m ³
	ângulo de atrito (ϕ)	26°
	Coesão (c')	2 kPa
	Módulo de Elasticidade (E)	1,3 MPa
	Coeficiente de poisson (ν)	0,45
Areias em Geral	Peso Específico (γ)	16 kN/m ³
	ângulo de atrito (ϕ)	25°
	Coesão (c')	0 kPa
	Módulo de Elasticidade (E)	4 kPa
	Coeficiente de poisson (ν)	0,35

Fonte: adaptado de Cordeiro (2019)

Os dados da seção característica para o Km 30+460 foram considerados para a definição dos parâmetros físicos do material na seção do Km 30+220, analisada neste trabalho. Dados complementares, também utilizados para compreender as características do solo no Km 30+220 e que foram obtidos a partir de ensaios complementares na naquela ilha de investigação, estão resumidos na Tabela 5. Nkt médio definido por Cordeiro (2019) para o Km 30+220 levou em consideração os ensaios de palheta feitos pontualmente ao longo da profundidade e os resultados da sondagem por piezocone. O valor de Nkt Médio=10 se aproxima do valor encontrado no ensaio de palheta feito a 7 metros de profundidade.

Tabela 5 - Resumo de parâmetros obtidos de ensaios complementares no Km 30+220

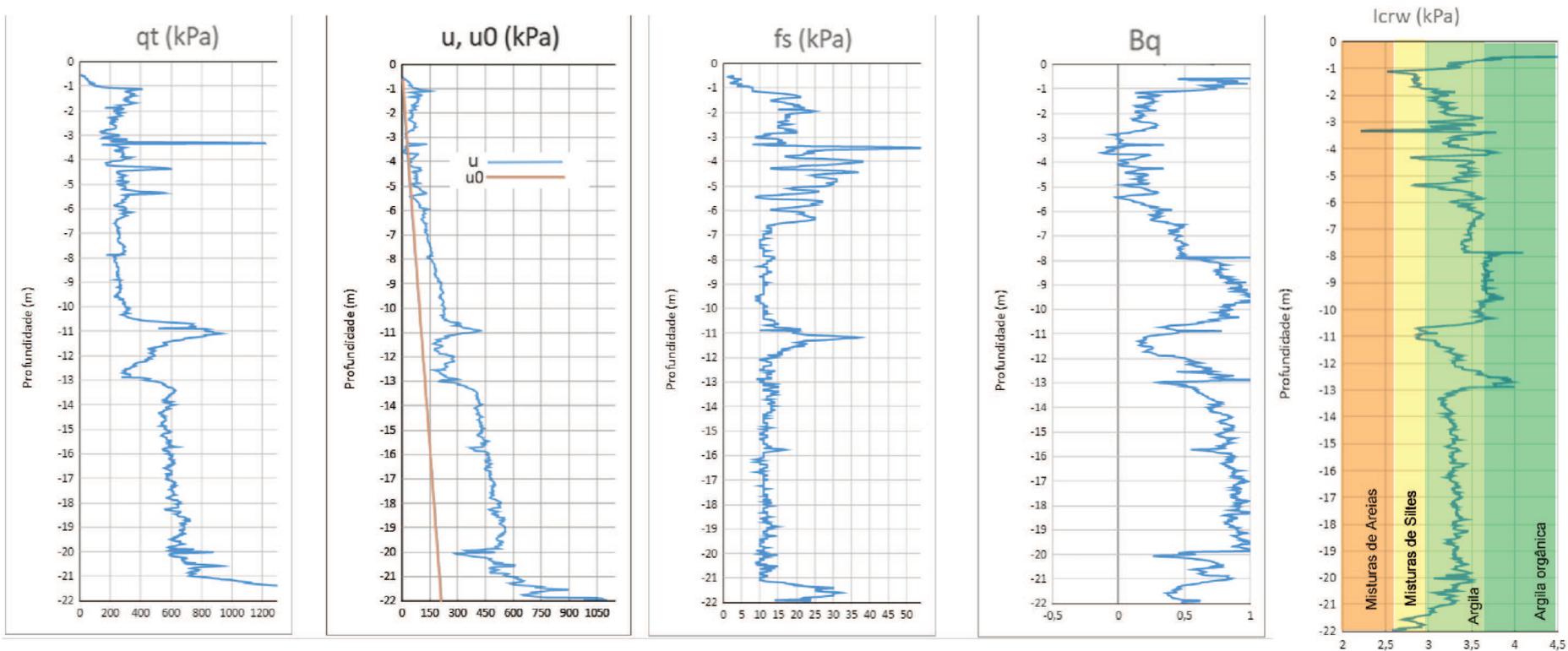
Parâmetros obtidos na Ilha de Investigação do Km 30+220							
Ensaio	Profundidade	γ (kN/m ³)	Su (kPa)	μ	Suc (kPa)	St	Nkt
Triaxial	7,4	14,91	6	-	-	-	24,5
Palheta	7	-	-	0,96	14,4	3,4	9,78
Adensamento	6,8	16,2	-	-	-	-	-

Fonte: adaptado de Cordeiro (2019)

A sondagem CPTu no Km 30+220 pode ser ilustrada a partir dos diagramas da Figura 23. É possível dizer que boa parte do perfil é composta por material de baixa resistência, até a profundidade de 10 metros, com baixos valores de qt , porém com alguns picos. Esses coincidem com a observação da redução de poropressão e aumento de fs , o que pode indicar lentes de areia nas camadas superficiais. Verifica-se também ganho de resistência com a profundidade

A interpretação do diagrama para Ic_{RW} , conforme a Tabela 1, possibilita inferir que o material é na sua maior parte argiloso, ora tendendo para a presença de argila orgânica, ora para misturas de silte, como no trecho em torno da metade do perfil, na profundidade de 11 metros. A presença de lentes de areia é pontual e parece haver um indicativo de material arenoso para profundidades maiores que 22 metros.

Figura 23 - Parâmetros da sondagem CPTu no Km 30+220 com a profundidade



Fonte: Autor

3.4. DEFINIÇÃO DO PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Para que pudesse ser dado início às modelagens, foi necessário definir um perfil estratigráfico que representasse o solo da seção do Km 30+220. Considerando o que foi evidenciado nos ensaios CPTu, a maior parte do perfil seria composta por solo argiloso, em proporção menor por mistura de silte e mais raramente por camadas pouco espessas de areia. Como a intenção era de se fazer uma análise de variabilidade do solo, a divisão em múltiplas camadas aumentaria a complexidade da análise, pois, dadas as limitações da versão do *software* de análise pelo método de elementos finitos, seria necessário atualizar os parâmetros físicos de cada camada para cada iteração manualmente.

Dessa forma, como simplificação, definiu-se que a seção seria avaliada como se fosse composta de uma camada única de argila, assumidamente homogênea. Essa camada argilosa se inicia na interface do aterro com o solo de fundação e se estende até a profundidade de 22 metros, a partir de onde se assume que o material é resistente o bastante para que não sofrer deformações com o carregamento do aterro, como será modelado nas condições de contorno do *software* de elementos finitos.

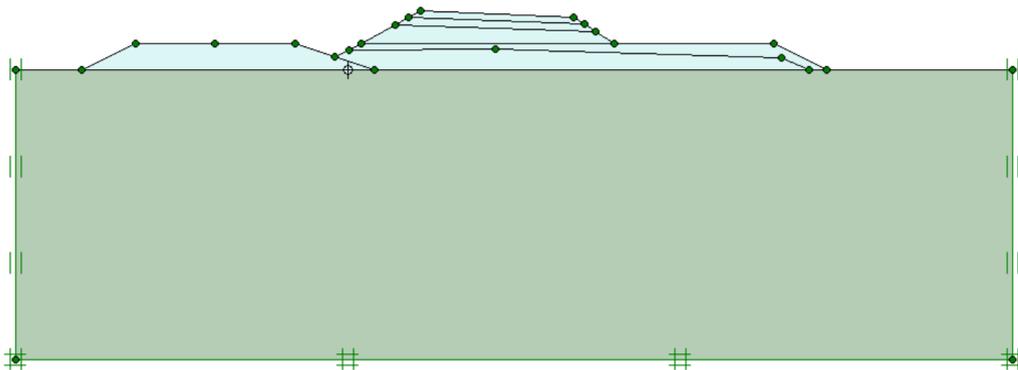
Para definição de parâmetros físicos da camada homogênea de 22 metros, foram combinados resultados de sondagem CPTu para o Km 30+220, o Nkt médio obtido em ensaios nessa ilha de investigação e parâmetros definidos para argila escura caracterizados por Cordeiro(2019), como visto anteriormente na Figura 22 e na Tabela 4. Optou-se pela argila cinza escura muito mole com ou sem matéria orgânica, descrita por Cordeiro (2019) dada a alternância entre a presença e ausência de material orgânico observada em trechos da sondagem no Km 30+220.

3.5. MODELAGEM EM ELEMENTOS FINITOS

Para as simulações que foram realizadas na análise probabilística, foi feita a modelagem da geometria da seção da rodovia no *software* PLAXIS 2D (versão 8.6) para análise em elementos finitos .

De maneira conservadora e a fim de simplificar a geometria da análise na seção do Km 30+220 foram desconsiderados o reforço basal por geogrelhas, os dispositivos de drenagem e a construção em etapas, porém foi mantida a berma de equilíbrio, sobrecarga temporária e a camada de compensação de recalques como ilustrado na Figura 24.

Figura 24 - Perfil geotécnico utilizado nas simulações da seção do Km 30+220



Fonte: Autor

Durante a etapa de entrada de parâmetros físicos no *software*, para cada um dos materiais, levou-se em consideração os valores que constam na Tabela 6.

Tabela 6 - Parâmetros de entrada para as simulações em elementos finitos

Material	Parâmetros	Valor
Aterro Compactado e Berma	Peso Específico (γ)	20 kN/m ³
	ângulo de atrito (ϕ)	35°
	Coesão (c')	5 kPa
	Módulo de Elasticidade (E)	2,5x10 ⁴ kPa
	Coefficiente de poisson (ν)	0,3
Argilas cinza escura muito mole com ou sem matéria orgânica	Peso Específico (γ)	16 kN/m ²
	ângulo de atrito (ϕ)	0
	Coesão (c)	Su
	Módulo de Elasticidade (E)	1,3 MPa
	Coefficiente de poisson (ν)	0,45
	Nkt médio	10

Fonte: Autor

Para a análise de estabilidade no *software* de elementos finitos, por se tratar de um solo argiloso, assumiu-se que a análise de estabilidade poderia ser feita em termos de tensões totais, pois não se pretendia avaliar os efeitos do carregamento com o tempo ou observar a ocorrência de recalques. Dessa forma, simulou-se um carregamento rápido do solo de fundação, sem tempo para consolidação do material. Neste contexto, escolheu-se o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb, que é um modelo elastoplástico, onde o comportamento elástico é assumido até o momento que a estrutura plastifica. Os parâmetros de entrada do material para as simulações serão o módulo de elasticidade, coeficiente de poisson, coesão e o ângulo de atrito.

Como está descrito na Tabela 6, nessas condições, os parâmetros de ângulo de atrito e coesão, para o solo argiloso sob carregamento em condições não drenadas, foram definidos a partir do que se observa em ensaios triaxiais UU onde:

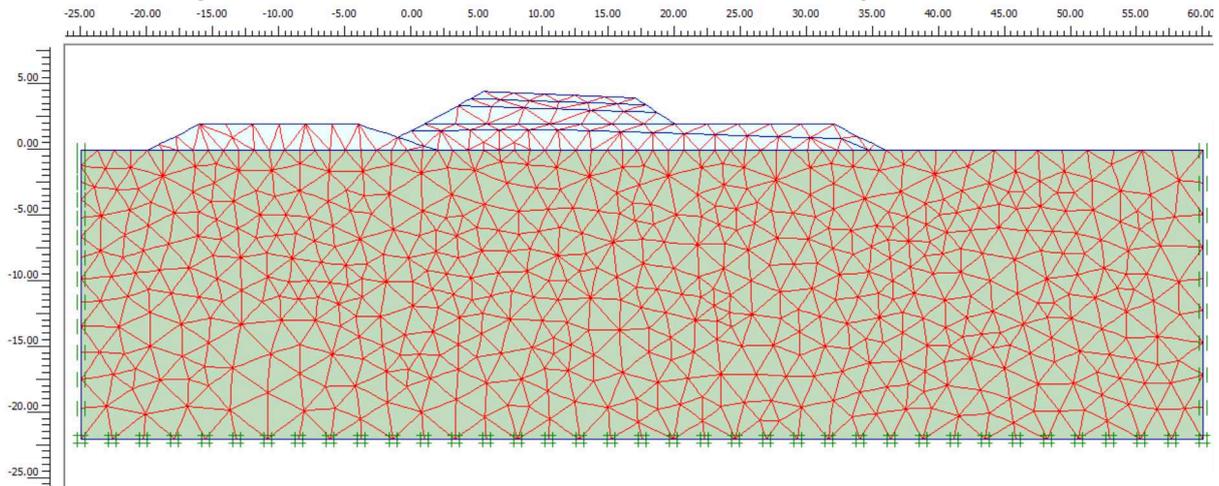
$$c = S_u \text{ e } \Phi = 0 \quad (20)$$

Onde:

S_u é a resistência não drenada para cada uma das iterações, que será calculada a partir da resistência à penetração qt da sondagem CPTu

Quanto à malha de elementos finitos utilizada na modelagem da seção Km 30+220, foram utilizados elementos triangulares de 15 nós. A malha é gerada de maneira automática pelo programa e o grau de refinamento levou em conta o tempo para a obtenção das análises. Foi utilizada a opção de refinamento global *very fine* (muito densa), sem realizar qualquer refinamento além deste. As condições de contorno foram definidas com restrições horizontais nas laterais do modelo e completas, horizontal e vertical, na base do modelo, como está ilustrado na Figura 25.

Figura 25 - Malha de elementos utilizada na análise da seção Km 30+220



Fonte: Autor

Na fase de cálculo, foi executada análise plástica, que informava a falha ou não da estrutura em decorrência do carregamento e o aparecimento de excesso de poropressões. Além disso, ela permite a observação de diagramas das deformações do conjunto segundo as condições pré estabelecidas, ainda que a modelagem da seção, para este trabalho, não seja adequada para avaliá-las.

Para a obtenção de fator de segurança foi utilizado outro tipo de análise. O PLAXIS 2D possui, dentro das suas rotinas de cálculo, uma análise chamada *phi-c reduction*, onde os parâmetros de resistência do solo são minorados, progressiva e iterativamente, até que a estrutura sofra uma falha. O fator pelo qual esses parâmetros foram reduzidos quando há uma ruptura define o valor de saída do Fator de Segurança, de acordo com o *software*. O diagrama de deformações dessa rotina de cálculo permite observar o formato de uma região de concentração de tensões cisalhantes, associado àquele fator de segurança.

$$\text{Fator de Redução} = \frac{tg\phi}{tg\phi (\text{reduzido})} = \frac{c}{c (\text{reduzido})} \quad (21)$$

3.6. VARIABILIDADE DO PERFIL NA SEÇÃO KM 30+220

Para fins da aplicação da análise de estabilidade probabilística, assumiu-se que o parâmetro físico de interesse seria um dos parâmetros de resistência observados no ensaio CPTu, pois tinha-se à disposição os dados do perfil de sondagem. Estudou-se a variabilidade do parâmetro de resistência a penetração, qt , a partir dos dados da sondagem na ilha de investigação do Km 30+220.

Esse estudo foi realizado com o *software EasyFit*, onde foram feitos testes de aderência. Testes de aderência, ou de ajuste, são cálculos para julgar se curvas, definidas por distribuições de probabilidade, se ajustam ao histograma que descreve a série de dados (MENDES, 2019). O *software EasyFit* ranqueia as funções com melhor aderência aos dados de entrada, conforme índices definidos para cada um dos testes e apresenta indicadores para aceitabilidade ou não das distribuições apresentadas, ou seja, se elas são representativas ou não dos dados do histograma. A versão 5.5 do *software EasyFit*, disponibiliza os modelos *Qui-Quadrado*, *Kolmogorov-Smirnov* e *Anderson-Darling*.

A função que demonstrou melhor aderência a série de dados foi adotada como representativa da variabilidade de qt e foi utilizada para dar sequência à análise

3.7. APLICAÇÃO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE PROBABILÍSTICA

A partir do padrão de variabilidade do perfil, definida por uma FDP, como visto no item 3.6, foram gerados valores aleatórios para a resistência à penetração qt . O *software EasyFit* permite que, a partir dos parâmetros estatísticos que definem essa função densidade de probabilidade, sejam gerados valores aleatórios, que estão dentro da mesma distribuição. Dessa forma, conforme as premissas do método de Monte Carlo, o quão maior for o tamanho da amostra, ou seja, a quantidade de valores aleatórios gerados, mais preciso será o resultado da análise (SANDOVAL,

2012). Assim, o valor de resistência não drenada S_u para cada uma das simulações foi calculado através da seguinte expressão:

$$S_u = \frac{(qt - \sigma_{v0})}{Nkt} \quad (22)$$

Onde foi considerado que:

qt é a resistência de ponta corrigida gerada aleatoriamente para cada iteração; σ_{v0} , a tensão total vertical *in situ*, foi considerado o valor correspondente ao ponto médio do perfil de sondagem CPTu; Nkt , o fator de capacidade de carga, foi fixado como o valor médio definido por Cordeiro (2019) a partir do estudo dos ensaios feitos na ilha de investigação no Km 30+220.

Para cada uma dos valores calculados para resistência não drenada, foi realizada uma análise de estabilidade pelo método dos elementos finitos elementos finitos conforme descrito no item 3.5. Essas análises resultaram em um fator de segurança que caracterizou cada iteração e foi observado também a representação do *software* para a potencial superfície de plastificação para cada iteração. Isso permitiu o acompanhamento do comportamento do fator de segurança com a variação de S_u .

Ao fim das análises, o conjunto de valores para fator de segurança foi utilizado para obtenção de um fator de segurança médio e foi feito estudo da distribuição estatística dos resultados. De maneira análoga ao que foi realizado na análise da variabilidade de qt , foi utilizado o *software EasyFit* para avaliar a aderência da série de dados a diferentes funções de densidade de probabilidade. A partir dessa análise ficou definida uma FDP que caracteriza a série de dados para a análise da probabilidade de falha.

O cálculo de probabilidade de falha foi feito de duas maneiras, a primeira calculando a probabilidade do evento $FS < 1$ acontecer na série de dados dos resultados das análises:

$$Pf = \frac{\text{número de análises de FS} < 1}{\text{número de análises de FS}} \cdot 100 \quad (23)$$

Alternativamente foi calculada a probabilidade de FS<1 na função densidade de probabilidade que caracteriza o FS da análise probabilística, ou seja, calculando a área sob a curva da FDP para valores de FS inferiores a 1.

3.8. APLICAÇÃO DA ANÁLISE DE ESTABILIDADE DETERMINÍSTICA

Na análise determinística, para permitir comparação com o que foi feito na análise probabilística, assumiu-se um modelo também com apenas uma camada de argila escura. A análise foi feita no *software* de cálculo por Equilíbrio Limite GEO5, para o qual foi utilizada a mesma geometria utilizada no PLAXIS e foi aplicado o método de Fellenius.

O valor de coesão para a argila foi modelado de maneira similar ao que foi feito nas simulações, admitindo que $c = S_u$ e ângulo de atrito nulo, em um cenário de carregamento rápido, não drenado em material argiloso. S_u foi calculado por meio da mesma expressão (Equação 22) utilizada na análise probabilística, mas com um único valor de S_u , utilizando a média de todos valores de qt obtidos ao longo do perfil de sondagem. Os parâmetros físicos para o aterro e para o solo de fundação estão listados na Tabela 7:

Tabela 7 - Parâmetros de entrada para as simulações por equilíbrio limite

Material	Parâmetros	Valor
Aterro Compactado e Berma	Peso Específico (γ)	20 kN/m ³
	ângulo de atrito (φ)	35°
	Coesão (c')	5 kPa
Argilas cinza escura muito mole com ou sem matéria orgânica	Peso Específico (γ)	16 kN/m ²
	ângulo de atrito (φ)	0
	Coesão (c)	42,6 kPa

Fonte: Autor

4. RESULTADOS

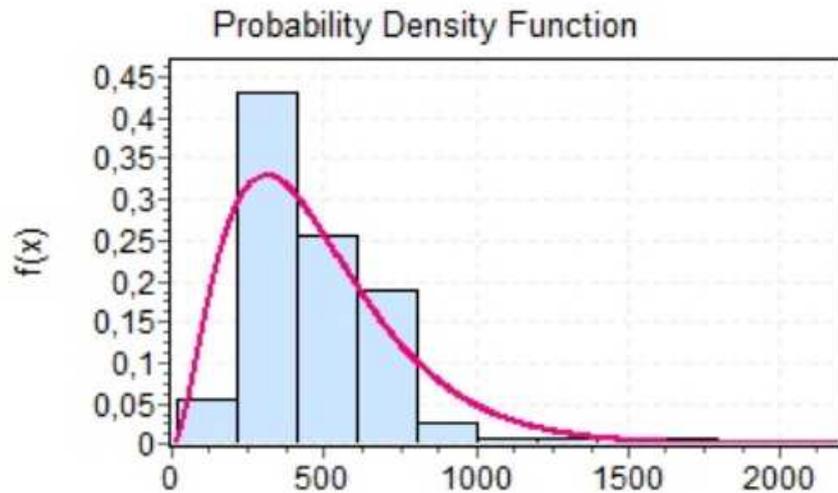
No presente capítulo foi relatado o processo de realização das análises. Primeiramente, foi descrita a análise de variabilidade do parâmetro qt . Em seguida, foram relatadas as simulações do modelo de elementos finitos e a obtenção dos fatores de segurança probabilísticos. Foram discutidas também a obtenção da curva da FDP, que descreve o conjunto de resultados das simulações, e o cálculo da probabilidade de falha. Na sequência, foi feita a descrição da análise de estabilidade determinística. Por fim, foi apresentado um resumo dos resultados obtidos, assim como as discussões pertinentes às decisões tomadas e comentários a respeito da admissibilidade dos resultados.

4.1. ANÁLISE DE VARIABILIDADE DE qt

Por conta da alta variabilidade dentro do perfil, dado que a modelagem do presente trabalho assume que um perfil composto por camadas distintas pode ser considerado homogêneo, não houve boa aderência no geral às funções densidade de probabilidade testadas. Lacasse e Nadim (1996) apontam funções do tipo Log-Normal como típicas para representar a variabilidade de resistência à cravação (qc) e S_u em argilas. Porém, a função Log-Normal não foi bem ranqueada nos testes de aderência, assim como a função Normal, costumeiramente apontada como boa representação de variabilidade em parâmetros geotécnicos. Entre as melhores aproximações se deu com uma distribuição Gama definida pelos parâmetros $\alpha=2,8171$ (parâmetro de forma) e $\beta=170,04$ (parâmetro de escala inversa)

O histograma que representa a série de dados para a resistência a penetração corrigida qt e a curva que representa a função densidade de probabilidade Gama, ajustada pelo *software*, estão ilustrados na Figura 26.

Figura 26 - Histograma da série de dados para qt e curva da função Gama

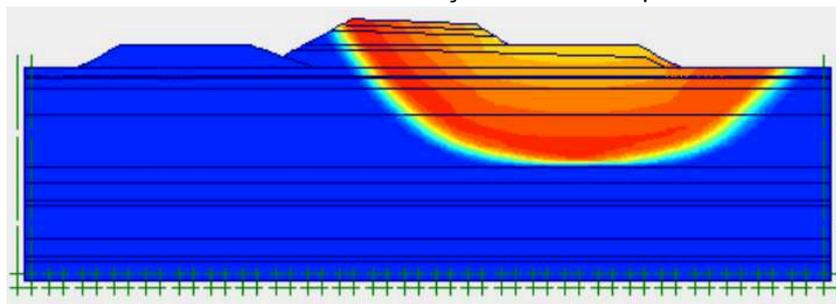


Fonte: Autor

4.2. SIMULAÇÕES PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

A fim de buscar entendimento dos processos internos do *software* PLAXIS, entrada de parâmetros e definição de condições de contorno, primeiramente, foi feita simulação com a mesma seção e perfil estratigráfico de Cordeiro (2019), que representa a seção do Km 30+460. Foi possível encontrar um valor de fator de segurança e o formato de uma potencial superfície de ruptura similar à daquele trabalho. A Figura 27 ilustra a análise feita com base na seção do Km 30+460, onde o fator de segurança encontrado foi 2,044 em comparação com os 2,193 de Cordeiro (2019). Admite-se, então, que o modelo está bem calibrado para a realização das análises na Seção do Km 30 +220.

Figura 27 - Análise de estabilidade da seção Km 30+460 por elementos finitos



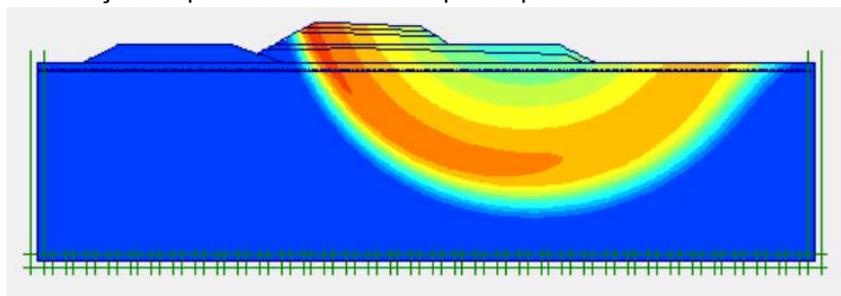
Fonte: Autor

Com base no perfil de variabilidade de qt na Seção do Km 30+220, foram gerados mil valores para a estatística de qt . Para cada um desses mil valores foi feito cálculo de S_u . Esse parâmetro foi adotado em um conjunto de análises por elementos finitos, sendo feita a atualização do valor de S_u manualmente para cada uma das iterações.

Dado início às simulações, buscou-se além de contabilizar os valores estatísticos para Fator de Segurança, observar também os diagramas de deslocamento gerados pelo *software* para o modo de cálculo *phi-c reduction*, a fim de entender o comportamento do maciço e observar o aspecto de potenciais superfícies de plastificação. Dentro das mil iterações, foi possível observar alguns padrões:

- Para valores de S_u aproximadamente abaixo de 13,5 kPa, tinha-se $FS < 1$. Para S_u , por volta de 20 kPa, FS passa a ser maior que 1,4. Nesses dois casos a potencial superfície de ruptura passa pelo aterro novo e pelo solo de fundação (Figura 28). Conforme S_u aumentava, FS também aumentou, chegando até 2,73. Isso ocorreu até $S_u = 38$ kPa, aproximadamente;

Figura 28 - Representação da potencial cunha de ruptura que atravessa o aterro e o solo de fundação

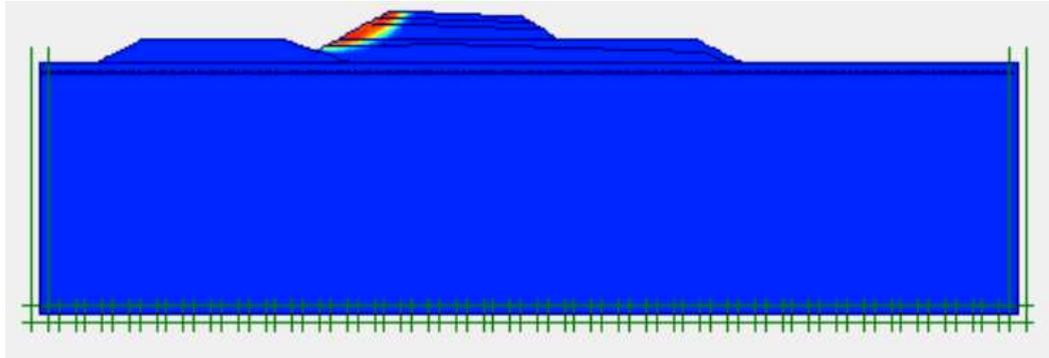


Fonte: Autor

- Para valores de $S_u > 38$ kPa o cálculo começou a apontar para fatores de segurança oscilando entre 2,28 e 2,29. Observando a cunha formada nos diagramas de deslocamento, o FS em questão é relativo à estabilidade do pé do aterro novo, no lado esquerdo (Figura 29). Ou seja, o solo de fundação

tornou-se tão resistente que o aterro falha primeiro, conforme foram aplicados os processos internos de cálculo de fator de segurança do programa;

Figura 29 - Representação da potencial cunha de ruptura que atravessa apenas o aterro



Fonte: Autor

4.3. RESULTADOS DAS ANÁLISES PROBABILÍSTICAS

A evolução de FS médio com o passar das iterações está ilustrada na Figura 30. Percebe-se a grande recorrência de simulações que resultaram em $FS=2,28$ faz com que o diagrama apresente, além das oscilações, uma tendência a crescer em direção àquele valor. Os valores de FS foram contabilizados e a partir deles calculou-se um Fator de Segurança Médio probabilístico, por meio da média dos mil valores da estatística para FS. O Fator de segurança médio pela aplicação da análise probabilística foi de 1,939, como está representado na Figura 30.

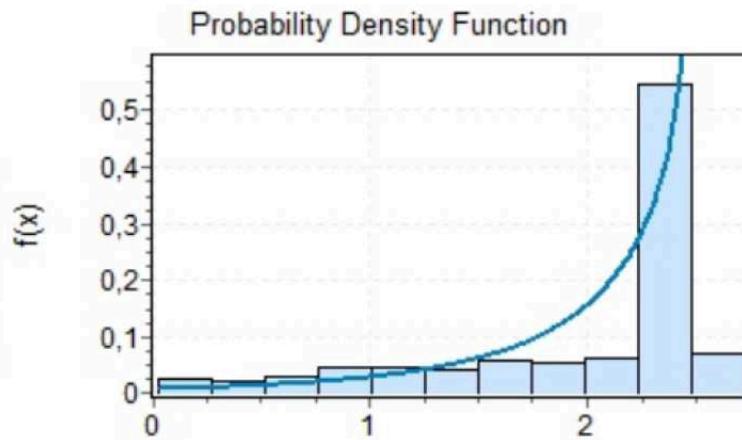
Figura 30 - Diagrama de FS médio x nº de Iterações das Análises de Estabilidade



Fonte: Autor

Uma das funções que mostrou melhor ajuste à série de dados, segundo os testes de aderência, foi uma função de distribuição Generalizada de Valores Extremos, definida pelos parâmetros: $k=-1,2264$ (fator de forma); $\sigma=0,59147$ (fator de escala) $\mu=1,9964$ (fator de posição). Ela está ilustrada na Figura 31.

Figura 31 - Histograma da série da estatística de FS e uma curva de função de distribuição generalizada de valores extremos



Fonte: Autor

A grande recorrência de FS referente à possibilidade de plastificação corpo do aterro, quando $S_u > 38$ kPa, influenciou na dificuldade em se obter uma função de densidade de probabilidade que descreve o conjunto de resultados. Isso impacta na

confiança que se pode ter na aplicação do cálculo de probabilidade de falha a partir da curva ilustrada na Figura 31. Estudou-se então, a retirada dos resultados de FS que foram calculados para $S_u > 38$ kPa. Nesse caso, houve boa aderência a uma função Beta, com parâmetros: $\alpha_1 = 1,3178$ e $\alpha_2 = 0,94333$ (parâmetros de forma); $a = 0,10152$ (valor mínimo) $b = 2,733$ (valor máximo). Porém, optou-se por não utilizar essa função para representar o conjunto da estatística de FS, pois estaria sendo ignorada uma porção grande das iterações, que continham valores de qt condizentes com o perfil de variabilidade do solo, o que poderia superestimar a probabilidade de falha.

Para fins dessa análise, esses resultados onde a falha no aterro era o caso crítico, por se sustentarem com valor de $FS = 2,28$, foram contabilizados como parte do conjunto de resultados que não representa potencial falha da estrutura ($FS > 1$), no cálculo de probabilidade de falha.

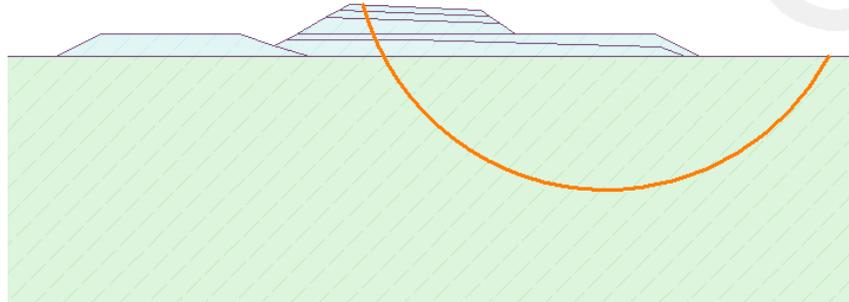
A partir da avaliação da probabilidade do evento $FS < 1$ dentro das mil iterações, tem-se que 124 iterações apontaram para valores da estatística de $FS < 1$. Dessa forma, a probabilidade de falha calculada para o modelo foi de 12,4% .

No cálculo de probabilidade de falha a partir da curva que define a FDP, foi obtido o valor de 8,3%. A disparidade entre os resultados pode ser explicada pela dificuldade de encontrar uma função com boa aderência à série de dados da estatística de FS, o que pode ser observado na comparação da curva da função e o histograma na Figura 31 para valores de $FS < 1$.

4.4. RESULTADOS DAS ANÁLISES DETERMINÍSTICAS

Com base nos parâmetros físicos definidos no item 3.8 e nas superfícies críticas observadas na modelagem numérica por elementos finitos, foram avaliados dois casos. No primeiro a cunha atravessa o aterro e o solo de fundação, similar àquelas onde $S_u < 38$ kPa nas simulações. Foi desenhada a geometria da cunha (Figura 32) e avaliada a estabilidade pelo Método de Fellenius. O fator de segurança foi alto, $FS = 2,99$.

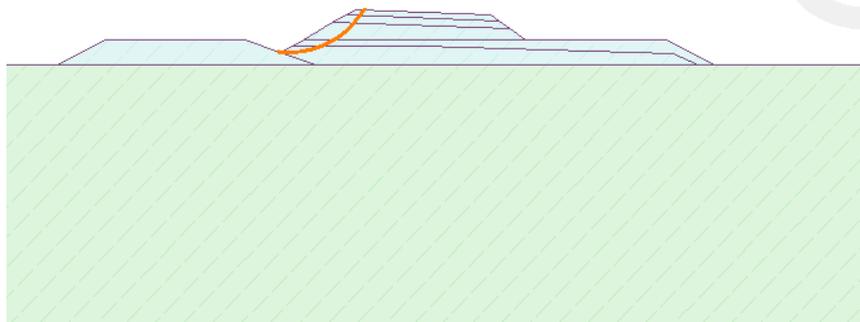
Figura 32 - Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite com cunha potencial de ruptura que passa pelo aterro e pelo solo de fundação



Fonte: Autor

No segundo caso, a cunha se apresentava apenas no pé esquerdo do novo aterro (Figura 33), como aquelas onde $S_u > 38$ kPa nas simulações. O resultado de $FS=2,14$, se aproxima do fator de segurança obtido no PLAXIS, como já era de se esperar, dado que não foi considerado qualquer tipo de variabilidade no material do aterro.

Figura 33 - Análise de Estabilidade por Equilíbrio Limite com cunha potencial de ruptura que passa apenas pelo aterro



Fonte: Autor

4.5. QUADRO DE RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a realização das análises de estabilidade, foram reunidos os resultados obtidos delas na Tabela 8. Para o valor do FS da análise determinística por equilíbrio limite, foi apresentado apenas o caso em que a superfície de ruptura atravessa o aterro e o solo de fundação, por ser ele o caso relevante para a análise do solo.

Tabela 8 - Resultados das análises

Análise de variabilidade de qt	
Função Densidade de probabilidade	Gama $\alpha=2,8171$ e $\beta=170,04$
Análise Probabilística	
Fator de segurança médio	1,939
Função densidade de probabilidade de FS	Generalizada de Valores Extremos $k=-1,2264$; $\sigma=0,59147$ $\mu=1,9964$
Probabilidade de falha	Pela área abaixo da curva da função para $FS < 1 = 8,3\%$
	Pela probabilidade do evento $FS < 1$ na série de dados = $12,4\%$
Análise de Estabilidade Determinística	
Fator de Segurança	2,99

Fonte: Autor

Conforme pode ser observado na Tabela 8, a FDP que teve melhor aderência aos dados de qt foi a função gama com parâmetros $\alpha=2,8171$ e $\beta=170,04$. Com base em valores aleatórios gerados a partir dessa função, foi feita uma análise probabilística da estabilidade. A análise probabilística resultou em um fator de segurança médio de 1,939, valor adequado dentro do que foi discutido a respeito das recomendações do DNER PRO-381/98 e da NBR 11682 na seção 2.4.3 do presente trabalho, onde foi definido que para o tipo de obra e o local onde ela está inserida o Fator de Segurança mínimo admissível é de 1,4.

Além do valor de FS médio, a análise probabilística permitiu identificar dois cenários de possível falha, probabilidade de 12,4% quando a probabilidade é

calculada pela quantificação de iterações onde $FS < 1$ e 8,3% quando a probabilidade de falha é calculada a partir da curva da FDP do Fator de Segurança.

Segundo os critérios listados por Santamarina *et al.* (1992, *apud* SANDOVAL, 2012), o valor de 12,4% é um valor que pode ser considerado alto para qualquer um dos casos. A admissibilidade da estrutura seria apenas recomendada para estruturas em que não haja consequências relacionadas à ruptura e alto custo para manutenção de probabilidade de falha baixa. O valor de 8,3%, pelos níveis de admissibilidade de Santamarina *et al.* (1992, *apud* SANDOVAL, 2012), seria aceitável para estruturas temporárias com baixos custos de reparações, ou de não haver consequências para a ruptura e alto custo para manutenção de probabilidade de falha baixa. Considerando que o objeto da análise foi uma estrutura de aterro de uma rodovia federal, a probabilidade de falha admissível, segundo o mesmo critério, deveria ser de no máximo 2%, correspondente ao caso de rodovias interestaduais. Portanto, para os dois cálculos de probabilidade de falha, entende-se que os valores não são admissíveis.

Fazendo a comparação Fator de Segurança médio obtido da análise probabilística e o Fator de segurança da análise determinística, nota-se uma grande disparidade entre os dois. O Fator de Segurança determinístico é aproximadamente 54% maior que o probabilístico, o que indica para a possibilidade de que a análise determinística tenha sido superestimada. Deve-se observar também que nas análises numéricas o FS máximo foi de 2,73. A partir de então, para resistências maiores do solo de fundação, a falha no novo aterro passou a ser avaliada como o caso crítico, registrando fatores de segurança inferiores, o que teve impacto no valor de FS médio das análises probabilísticas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

No presente capítulo são apresentadas as discussões a respeito dos resultados obtidos e da modelagem das análises, assim como sugestões para trabalhos futuros.

5.1. CONCLUSÕES

O estudo desenvolvido permitiu entender a complexidade das modelagens geotécnicas para análises de estabilidade em taludes.

Ao longo da etapa de revisão bibliográfica, notou-se o quão difícil pode ser a obtenção da caracterização ampla a respeito do solo de uma região. A extrapolação dos dados de sondagens e de estudos similares feitos em uma região é prática recorrente e acrescenta um nível considerável de incertezas quanto à confiabilidade dos parâmetros físicos, que já apresentam variabilidade por natureza.

Quanto às incertezas inerentes ao material, o perfil que caracteriza a variabilidade, que pode ser representado por uma FDP, depende da modelagem. No presente trabalho, os dados do perfil de sondagem para qt não seguiram distribuições mencionadas pela literatura como comuns em geotecnia, sendo elas Normal e Log-Normal. Isso também não ocorreu ao avaliar a distribuição de probabilidade dos valores da estatística de FS nas análise probabilística. Acredita-se que a simplificação do modelo para um maciço de comportamento homogêneo tenha grande influência na dificuldade em encontrar uma FDP com boa aderência aos dados de qt . Na interpretação das sondagens CPTu, observou-se que o perfil geotécnico apresentava características distintas ao longo da profundidade. Então é como se a modelagem adotada estivesse superestimando a variabilidade do solo.

Quanto à aplicação do método probabilístico, a probabilidade de ruptura de 12,4% (o pior caso) se mostrou alta segundo Santamarina *et al.* (1992, *apud* SANDOVAL, 2012), a não ser para as categorias menos rigorosas. Há que se considerar que, de maneira conservadora, a simulação desconsiderou o reforço basal com geogrelhas, as estruturas de drenagem do solo, e a construção em

etapas, que fazem parte do projeto do aterro e que poderiam melhorar a confiabilidade da estrutura.

Foi notada a existência de dois casos distintos durante as simulações por elementos finitos. O fator de segurança médio obtido das análises foi julgado como admissível segundo os critérios do DNER PRO-381/98 e da NBR 11682:2009. A avaliação dos valores obtidos para Fator de Segurança Médio e para probabilidade de falha corrobora com a observação de Lacasse e Nadim (1996), que sugerem que deve haver critério na avaliação do fator de segurança por si só, lembrando da importância na quantificação das incertezas. Na presente análise, um fator de segurança bastante aceitável é acompanhado por uma probabilidade de falha alta.

Na comparação entre o fator de segurança determinístico e o fator de segurança médio da análise probabilística, ambos apontam para a admissibilidade de FS e para a estabilidade da estrutura. Apesar disso, os valores divergem. O resultado de FS médio probabilístico de 1,939 está mais próximo do caso determinístico que aponta para superfície crítica passando apenas pelo aterro, com $FS=2,14$, do que aquele onde a superfície atravessa o aterro e a camada de argila, onde $FS=2,99$ na análise determinística. Isso ocorreu pela alta recorrência de simulações em que o aterro se mostrou ser o caso crítico.

Buscou-se entender de que maneira a modelagem pode ter influenciado nesses resultados. Uma delas é que os dados da sondagem apontavam para materiais mais resistentes nas camadas mais profundas. Então, quando foi definido o padrão de variabilidade e gerados valores para uma camada homogênea de argila de 22m, pode ter sido superestimada a ocorrência de solos mais resistentes nas camadas superficiais. Isso pode ter tido influência na quantidade de casos em que o aterro passou a ser o caso crítico, pela alta resistência do solo de fundação.

Um outro caso, menos recorrente, mas que talvez colabore para explicar a alta probabilidade de falha, aconteceu para resistências e fatores de segurança baixíssimos, que seriam impraticáveis se de fato aquela fosse a situação de campo para um perfil de 22 m de profundidade. Observando os dados da sondagem, essas amostras de qt correspondem a pequenos trechos das camadas superficiais do perfil, em especial para a profundidade de aproximadamente até 1 m. Talvez por

isso, a substituição de solos tenha sido listada entre as soluções técnicas para viabilizar a construção do aterro. Sobre isso o DNER PRO-381/98 aponta que a remoção e substituição de solo mole até 3 m de espessura é aceitável, caso seja financeiramente viável.

Além disso, observa-se que foram superestimadas resistências de camadas mais profundas que e subestimadas resistências de camadas menos profundas. Isso ocorreu devido à maneira com a qual se calculou S_u , ao assumir valor de cálculo para tensão vertical *in situ* no ponto médio do perfil de sondagem, a 11 metros de profundidade. Dessa forma, valores gerados para a estatística de qt que correspondiam ao comportamento camadas superficiais geraram S_u subestimados, enquanto valores maiores de qt , que correspondiam ao comportamento das camadas mais profundas que o ponto médio, geraram S_u superestimados.

Dito isso, fica claro que, apesar dos métodos probabilísticos serem uma ferramenta interessante para auxiliar a tomada de decisões quanto à estabilidade da seção, eles também são bastante sensíveis à modelagem e às simplificações assumidas, como nos métodos determinísticos. A combinação dessas decisões pode levar a análise para um cenário de baixa confiabilidade.

Considera-se que a hipótese de que a modelagem do solo em análise poderia ser simplificada para uma camada homogênea de argila não se concretizou. Além disso a dificuldade para obtenção de uma FDP que representasse o perfil de variabilidade de qt , e de uma FDP que representasse o conjunto de resultados para a estatística de FS impossibilitou que houvesse confiança a respeito dos parâmetros de probabilidade de falha e fator de segurança da análise.

Quanto ao presente estudo, acredita-se que a discretização do modelo em um número maior de camadas seria mais adequada, apesar de aumentar a complexidade da modelagem. Da mesma forma, seria mais realista incluir na modelagem as soluções técnicas e dispositivos projetados com a finalidade de garantir a segurança do empreendimento ao longo da sua construção e vida útil.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS:

- Análise de Estabilidade Probabilística considerando a tendência de ganho de resistência a penetração q_t com a profundidade a partir da modelagem pelo método de elementos finitos de uma seção de aterro;
- Análise de Estabilidade Probabilística considerando a variabilidade das diferentes camadas do solo de fundação individualmente a partir de modelagem pelo método de elementos finitos de uma seção de aterro;
- Análise de Estabilidade Probabilística, considerando a construção em etapas a partir de modelagem pelo método de elementos finitos de uma seção de aterro sobre solo mole.
- Análise de Estabilidade Probabilística que contemple a variação de parâmetros de compressibilidade a partir de modelagem pelo método de elementos finitos de uma seção de aterro sobre solo mole.
- Análise de Estabilidade Probabilística que contemple a possibilidade de interação entre parâmetros físicos, ou seja, quando avaliado a variabilidade de um deles, modelar o que acontece com os demais.

REFERÊNCIAS

- ALMEIDA, M. S. de. **Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho**. Rio de Janeiro: Editora da UFRJ, 1996.
- ALMEIDA, M. S.; MARQUES, M.E.S. **Aterros sobre solos moles: Projeto e Desempenho**. São Paulo: Oficina de Textos. 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682: Estabilidade de Encostas**, Rio de Janeiro, 2009
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069: Solo - Ensaio de Penetração de cone in situ**. Rio de Janeiro. 1991.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D5778 - Standard test method for performing electronic friction cone and piezocone testing of soils**, 1995.
- BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering**. Chichester, UK: John Wiley & Sons Ltd, 2003.
- BJERRUM, L. **Embankments on soft ground**. In: Proc. Asce Specialty Conference On Earth And Earth Supported Structures, 1972, Purdue University, vol. II, pp. 1-54.
- CHRISTIAN, J. T. Geotechnical Engineering Reliability: How Well Do We Know What We Are Doing? **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 10, p. 985–1003, out. 2004.
- CORDEIRO, R. F. **Avaliação do comportamento de aterro executado sobre depósito de argila mole na rodovia BR 470 em Gaspar/SC**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.
- CORNELL, C.A. **A Probability-Based Structural Code**. In: Journal of the American Concrete Institute 66.12, 1969
- CRESTANI, B. **Análise probabilística do Fator de Segurança de taludes através do Método de Monte Carlo**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.
- DAS, Braja. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6.ed. São Paulo: Thomson, 2007.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **PRO 381: projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. Rio de Janeiro, 1998.

FERREIRA, J. L. F. **Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer. Dissertação** (Mestrado em Engenharia Civil). Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012

FLORES, E. A. F. **Análises probabilísticas da estabilidade de taludes considerando a variabilidade espacial do solo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pós Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. Use of the CPTu to estimate equivalent SPT N60". **Geotech. Testing J.**, v. 16, n. 4, p. 458-468, 1993.

LACASSE, S. & NADIM, F. Uncertainties in Characterizing Soil Properties, Proceedings, **Uncertainty in the Geologic Environment: from Theory to Practice**, Geotechnical Special Publication No. 58, ASCE, Vol. 1, pp. 49-75. 1996.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MIRANDA, T. **Taludes Rochosos - Material de apoio à geotecnia II.** Departamento de Engenharia Civil. Universidade do Minho UMINHO, Guimarães, 2012.

MENDES, L.O. **Análise Probabilística do Potencial de Falha por Liquefação Estática e Dinâmica de Barragens.** Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Publicação G.DM-325/2019, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2019

NACCI, D. C.; SCHNAID, F. **Projeto e desempenho do aterro sobre argila mole na ampliação do aeroporto internacional Salgado Filho.** Solos e Rochas, São Paulo, v. 24, n. 3, p. 251-266, set.-dez. 2001.

PHOON, K,-K.; KULHAWY, F, H, Characterization of geotechnical variability, **Canadian Geotechnical Journal**, v, 36, n, 4, p, 612-624, 1999

PINTO, Carlos de Sousa, **Curso básico de mecânica dos solos em exercícios resolvidos.** 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos Editora, 2006.

Plaxis Manual, **Finite Element Code for Soil and Rock Analysis.** Version 8.2. Delft University of Technology, Netherlands, 2002.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. **Canadian Geotech. Journal**, Ottawa, v. 35, n. 3, p. 442-459, 1998.

SANDOVAL, M. A. P. **Análise Determinística e Probabilística da Estabilidade de Taludes.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pós Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012

SANTAMARINA P.J., Altschaeffl A.G. & Chameu, J.L. **Reliability of Slopes: Incorporating Qualitative Information**. Transportation research Board, Washington D.C., 1992.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNAID, F; LEHANE, B.M; FAHEY, M. **In situ test characterization of unusual geomaterials**, In: 2nd Int. Conf. on Site Charact., Milpress, Porto, 2004

TEIXEIRA, C.F. **Análise dos Recalques de um Aterro Sobre Solos Muito Moles da Barra da Tijuca – RJ**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2012.

VANMARCKE, E.H. Probabilistic modeling of soil profiles. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, Vol 103, No. GT11, November 1977, pp. 1227-1246. 1977

VARNES, D.J. **Slope Movement Types and Processes**. In: Landslides, Analysis and Control, Washington National Academy of Sciences, 11-33, 1978

WANG, Y., ZIJUN, C. & AU, S.-K. **Practical reliability analysis of slope stability by advanced Monte Carlo simulations in a spreadsheet**. Can. Geotech. J. 48: 162–172. 2011.

YOKOZAWA, S.Y. **Avaliação dos métodos probabilísticos aplicados na análise de risco devido à instabilidade de barragens**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Publicação G.DM-334/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2019

ZIESMANN, N. **Caracterização e Aplicação da Variabilidade de Parâmetros de Compressibilidade de Solos Moles** Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019