

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

DIEGO SAITO SCOMPARIN

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES COMPOSTOS POR SOLO
ARGILOSO NA CONDIÇÃO COMPACTADA EMPREGANDO DIFERENTES
MÉTODOS DETERMINÍSTICOS**

APUCARANA

2021

DIEGO SAITO SCOMPARIN

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES COMPOSTOS POR SOLO
ARGILOSO NA CONDIÇÃO COMPACTADA EMPREGANDO DIFERENTES
MÉTODOS DETERMINÍSTICOS**

**Stability analysis of slopes composed by clay soil in compact condition using
different deterministic methods**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).
Orientadora: Profa. Dra. Mariana Alher Fernandes.

APUCARANA

2021



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

DIEGO SAITO SCOMPARIN

**ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES COMPOSTOS POR SOLO
ARGILOSO NA CONDIÇÃO COMPACTADA EMPREGANDO DIFERENTES
MÉTODOS DETERMINÍSTICOS**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentada como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil da Universidade
Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Data de aprovação: Dia 10 de dezembro de 2021

Profa. Dra. Mariana Alher Fernandes
Titulação Doutorado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Apucarana

Prof. Msc. Augusto Montor de Freitas Luiz
Titulação Mestrado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná – Campus Apucarana

Profa. Dra. Raquel Souza Teixeira
Titulação Doutorado
Universidade Estadual de Londrina

APUCARANA

2021

*Dedico esse trabalho aos meus familiares,
amigos e professores que me ajudaram a
formar a pessoa que sou.*

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus por acompanhar e abençoar cada etapa da minha vida.

Agradeço aos meus pais, pelo apoio, pela paciência e confiança. Mesmo longe de casa sempre estiveram presentes dando todo suporte para que eu consiga alcançar meus objetivos.

Agradeço aos meus avós que também sempre estiveram ao meu lado e me ajudaram a chegar até aqui.

Aos meus amigos de infância, de escola e de faculdade pelos bons momentos que passamos juntos.

Aos professores pelos ensinamentos e experiências passadas durante a graduação. Em especial a minha orientadora deste trabalho, professora doutora Mariana Alher Fernandes, pelo auxílio, dedicação e conselhos que me ajudaram a realizar esta etapa.

Aos engenheiros que me supervisionaram durante o estágio, passando conhecimento e experiência profissional.

“A autodisciplina tem um efeito maior do desempenho acadêmico do que o talento individual”.

(Charles Duhigg, 2012)

RESUMO

A instabilização de taludes de solos é uma problemática recorrente na engenharia geotécnica, tanto para taludes naturais quanto para taludes de corte e aterro. Nesse sentido, os métodos determinísticos são os mais utilizados para avaliação da estabilidade de um talude, dado pela determinação do Fator de Segurança (FS) o qual dependerá de características inerentes ao solo e à geometria do talude. Dessa forma, o presente trabalho busca avaliar a influência de cada uma das variáveis relativas à geometria do talude e às características do solo empregando diferentes métodos determinísticos para avaliar a estabilidade de um talude hipotético e homogêneo, composto por um solo típico da região Norte Central do Paraná. Para efetuar esta análise foram realizados diversos ensaios laboratoriais para caracterização do solo, além de ensaios de compactação e de cisalhamento direto. Com isso, foi possível realizar a modelagem numérica do talude com auxílio do *software Slope/W*, possibilitando calcular o Fator de Segurança através de diferentes métodos determinísticos como o Método de Fellenius, Método de Bishop Simplificado e Método de Janbu. Em relação à caracterização do solo, o ensaio de compactação indicou o pico da curva de compactação com teor de umidade ótimo em 32,5% e massa específica seca máxima de 1,401 g/cm³. Acerca dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto, esses apresentam valores de coesão variando de 51,06 kPa a 21,98 kPa e ângulo de atrito variando de 25,98° a 32,48° para solo no ramo seco, condição ideal e ramo úmido. Na análise de estabilidade de taludes, os resultados apontam que taludes compostos por solo compactado no ramo seco apresentam maior estabilidade em relação a taludes compostos por solo compactado na condição ideal e no ramo úmido. Além disso, verificou-se que o FS apresenta sensibilidade às variações geométricas do talude e aos métodos determinísticos utilizados nas simulações numéricas. O aumento da altura e inclinação do talude provocou a diminuição do FS e o Método de Bishop Simplificado apresentou maior tendência para menores valores de FS a partir da elaboração de ábacos. Por fim, este estudo permite avaliar a estabilidade dos taludes compostos por solo compactado e sujeitos a tanto às variações das geometrias da seção desse talude quanto das características de compactação do solo, prática comum em obras de aterro.

Palavras-chave: Caracterização do Solo. Estabilidade de Talude. Método do Equilíbrio Limite. Fator de Segurança.

ABSTRACT

The instability of soil slopes is a recurring problem in geotechnical engineering, associated with natural slopes and artificial slopes. In this sense, deterministic methods are the most used for assessing the slope stability, given by the Safety Factor (FS) which will depend on characteristics inherent to the soil and the geometry of the slope. In this way, the present work seeks to evaluate the influence of each variables related to slope geometry and soil characteristics using different deterministic methods to assess the stability of a hypothetical and homogeneous slope, composed of a typical soil from the central-north region of the State of Paraná. To carry out this analysis, several laboratory tests were carried out to characterize the soil, in addition to compaction and direct shear tests. Thus, it was possible to carry out the numerical modeling of the slope with the support of the Slope/W software, making it possible to calculate the Safety Factor through different deterministic methods such as the Fellenius Method, Simplified Bishop Method and Janbu Method. In relation to soil characterization, the compaction test indicated the top of the compaction curve with optimum moisture content of 32,5% and maximum dry specific mass of 1,401 g/cm³. Regarding the results of direct shear tests, these present cohesion values ranging from 51,06 kPa to 21.98 kPa and friction angle ranging from 25,98° to 32,48° for soil in the dry branch, ideal condition and wet branch. In the analysis of slope stability, the results show that slopes composed of compacted soil in the dry branch have greater stability in relation to slopes composed of compacted soil in the ideal condition and in the wet branch. In addition, it was found that the FS is sensitive to geometric variations of the slope and to deterministic methods used in numerical simulations. The increase in height and slope of the slope caused a decrease in the SF and the Simplified Bishop's Method showed a greater tendency to lower SF values from the elaboration of abacuses. Finally, this study allows evaluating the stability of slopes composed of compacted soil and subject to both variations in the section geometries of this slope and the soil compaction characteristics, a common practice in landfill works.

Keywords: Soil Characterization. Slope Stability. Limit Equilibrium Method. Safety Factor

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Perfil resultante da decomposição das rochas	19
Figura 2 - Correlação entre a tensão normal e tensão cisalhante	23
Figura 3 - Critério de Mohr-Coulomb.....	24
Figura 4 - Curva de compactação para diferentes tipos de solos brasileiros ...	28
Figura 5 – (a) Evidências de rastejo, ou fluência, no terreno, (b) troncos curvados, (c) rastejo em leito de argilito e xisto, (d) muro de pedra entortado.	31
Figura 6 – Escorregamento (a) planar e (b) em cunha.....	32
Figura 7 – Escorregamento rotacional (a) múltiplo, (b) retrogressivo e (c) progressivo.....	32
Figura 8 – Ruptura por queda	33
Figura 9 - Fluxo de lama perto do Parque Estes, Colorado.....	34
Figura 10 – Terminologia usada para os taludes de solo	37
Figura 11 – Representação de uma fatia de um talude genérico	40
Figura 12 – Forças atuantes em uma fatia do talude (Método das Fatias).....	41
Figura 13 – Representação das forças atuantes no Método de Fellenius.....	42
Figura 14 - Representação das forças atuantes no Método de Janbu	43
Figura 15 - Representação das forças atuantes no Método de Bishop Simplificado	45
Figura 16 – Representação do talude analisado	49
Figura 17 – Fluxograma da metodologia adotada neste trabalho.....	56
Figura 18 – Local da coleta da amostra deformada	57
Figura 19 - Amostra seca ao ar	58
Figura 20 – Preparação da amostra: (a) materiais utilizados e (b) amostra destorroada.....	59
Figura 21 – Amostra utilizada no ensaio de massa específica dos sólidos.....	60
Figura 22 – Análise granulométrica conjunta (a) ensaio de sedimentação e (b) ensaio de peneiramento fino.....	60
Figura 23 - Ensaio de Limite de Liquidez (a) antes do golpeamento e (b) após o golpeamento.....	61
Figura 24 - Ensaio do Limite de Plasticidade.....	62
Figura 25 – Ensaio de compactação: (a) materiais usados na energia de Proctor Normal e (b) extrator de corpo de prova	63
Figura 26 - Componentes da caixa de cisalhamento	66
Figura 27 - Aparelho de cisalhamento direto do solo	66
Figura 28 - Exemplo de lançamento da geometria do talude no <i>software GeoStudio (Slope/W)</i>	71
Figura 29 - Análise de estabilidade através do <i>software GeoStudio (Slope/W)</i> .	86
Gráfico 1 – Resultado de um ensaio de compactação.....	25
Gráfico 2 – Curva de compactação para diferentes energias	27

Gráfico 3 – Comparativo entre os valores de Fator de Segurança (a) Fellenius <i>versus</i> Bishop, (b) Bishop <i>versus</i> Janbu,(c) Fellenius <i>versus</i> Fellenius	47
Gráfico 4 – Influência do nível da água no Fator de Segurança	51
Gráfico 5 – Influência da sobrecarga no Fator de Segurança	51
Gráfico 6 - Curva granulométrica do solo	72
Gráfico 7 – Curva de compactação do solo	74
Gráfico 8 - Características de compactação dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto	76
Gráfico 9 - Deslocamento vertical <i>versus</i> tempo de adensamento para corpos de prova com teor de umidade estipulados de (a) 30,5%, (b) 32,5% e (c) 34,5%	79
Gráfico 10 - Tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento horizontal para os corpos de prova (CP1, CP2 e CP3) com teor de umidade estipulado de 30,5%	80
Gráfico 11 - Envoltória de resistência do solo compactado com teor de umidade estipulado de 30,5%	81
Gráfico 12 – Tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento horizontal para os corpos de prova (CP4, CP5 e CP6) com teor de umidade estipulado de 32,5%	82
Gráfico 13 - Envoltória de resistência do solo compactado com teor de umidade estipulado de 32,5%	83
Gráfico 14 - Tensão de cisalhamento <i>versus</i> deslocamento horizontal para os corpos de prova (CP7, CP8 e CP9) com teor de umidade estipulado de 34,5%	84
Gráfico 15 - Envoltória de resistência do solo compactado com teor de umidade estipulado de 34,5%	85
Gráfico 16 - Fator de Segurança <i>versus</i> Altura do talude pelo (a) Método de Fellenius, (b) Bishop Simplificado e (c) Janbu	91
Gráfico 17 - Fator de Segurança <i>versus</i> Inclinação do talude pelo (a) Método de Fellenius, (b) Bishop Simplificado e (c) Janbu	95
Quadro 1 – Sistema de Classificação proposto por Varnes (1978)	30
Quadro 2 – Fatores condicionantes dos movimentos de massa	35
Quadro 3 – Variantes do Método do Equilíbrio Limite	39
Quadro 4 - Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto para amostra compactada com teor de umidade estipulado de 30,5%.....	77
Quadro 5 - Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto para amostra compactada com teor de umidade estipulado de 32,5%.....	77
Quadro 6 - Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto para amostra compactada com teor de umidade estipulado de 34,5%.....	78

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Escala granulométrica das partículas de solo	17
Tabela 2 – Características para os ensaios de compactação com diferentes energias.....	26
Tabela 3 – Fatores de Segurança mínimos para deslizamentos.....	38
Tabela 4 – Faixa de valores dentre as variáveis que influenciam na estabilidade do talude	47
Tabela 5 - Resultado dos Fatores de Segurança da seção A.....	53
Tabela 6 - Resultado dos Fatores de Segurança da seção B.....	53
Tabela 7 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto	65
Tabela 8 - Parâmetros a serem avaliados nas modelagens numéricas dos taludes.....	69
Tabela 9 - Frações de grãos do solo	73
Tabela 10 – Limites de Atterberg	73
Tabela 11 - Resultados obtidos no ensaio de compactação	74
Tabela 12 - Dados das amostras compactadas para o ensaio de cisalhamento direto	75
Tabela 13 - Tensões de ruptura dos corpos de prova ensaiados com teor de umidade de 30,5%	81
Tabela 14 - Tensões de ruptura dos corpos de prova ensaiados com teor de umidade de 32,5%	82
Tabela 15 - Tensões de ruptura dos corpos de prova ensaiados com teor de umidade de 34,5%	84
Tabela 16 - Parâmetros mecânicos de resistência dos solos	85
Tabela 17 - Fator de Segurança para taludes compostos por solo compactado no ramo seco.....	87
Tabela 18 - Fator de Segurança para taludes compostos por solo compactado na condição ideal	88
Tabela 19 - Fator de Segurança para taludes compostos por solo compactado no ramo úmido	89

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
2 OBJETIVOS	15
2.1 OBJETIVOS GERAIS	15
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
3.1 SOLOS	16
3.1.1 Identificação e classificação dos solos	17
3.1.1.1 Solos residuais	18
3.1.1.2 Solos transportados	19
3.1.1.3 Solos orgânicos	20
3.1.2 Estado de consistência dos solos	20
3.1.3 Índices físicos do solo	21
3.2 PRINCÍPIO DA TENSÃO EFETIVA NO SOLO	22
3.2.1 Resistência ao cisalhamento do solo	22
3.3 COMPACTAÇÃO DO SOLO	25
3.3.1 Ensaio de compactação	26
3.3.2 Influência da energia de compactação na resistência do solo	26
3.3.3 Influência da compactação no tipo de solo	28
3.4 MOVIMENTO DE MASSA	29
3.4.1 Rastejo	30
3.4.2 Escorregamentos	31
3.4.3 Quedas	33
3.4.4 Corridas	34
3.4.5 Fatores condicionantes dos movimentos de massa	35
3.5 ESTABILIDADE DE TALUDES	36
3.5.1 Taludes	36
3.5.2 Fator de Segurança	37
3.5.3 Métodos determinísticos de estabilidade de taludes	39
3.5.3.1 Método de Fellenius (1936)	42
3.5.3.2 Método de Janbu (1954)	43
3.5.3.3 Método de Bishop Simplificado (1955)	44
3.6 PESQUISAS NO TEMA DE ESTABILIDADE DE TALUDES	46
4 MATERIAIS E MÉTODOS	55
4.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA	55
4.2 DESCRIÇÃO DO LOCAL DE COLETA DA AMOSTRA DEFORMADA	57
4.3 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	58
4.3.1 Preparação da amostra para caracterização do solo	58
4.3.2 Massa específica dos sólidos	59

4.3.3	Análise Granulométrica Conjunta	60
4.3.4	Limites de Consistência	61
4.3.4.1	Limite de liquidez	61
4.3.4.2	Limite de plasticidade	62
4.4	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	63
4.4.1	Controle de compactação	64
4.5	ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO	64
4.5.1	Parâmetros mecânicos do solo	68
4.6	DEFINIÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO TALUDE	69
4.7	ANÁLISE DE ESTABILIDADE	70
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	72
5.1	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	72
5.2	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO DO SOLO	74
5.3	ENSAIO DE CISLHAMENTO DIRETO	76
5.3.1	Etapa de adensamento do solo	78
5.3.2	Etapa de ruptura do solo	80
5.4	ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES	86
6	CONCLUSÕES	99
7	REFERÊNCIAS	101

1 INTRODUÇÃO

A instabilização de maciços de solo ou rochas é um problema recorrente na engenharia geotécnica. Sendo que, o papel do engenheiro é propor soluções para garantir a estabilidade dos taludes, seja para encostas naturais, seja para cortes e aterros de taludes artificiais (GERSCOVICH, 2016). Das (2007), define talude como uma superfície não horizontal de solo que está submetida à uma componente gravitacional, tendendo a mover o solo para baixo, e que forma um ângulo com uma superfície horizontal.

Sabe-se que uma das soluções que garantem a estabilidade de taludes de solos são as denominadas estruturas de contenções, as quais resistem aos esforços laterais através do seu peso próprio ou de sua estabilização interna por meio de reforços. Esses tipos de soluções são indispensáveis para diversas obras e projetos em geral, especialmente quando se deseja alcançar um desnível no terreno, conferindo maior segurança para taludes naturais, de corte ou aterro (BARROS, 2006).

O engenheiro busca desenvolver um projeto que seja viável tecnicamente e economicamente, porém, nem sempre essas estruturas de contenções tornam-se soluções adequadas por conta de seu alto custo de execução, embora sejam viáveis tecnicamente. Nesse sentido, muitos problemas de instabilidade de taludes podem ser solucionados de forma mais simples e econômica, como por exemplo, a execução de taludes de corte e aterro (GERSCOVICH, 2016).

Entretanto, segundo a Associação Brasileira de Geologia e Engenharia (ABGE, 1998), soluções mal executadas de taludes artificiais estão sujeitas a acidentes relacionados à movimentos de massa (OLIVEIRA; BRITO, 1998a). Caputo (1987), cita uma série de acidentes relacionados a instabilidade de taludes que ocorreram ao longo da história, como por exemplo, o escorregamento de talude na construção do Canal do Panamá, as rupturas de barragens de terra nos Estados Unidos e diversos escorregamentos em taludes de ferrovias na Suécia.

No Brasil, o crescimento populacional desordenado, a falta de moradia e o mal planejamento urbano de algumas cidades obrigaram muitas pessoas a ocuparem locais próximos às encostas, agravando os riscos de acidentes por conta de futuras movimentações de massa de solo ou rocha na região (FARAH, 2003). Diversos

acidentes já foram registrados em território nacional, a GEO-RIO cita os 50 maiores acidentes na cidade do Rio de Janeiro como, por exemplo, o escorregamento de mais de 500 m³ de solo que atingiu algumas residências do bairro Cosme Velho em 2010, o escorregamento de solo no Morro do Borel em 1988 e o escorregamento de solo residual na comunidade do Morro dos Prazeres em 2010, que destruiu residências e deixou feridos (ORSI et al., 2016). Guidicini e Nieble (1983) citam o escorregamento da Serra de Maranguape, que ocorreu no Ceará em 1974 tirando diversas vidas, além de outros que ocorreram na Baixada Santista (1956), no Sul de Minas Gerais (1948), em Santa Catarina no vale do rio Tubarão (1974) e na Serra das Araras localizada no Rio de Janeiro (1967).

De acordo com os dados do Centro Universitário de Estudos e Pesquisas Sobre Desastres (CEPED, 2011), os desastres por movimentos de massa são característicos da região Sudeste do Brasil, registrando mais de 82% das ocorrências entre os anos de 1990 a 2000. Porém, não se deve ignorar a região Sul do país, com registros de 115.561 pessoas afetadas entre as décadas de 1990 e 2000, contabilizando 12% das ocorrências. No Estado do Paraná 1.817 pessoas foram atingidas nos anos de 1991 a 2010, sendo que 216 ficaram desalojadas e 54 desabrigados, no qual, o município mais afetado foi Rio Branco do Sul, local em que deslizamentos atingiram zonas residenciais.

Os registros de desastres por movimentações de massa, tanto por causas naturais quanto por causas humanas, continuam ocorrendo no Paraná (CEPED, 2011). Isso mostra a necessidade de monitoramento constante e de avaliar sistemas de estabilização de encostas em diversas regiões com o intuito de solucionar problemas em locais distintos, nas quais apresentam diferentes topografias, características de solo, condições climáticas e pluviométricas.

Portanto, é nesse contexto que se insere a importância do estudo da Geotecnia para diferentes regiões, pois observa-se que muitos dos incidentes são causados por variáveis regionais. Sendo assim, o presente trabalho pretende avaliar a capacidade de segurança de taludes executados com solo típico da região Norte Central do Paraná.

2 OBJETIVOS

O presente capítulo apresenta os objetivos gerais e específicos dessa monografia.

2.1 OBJETIVOS GERAIS

O presente trabalho tem como principal objetivo analisar, empregando diferentes métodos determinísticos, a influência das características da geometria do talude e dos parâmetros de resistência do solo na estabilidade de um talude artificial hipotético e homogêneo, composto por solo argiloso compactado, típico da região Norte central do Estado do Paraná.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Diante do objetivo principal desse trabalho foram estabelecidos quatro objetivos específicos, sendo eles:

- Coletar e caracterizar o solo através de ensaios laboratoriais;
- Determinar os parâmetros de compactação do solo;
- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo para três diferentes teores de umidade: no teor de umidade ótimo, no ramo seco da curva de compactação e no ramo úmido da curva de compactação.
- Analisar a estabilidade de taludes compostos por solo compactado, variando os parâmetros geométricos do talude e os parâmetros mecânicos do solo, obtendo os fatores de segurança com o auxílio de um *software* computacional;
- Comparar o Fator de Segurança por diferentes métodos determinísticos de análise de estabilidade de talude, utilizando o Método das Fatias;
- Elaborar ábacos para avaliar a influência de cada variável no Fator de Segurança.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma breve revisão bibliográfica de conceitos presentes na literatura técnico-científica sobre temas atrelados à Mecânica dos Solos e que fundamentam esta pesquisa, abrangendo assuntos como propriedades do solo, movimento de massa e estabilidade de taludes.

3.1 SOLOS

Este tópico da revisão bibliográfica tem o propósito de apresentar alguns aspectos e características relacionados aos solos, visto que este é o tema central para o desenvolvimento desse trabalho tendo como finalidade a determinação de características físicas e mecânicas do solo a partir de ensaios laboratoriais, além de analisar a estabilidade de um talude artificial hipotético devido a variação da geometria da encosta e das características do material.

Nesse contexto, os solos podem ser definidos como sendo materiais constituídos por três estados físicos, estando o estado sólido associado com os grãos e as partículas minerais enquanto que os estados líquido e gasoso estão representados, respectivamente, pela água e pelo ar, os quais preenchem os vazios existentes entre esses grãos e partículas minerais (BUENO; VILAR, 1979; CAPUTO, 1987; PINTO, 2006).

O solo é estudado em diversas áreas da ciência, podendo ter conceitos variados para cada uma delas. A ABNT NBR 6502:1995 – Rochas e solos - Terminologia (ABNT, 1995) descreve o solo como sendo o produto da decomposição das rochas pela ação de intemperismos físicos ou químicos, com ou sem a presença de matéria orgânica. Bueno e Vilar (1979) destacam que o termo solo, para fins de Engenharia Civil, é considerado como o material resultante da mistura natural de um ou diversos minerais, podendo este ser escavado por técnicas mais simples e separados por agitação mecânica.

3.1.1 Identificação e classificação dos solos

De acordo com Pinto (2006), os solos apresentam diferentes constituições minerais, os quais são resultantes do seu processo de formação bem como do seu local e sua rocha de origem. Por esse motivo, as partículas encontradas nos diferentes tipos solo podem variar em tamanho e proporção, complicando na sua identificação e classificação. Ainda de acordo com o autor, as partículas de areias e pedregulhos podem ser identificadas a olho nu devido ao seu tamanho, enquanto que as partículas de silte e argila ao entrarem em contato com a água formam uma pasta, dificultando seu reconhecimento por conta do seu tamanho.

Assim como o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte (DNIT, 2006), a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) também caracteriza as partículas de solo em argila, silte, areia e pedregulho, classificando-as em função do valor do seu diâmetro. Dessa maneira, esses diâmetros podem ser determinados por meio de ensaios de análise granulométrica conjunta, estando essa escala granulométrica das partículas do solo padronizada pela NBR 6502:1995 (ABNT, 1995), conforme mostra a relação entre as frações e os limites de diâmetros na Tabela 1.

Tabela 1 – Escala granulométrica das partículas de solo

Frações	Limites de diâmetro
Argila	inferior a 0,002 mm
Silte	de 0,002 mm a 0,06 mm
Areia fina	de 0,06 mm a 0,2 mm
Areia média	0,2 mm a 0,6 mm
Areia grossa	de 0,6 mm a 2 mm
Pedregulho fino	de 2 mm a 6 mm
Pedregulho médio	de 6 mm a 20 mm
Pedregulho grosso	de 20 mm a 60 mm

Fonte: NBR 6502:1995 (ABNT, 1995)

De acordo com o tamanho das partículas do solo, este poderá ser classificado a partir da utilização da análise táctil-visual ou até mesmo sendo empregado algum tipo de sistema de classificação. No caso da análise táctil-visual, é possível realizar alguns testes expeditos *in situ* para ter uma classificação preliminar desse solo, podendo este processo acarretar num erro, seja por conta da falta de experiência do operador ou até mesmo pela imprecisão decorrente dos testes. Em contrapartida, os

sistemas de classificação necessitam de resultados de ensaios laboratoriais como por exemplo, a determinação da curva granulométrica e dos limites de consistência do solo. Dentre os diversos sistemas de classificação, um dos mais utilizados na Mecânica dos Solos é o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) (BUENO; VILAR, 1979; PINTO, 2006).

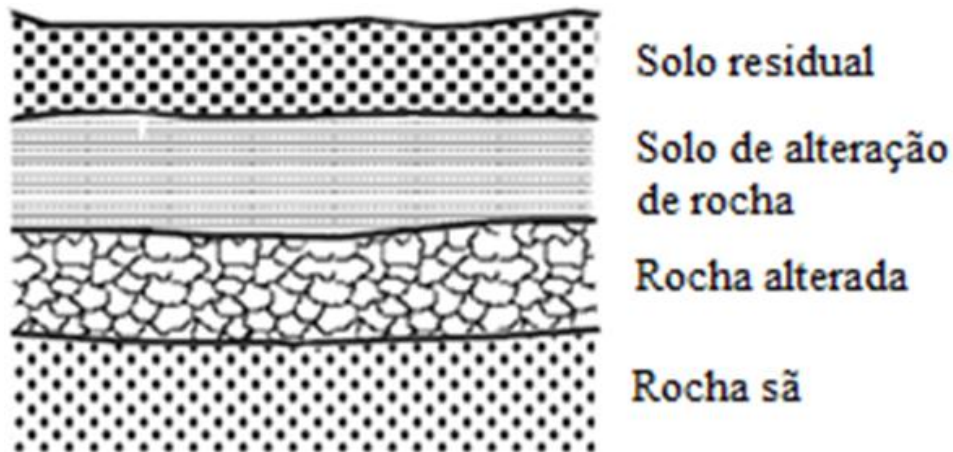
De outro lado, quanto à origem do solo, estes podem ser classificados em solos residuais, solos transportados ou ainda em solos orgânicos. Esta classificação está relacionada com o seu processo de formação, estando brevemente detalhado adiante cada um desses tipos (CAPUTO, 1987; BUENO; VILAR, 1979).

No caso de encostas, Gerscovich (2016) menciona que as encostas naturais podem ser formadas por solos residuais e/ou solos transportados, estes últimos sendo classificados como coluvionares. Em regiões tropicais úmidas do Brasil esses solos (residuais e transportados) são comumente denominados de solos lateríticos (PINTO, 2006). Nesse caso, a laterização ocorre em solos superficiais de áreas bem drenadas, caracterizadas por processos de lixiviação e intemperismos que formam camadas argilosas constituídas predominantemente de óxidos hidratados de ferro e alumínio (MASSAD, 2010).

3.1.1.1 Solos residuais

Pinto (2006), define que solos residuais são aqueles provenientes da decomposição ou degradação da rocha mãe (ou rocha matriz) e que permaneceram em seu local de origem. O mesmo autor ainda cita que, no Brasil, as maiores ocorrências de solos residuais encontram-se em regiões tropicais, já que apresentam condições que aceleram o intemperismo da rocha, como a influência da temperatura e do regime de chuva. A Figura 1 mostra o perfil típico de um solo residual, resultante da decomposição das rochas no mesmo local de origem.

Figura 1 – Perfil resultante da decomposição das rochas



Fonte: Adaptado de Chioffi (1979)

De acordo com Chioffi (1979), a camada de solo residual não apresenta restos de estrutura de rocha e nem de minerais que relacione com a sua rocha de origem. O mesmo autor ainda afirma que isso ocorre devido ao alto grau de decomposição da rocha que lhe deu origem.

Vargas (1981 *apud* PINTO, 2006), subdivide o solo residual em solo residual maduro e solo residual jovem, este último podendo ser denominado como solo de alteração de rocha. No solo residual jovem ainda é possível identificar a estrutura da rocha de origem embora não possua a consistência da rocha. Já o solo residual maduro pode ser caracterizado pela sua homogeneidade, não sendo possível identificar a estrutura da sua rocha de origem.

3.1.1.2 Solos transportados

Os solos transportados podem ser definidos como sendo solos depositados em local diferente de sua origem, devida a atuação de um dado agente externo. Esses solos recebem denominações de acordo com seu agente transportador, como por exemplo: solo coluvionar ou coluvião (agente transportador: ação da gravidade), solo aluvionar ou aluvião (agente transportador: água), solo glacial (agente transportador: ação da gravidade em geleiras) e solos eólicos (agente transportador: vento) (BUENO, VILAR, 1979; CAPUTO, 1987; PINTO, 2006).

3.1.1.3 Solos orgânicos

Os solos orgânicos são identificados mais facilmente pela sua cor escura e por um odor característico. Sua formação é consequente da mistura da decomposição de matéria de origem vegetal ou animal com solo preexistente, geralmente ocorrendo em locais bem característicos como áreas próximas aos rios, baixadas litorâneas ou em depressões continentais (BUENO; VILAR, 1979).

Segundo Pinto (2006), os solos orgânicos apresentam alta compressibilidade e baixa capacidade de suporte por serem normalmente adensados e possuírem altos índices de vazios. Portanto, são indesejáveis do ponto de vista estrutural.

3.1.2 Estado de consistência dos solos

Os solos podem apresentar diferentes estados de consistência, estando estes atrelados com a quantidade de água presentes na sua estrutura. Bueno e Vilar (1979) definem os estados em que o solo se encontra em função do seu teor de umidade, os quais correspondem ao estado líquido, estado plástico, estado semi-sólido e estado sólido. Abaixo encontram-se descritos cada um dos estados do solo, os quais estão baseados nas informações dos trabalhos de Bueno e Vilar (1979) e de Caputo (1987).

- Estado líquido: o solo se apresenta como um fluido denso e possui teor de umidade muito elevado;
- Estado plástico: o solo pode ser moldado, conservando seu volume e perdendo a capacidade de fluir, porém ocorrendo uma variação no seu volume ao secar;
- Estado semi-sólido: o solo ainda varia o seu volume ao secar, entretanto, tem a aparência sólida, desmanchando ao ser trabalhado;
- Estado sólido: o solo se modifica de um estado para outro a partir da secagem gradual, não ocorrendo mais variações de volume.

A faixa de valores de teor de umidade que definem as mudanças de estado do solo pode ser determinada pelos Limites de Consistência, também denominados como Limites de Atterberg, os quais dependerão do tipo dos finos presentes no solo. Dessa maneira, o Limite de Liquidez (LL) resulta da mudança entre os estados líquido

e plástico, já o Limite de Plasticidade (LP) resulta da mudança entre os estados plásticos e semi-sólido enquanto que o Limite de Contração (LC) resulta da mudança entre os estados semi-sólido e sólido. O intervalo entre os Limites de Liquidez e Limite de Plasticidade representa a faixa de valor em que o solo se encontra no estado plástico, sendo esse intervalo definido como Índice de Plasticidade (IP) (PINTO, 2006).

A determinação do Limite de Liquidez e do Limite de Plasticidade pode ser efetuada por meio de ensaios laboratoriais. No Brasil, as normas técnicas que padronizam os procedimentos desses ensaios são a ABNT NBR 6459: 2016 – Solo – Determinação do limite de liquidez (ABNT, 2016a) para Limite de Liquidez e a ABNT NBR 7180: 2016 – Solo - Determinação do limite de plasticidade (ABNT, 2016b) para Limite de Plasticidade.

3.1.3 Índices físicos do solo

De acordo com Bueno e Vilar (1979), os índices físicos do solo são resultantes da relação entre massa e volume, massa e massa ou ainda volume e volume presentes em cada fase de um dado solo e caracterizam as condições físicas em que o mesmo se encontra. O teor de umidade, a massa específica natural e a massa específica dos sólidos são os únicos três índices físicos que podem ser determinados por meio de ensaios laboratoriais. Logo, os demais índices físicos (massa específica seca, grau de saturação, porosidade) podem ser obtidos apenas por meio de fórmulas de correlação, a partir desses três índices.

Segundo Pinto (2006), os índices físicos são utilizados como base para ter uma estimativa do comportamento dos solos na Mecânica dos Solos. Portanto, tendo um conhecimento prévio do tipo do solo é possível supor seu comportamento hidráulico e mecânico. Ressalta-se que a confirmação desse comportamento, assim como os valores de cada parâmetro (hidráulico ou mecânico) deverão ser determinados através de ensaios laboratoriais e/ou de campo.

3.2 PRINCÍPIO DA TENSÃO EFETIVA NO SOLO

No caso de uma tensão aplicada em uma determinada superfície do solo, uma parcela da tensão atuante será transmitida pelo contato entre as partículas sólidas resultando na tensão efetiva, já a outra parcela da tensão atuante será dada pela pressão da água que preenche os poros do solo resultando na pressão neutra ou poro-pressão (TERZAGHI; PECK; MESRI, 1996, tradução nossa). Portanto, a tensão total no solo (σ) pode ser expressa pela soma da tensão efetiva no solo (σ') e da pressão neutra (u), denominada como princípio da tensão efetiva para os solos saturados, como mostra a equação (1)

$$\sigma = \sigma' + u \quad (1)$$

Nesse princípio das tensões efetivas, Terzaghi, Peck e Mesri (1996, tradução nossa) verificaram que os efeitos causados pelas variações de tensões no solo são decorrentes das alterações de tensões efetivas no seu interior, podendo reduzir seu índice de vazios e modificar suas propriedades mecânicas, como é o caso da resistência ao cisalhamento.

3.2.1 Resistência ao cisalhamento do solo

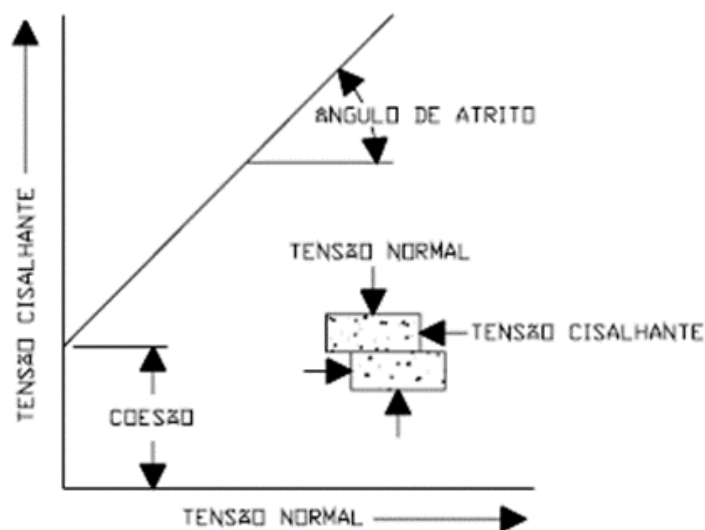
A resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como a máxima tensão cisalhante atuante em um plano qualquer no interior de um solo, sem que ocorra sua ruptura (BARROS, 2006; PINTO, 2006). Terzaghi, Peck e Mesri (1996, tradução nossa) apontam em sua obra que a expressão que descreve a condição de ruptura do solo pode ser aproximada por uma equação linear, definindo a envoltória de resistência do solo segundo o critério de Mohr-Coulomb, conforme mostra a equação (2), em que a coesão e o ângulo de atrito estão representados em termos de tensão total.

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (2)$$

em que: τ corresponde à tensão cisalhante (ou tensão de cisalhamento) do solo, c corresponde à coesão do solo, σ corresponde à tensão total do solo e ϕ corresponde ao ângulo de atrito do solo.

Guidicini e Nieble (1983) afirmam que os parâmetros mecânicos do solo (coesão e ângulo de atrito) são os mais relevantes na análise de estabilidade de solos e rochas, os quais podem ser obtidos pela correlação entre a tensão cisalhante e a tensão normal, conforme ilustra a Figura 2.

Figura 2 - Correlação entre a tensão normal e tensão cisalhante



Fonte: Guidicini e Nieble (1983)

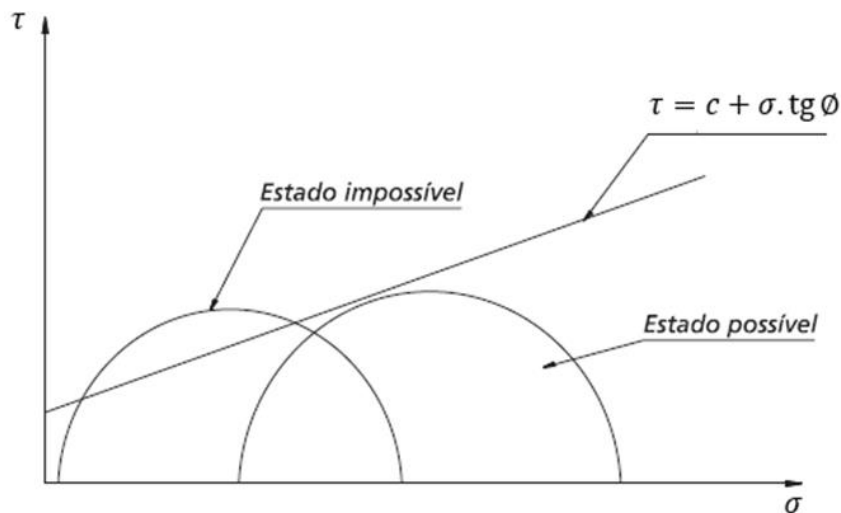
Terzaghi, Peck e Mesri (1996, tradução nossa) definiram que o ângulo de atrito do solo é a relação da taxa de aumento da resistência ao cisalhamento com a tensão normal efetiva. Portanto, mudanças na resistência ao cisalhamento do solo estão diretamente relacionadas com mudanças na tensão efetiva e, conseqüentemente, com variações no ângulo de atrito. Barros (2006), cita que o principal fator que influencia no ângulo de atrito é a compactação, já que a compactação do solo resulta em um menor índice de vazios, necessitando de maior esforço para ruptura da estrutura das partículas e, conseqüentemente, de um maior valor de ângulo de atrito. Outros fatores que também influenciam no ângulo de atrito do solo são a distribuição e a forma das partículas, além do teor de umidade.

Segundo Pinto (2006), a coesão real é parte da resistência provocada pela atração química entre as partículas do solo resultantes da pressão capilar no interior

de solos úmidos não saturados independente da tensão normal atuante no plano de ruptura. Nesse sentido, o valor de tensão inicial responsável por provocar a movimentação de um maciço de solo está associado com a cimentação das partículas causadas pelos carbonatos, óxidos de ferro e de alumínio presentes no solo (MACHADO, 1997). Esse valor constitui a coesão real do material, que, em solos residuais é influenciado pelos produtos das rochas de origem e em solos coluvionares pode ser resultante da deposição de compostos químicos (DNIT, 2006).

Esses parâmetros mecânicos (coesão e ângulo de atrito) são determinados baseados no critério de Mohr-Coulomb (Figura 3) e empregando a equação (2). Segundo Barros (2006), essa determinação pode ser feita por meio de ensaios de laboratório, como o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial. No caso do ensaio de cisalhamento direto, este ensaio consiste em aplicar uma tensão normal fixa num plano de uma amostra de solo simultaneamente com uma tensão cisalhante crescente até que essa amostra de solo atinja sua ruptura por cisalhamento (PINTO, 2006). Com isso, é possível definir a envoltória de Mohr-Coulomb, ou, envoltória de ruptura, representada pela reta da Figura 3.

Figura 3 - Critério de Mohr-Coulomb



Fonte: Modificado de Barros (2006)

A reta ilustrada na Figura 3 pode ser indicada tanto em termos de tensão total quanto em termos de tensão efetiva. Para o critério de Mohr-Coulomb, enquanto o círculo representativo do estado de tensões não ultrapassar a envoltória de Mohr-Coulomb indica que não ocorreu ruptura (denominado de estado possível), já

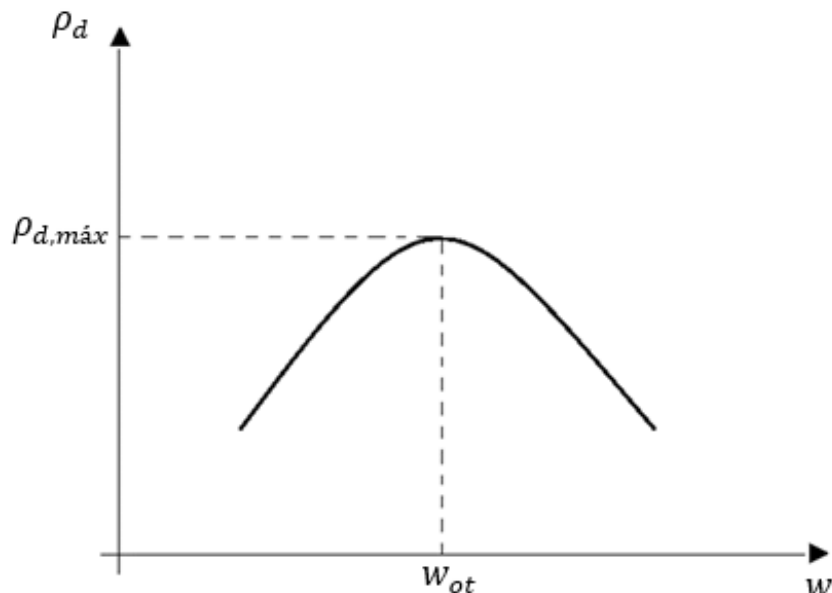
ultrapassando essa mesma envoltória indicará que ocorreu a ruptura (denominado de estado impossível) (BARROS, 2006; PINTO, 2006).

3.3 COMPACTAÇÃO DO SOLO

A compactação pode ser definida como a densificação do solo por aplicação de energia mecânica, diminuindo o índice de vazios pela expulsão de ar. Essa prática traz efeitos de melhorias para o solo, tais como o aumento da resistência ao cisalhamento ou ainda a diminuição da compressibilidade e da permeabilidade (BUENO; VILAR, 1979; DAS, 2007).

Proctor (1933) observou que a densidade resultante da aplicação de uma determinada energia dependia do teor de umidade desse solo (CARVALHO, 1991). Portanto, essa variação da densidade e do teor de umidade pode ser representada por meio da curva de compactação, ilustrada pelo Gráfico 1, em que o pico dessa curva corresponde à massa específica seca máxima ($\rho_{d,m\acute{a}x}$) e ao teor de umidade ótimo (w_{ot}).

Gráfico 1 – Resultado de um ensaio de compactação.



Fonte: Modificado de Bueno e Vilar (1979)

3.3.1 Ensaio de compactação

As energias aplicadas no ensaio de compactação assim como os procedimentos de ensaio são padronizadas no Brasil pela ABNT NBR 7182:2016 – Solo – Ensaio de compactação (ABNT, 2016c). O ensaio de compactação, que muitas vezes também é denominado como Ensaio de Proctor, consiste na aplicação de sucessivos golpes com o uso de um soquete (pequeno ou grande) em diversas camadas de solo inserido num molde cilíndrico (pequeno ou grande). Portanto, o número de camadas de solo assim como o número de golpes por camada é determinado em função da energia a ser aplicada no solo, conforme apresenta a Tabela 2.

Tabela 2 – Características para os ensaios de compactação com diferentes energias

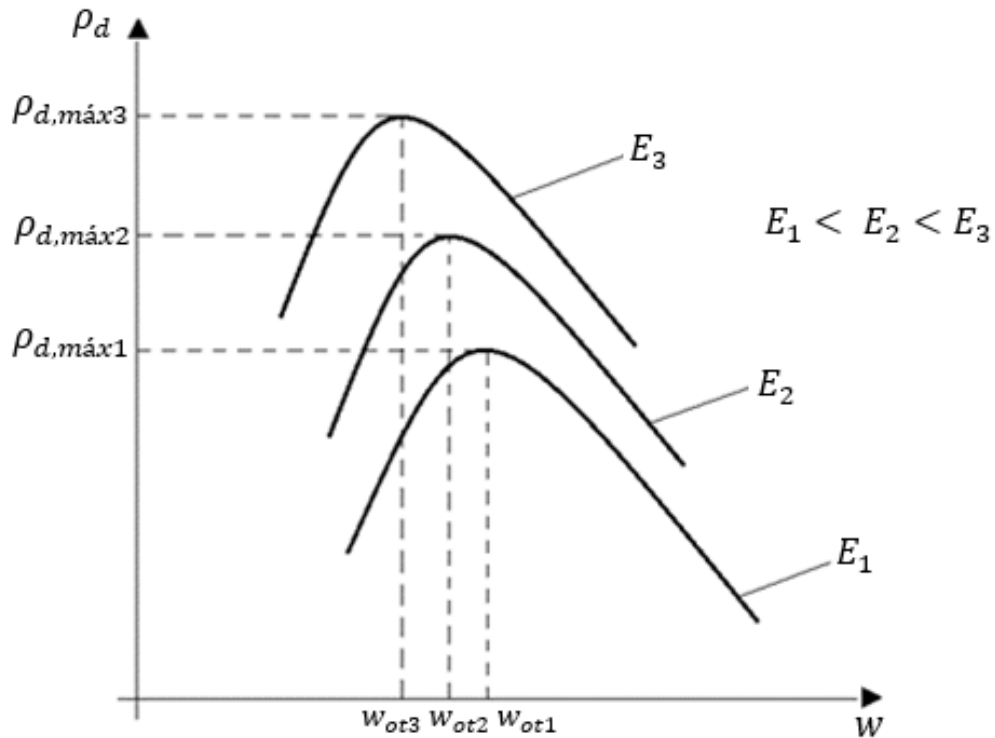
Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
Grande	Número de golpes por camada	26	21	27
	Soquete	Grande	Grande	Grande
Grande	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55

Fonte: NBR 7182:2016 (ABNT, 2016c)

3.3.2 Influência da energia de compactação na resistência do solo

Foi observado nos ensaios de compactação que conforme ocorre um aumento na energia de compactação aplicada em um determinado tipo de solo, este aumento provocará um acréscimo no valor de massa específica seca máxima e uma diminuição no valor de teor de umidade ótimo. Dessa maneira, sendo a curva de compactação do solo deslocada para o alto e para esquerda, como mostra o Gráfico 2 (PINTO, 2006).

Gráfico 2 – Curva de compactação para diferentes energias



Fonte: Bueno e Vilar (1979)

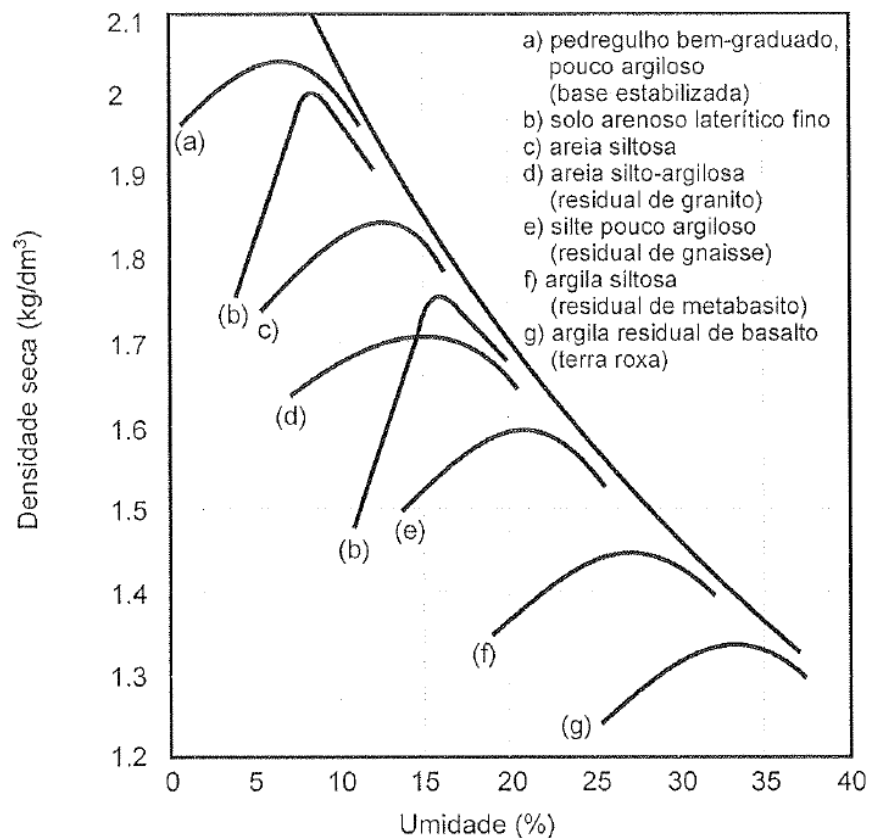
Pode-se afirmar que, por conta do aumento da densificação do solo em função do aumento da energia aplicada no solo, o solo terá maior valor de resistência ao cisalhamento quanto maior for a energia de compactação aplicada (BUENO; VILAR, 1979; DAS, 2007). Seed e Chan (1958 *apud* OLIVEIRA, 2004c) através de ensaios triaxiais não drenados mostraram que solos argilosos compactados com valores à esquerda do pico da curva de compactação (ramo seco), apresentam resistências mais elevadas, porém rompem com menor deformabilidade. Diferentemente da compactação no ramo seco, quando compactados no ramo úmido, referente à direita do pico da curva, observou-se que a resistência diminuiu e apresentam maior deformabilidade (BUENO; VILAR, 1979; OLIVEIRA, 2004c).

Isso mostra que o teor de umidade de compactação influencia diretamente na resistência do solo. Martins (2017) e Oliveira (2019b) demonstraram em suas pesquisas que os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) diminuem com o aumento do teor de umidade de compactação do solo.

3.3.3 Influência da compactação no tipo de solo

Os tipos de solos também influenciam no comportamento da curva de compactação. A Figura 4 apresenta resultados de ensaios de compactação de diversos tipos de solos brasileiros, mostrando que a característica da curva de compactação pode variar bastante conforme o tipo de solo (PINTO, 2006).

Figura 4 - Curva de compactação para diferentes tipos de solos brasileiros



Fonte: Pinto (2006)

Observa-se na Figura 4 que solos argilosos apresentam maiores teores de umidade ótimo e baixos valores de massa específica seca máxima em relação à solos arenosos. Segundo Bueno e Vilar (1979) isso ocorre devido a diferentes granulometrias, em que solos de granulometria uniforme após compactados resultam em menores valores de massa específica seca máxima e maiores valores de teor de umidade ótima. Lima et al. (2019) e Santanna (1998), também demonstraram a influência da granulometria do solo no comportamento da curva de em suas pesquisas.

3.4 MOVIMENTO DE MASSA

De acordo com Gerscovich (2016), as encostas estão sujeitas a fenômenos naturais que causam instabilidade e acarretam no deslocamento de um determinado volume de massa. A autora ainda afirma que esse processo de instabilidade de encostas é característica da própria dinâmica de sua evolução determinado por processos físico-químicos de alteração das rochas.

Guidicini e Nieble (1983) citam que os movimentos de massa são genericamente denominados como escorregamentos por pesquisadores da área da Mecânica dos Solos, abrangendo todo e qualquer tipo de movimento de material terroso e rochoso. Em um sentido mais amplo, Freire (1973, *apud* GUIDICINI; NIEBLE, 1983), inclui no termo referido acima os movimentos denominados de desabamento de margens fluviais, quedas de encostas íngremes, avalanches, rastejo (desde de solos, rochas, correntes de lama, até geleiras), subsidências, dentre outros.

Devido a abrangência do termo movimento de massa, existem diversas propostas nacionais e internacionais para classificação dos movimentos de massa. De um modo geral, esses sistemas de classificação utilizam características baseadas nas condições geológicas e climáticas locais, na natureza dos materiais, no tipo e na velocidade de movimentação, nos mecanismos e superfícies de ruptura, assim como nas profundidades de massa deslocada (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Nesse sentido, Gerscovich (2016) afirma que os sistemas de classificação de movimento de massa mais difundidos e utilizados internacionalmente é o proposto por Varnes (1978). Nesse sistema, os movimentos são aplicáveis tanto para solos (material grosseiro e material fino) quanto para rochas sendo subdivididos em: quedas, tombamentos, escorregamento (rotacional e translacional), expansões laterais, corridas/escoamentos e complexos, conforme consta apresentado no Quadro 1.

Quadro 1 – Sistema de Classificação proposto por Varnes (1978)

(continua)

Tipos de movimento	Tipo de material		
	Rocha	Solo	
		Grosseiro	Fino
Quedas	De rocha	De detritos	De terra

Quadro 1 – Sistema de Classificação proposto por Varnes (1978)**(conclusão)**

Tipos de movimento			Tipo de material		
			Rocha	Solo	
				Grosseiro	Fino
Tombamentos			De rocha	De detritos	De terra
Escorregamento	Rotacional	Poucas unidades	Abatimento de rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
	Translacional	Muitas unidades	De blocos rochosos De rocha	De blocos de detritos De detritos	De blocos de terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha	De detritos	De terra
Complexo			combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos		

Fonte: Varnes (1978 apud GERSCOVICH, 2016)

No Brasil, destaca-se a proposta de classificação de Augusto Filho (1992), em que o autor adequou a classificação de Varnes (1978) considerando os tipos de movimentos de massa de maior ocorrência no cenário brasileiro de ambientes tropicais e subtropicais, agrupando os movimentos em rastejos (ou fluência), escorregamentos, quedas e corridas (ou fluxos). Nessa perspectiva, os próximos subitens apresentam as principais características dos tipos de movimentos classificados por Augusto Filho (1992), estando descritos basicamente pela velocidade de deslocamento, natureza do material e geometria da superfície de ruptura.

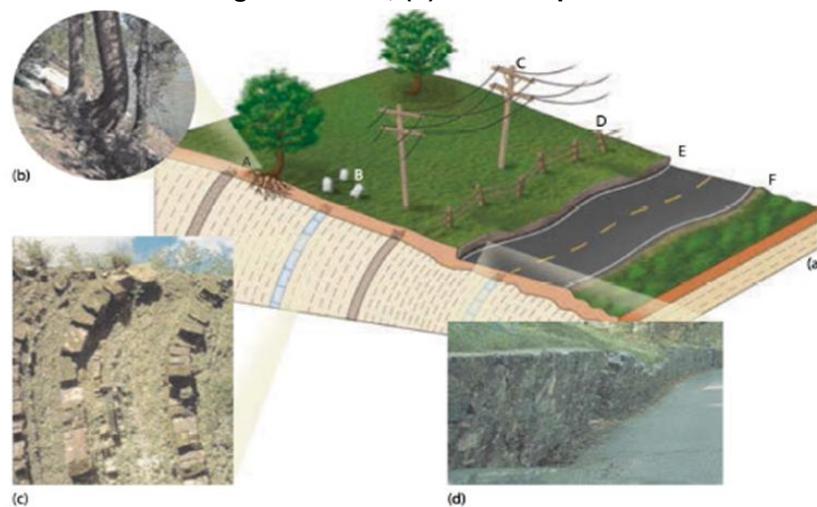
3.4.1 Rastejo

O rastejo, ou fluência, é caracterizado por ser um movimento lento sem superfície de ruptura bem definida e com vários planos de deslocamentos internos. O deslocamento pode ocorrer de três maneiras, isto é, de maneira constante, quando as tensões solicitadas excedem a resistência do material do solo, de maneira sazonal decorrentes das alterações climáticas ou ainda de maneira intermitente, no qual a

encosta atinge um ponto de ruptura desencadeando outros tipos de movimentação (HIGHLAND; BOBROWSKY, 2008).

Segundo Massad (2010), esse tipo de movimento não é tão relevante para a Engenharia, apenas quando existe alguma estrutura no local da movimentação que pode ser afetada. Em campo, a ocorrência do movimento fica evidente quando é observado troncos curvados de árvores, postes e cercas entortadas, monumentos deslocados ou ainda ondulações no solo, conforme pode ser observado na Figura 5a.

Figura 5 – (a) Evidências de rastejo, ou fluência, no terreno, (b) troncos curvados, (c) rastejo em leito de argilito e xisto, (d) muro de pedra entortado



Fonte: Wicander e Monroe (2009)

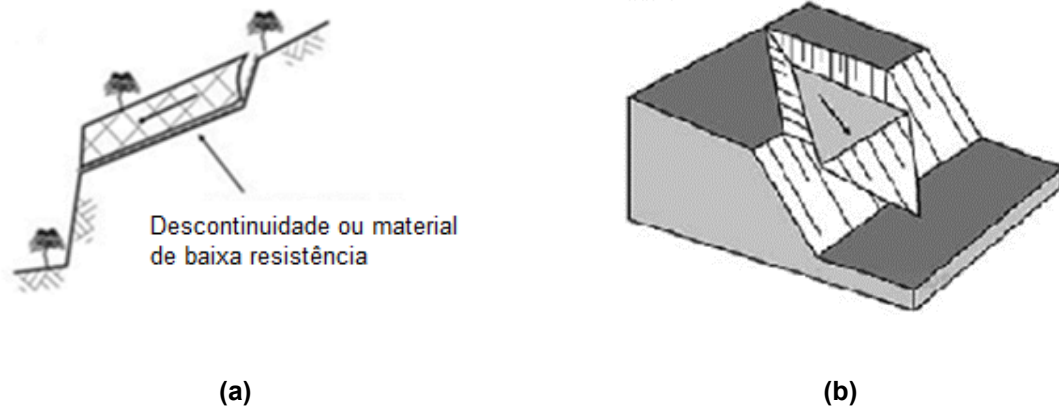
A Figura 5 ainda traz algumas evidências reais da ocorrência de rastejo nos Estados Unidos. Em Wyoming o movimento foi identificado devido as árvores curvadas, conforme a Figura 5b. Próximo ao Texas os leitos de argilito e xisto encurvados demonstram indícios de rastejo, observado na Figura 5c. Já em Michigan muros de pedra foram entortados devido ao rastejo, como mostra a Figura 5d (WICANDER; MONROE, 2009).

3.4.2 Escorregamentos

Augusto Filho (1992) classifica os escorregamentos como sendo movimentos de média à altas velocidades, podendo deslocar pequenos a grandes volumes de material ao longo de superfícies planares, circulares ou em cunha, dependendo da geometria da encosta e do tipo de material (solo ou rocha). A Figura 6a ilustra um

escorregamento do tipo planar, muito comum de ocorrer em solos de pouca espessura e que apresentam descontinuidades, já a Figura 6b representa um escorregamento em cunha, o qual é muito comum de ocorrer quando dois planos de fraqueza do solo se cruzam (GERSCOVICH, 2016).

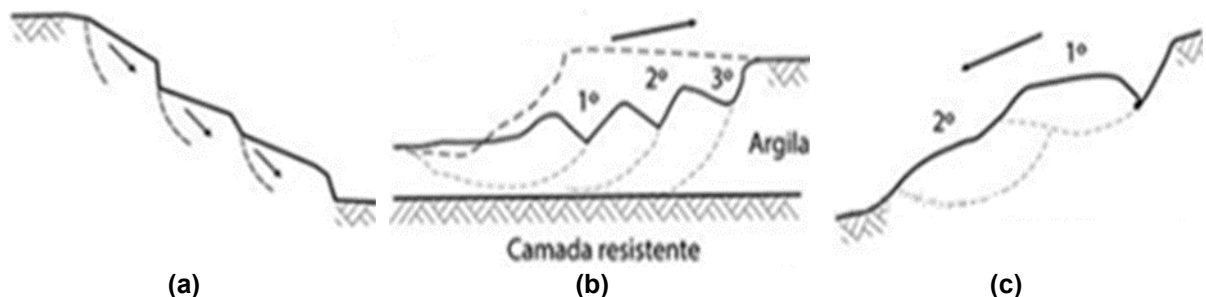
Figura 6 – Escorregamento (a) planar e (b) em cunha



Fonte: Adaptado de Gerscovich (2016)

Os escorregamentos rotacionais, também denominados como escorregamentos circulares, usualmente ocorrem em solos espessos e homogêneos, podendo deslocar múltiplas superfícies de ruptura simultaneamente, como representa a Figura 7a. A ruptura também poderá acontecer ao longo do tempo por descalçamento do solo, formando várias cristas, como ilustra a Figura 7b, ou ainda por sobrecarga, em que uma ruptura condiciona outra ruptura, conforme representa a Figura 7c (GERSCOVICH, 2016).

Figura 7 – Escorregamento rotacional (a) múltiplo, (b) retrogressivo e (c) progressivo



Fonte: Gerscovich (2016)

Terzaghi analisou a dinâmica dos escorregamentos em função do tempo, mostrando que o movimento se inicia com um processo de rastejo, o qual ganha

velocidade rapidamente (atingindo por volta de 0,30 m/h) e que depois de um determinado tempo decresce até cessar (GUIDICINI; NIEBLE, 1983).

Além de ser um fenômeno natural, escorregamentos também podem ser registrados em taludes de corte e aterro. Um exemplo foi o escorregamento que ocorreu no aterro sanitário Bandeirantes localizado no município de São Paulo, mobilizando 65.000 m³ de resíduos sólidos. Profissionais do Instituto de Pesquisas Tecnológicas concluíram que o acidente ocorreu devido a um ineficaz sistema de drenagem do aterro (ABLP, 2019).

Carvalho (1991), aponta que a execução inadequada de cortes em talude pode alterar o estado de tensões, modificar a geometria e as condições de drenagem do talude desencadeando em processos de instabilização, conseqüentemente no escorregamento. Já em taludes de aterro o mesmo autor cita que a má qualidade do material e uma compactação superficial inadequada pode desencadear em processos erosivos e com evolução do problema pode provocar escorregamentos no talude.

3.4.3 Quedas

Para Augusto Filho (1992), a queda é um tipo de movimento que ocorre exclusivamente em materiais rochosos, a qual é caracterizada por deslocar material em altas velocidades, em queda livre ou em planos inclinados, como mostra a Figura 8. De acordo com o autor, os tombamentos e rolamentos de matacão também estão incluídos nesse tipo de classificação.

Figura 8 – Ruptura por queda



Fonte: Highland e Bobrowsky (2008)

3.4.4 Corridas

As corridas, ou fluxos (Figura 9), são classificadas por Augusto Filho (1992) como movimentos de solo, rocha, detritos e água, que se deslocam em altíssimas velocidades. Um grande volume de massa começa a se deslocar a partir da perda completa das características de resistência do solo, passando a se comportar e escoar como um líquido viscoso.

Highland e Bobrowsky (2008) utilizam o termo fluxo de detritos, destacando que o fenômeno ocorre principalmente em cânions e ravinas íngremes, aumentando sua intensidade caso a vegetação tenha se perdido por queimadas ou extração de madeira. Os autores ainda alertam que este tipo de movimento pode ser imprevisível, ocorrendo sem nenhum aviso prévio.

Figura 9 - Fluxo de lama perto do Parque Estes, Colorado



Fonte: Wicander e Monroe (2009)

3.4.5 Fatores condicionantes dos movimentos de massa

Os fatores condicionantes dos movimentos de massa costumam ser atribuídos pelos pesquisadores aos processos de instabilização, podendo ser subdivididos de acordo com as características dos agentes causadores. Nesse sentido, Guidicini e Nieble (1976), Varnes (1978), Centro de Pesquisa Geológica dos Estados Unidos (USGS, 2004), além de outros pesquisadores, propuseram classificar esses fatores condicionantes dos movimentos de massa.

Varnes (1978 *apud* GERSCOVICH, 2016), por exemplo, mostra que os mecanismos deflagradores dos movimentos de massa estão relacionados com fenômenos geológicos ou antrópicos. O autor divide a ação dos fatores condicionantes em aumento da sollicitação e redução da resistência ao cisalhamento, conforme mostra o Quadro 2.

Quadro 2 – Fatores condicionantes dos movimentos de massa

Ação	Fatores	Fenômenos geológicos/Antrópicos
Aumento da sollicitação	Remoção de massa (lateral ou da base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva Depósitos de material Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Sollicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, etc Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência ao cisalhamento	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc.)	Características geomecânicas do material
	Mudanças ou fatores variáveis	Alteração físico-química dos minerais por ação do intemperismo Expansibilidade do solo provocando sucessivas deformações Variação das poropressões Infiltração da água em trincas ou juntas

Fonte: Adaptado de Varnes (1978 *apud* GERSCOVICH, 2016)

Investigar os movimentos de massa é de extrema importância para evitar os processos de instabilização citados no Quadro 2, que como visto, podem ocorrer em

taludes de formação natural e em taludes de corte e aterro. Augusto Filho et al. (1998) apresentam alguns métodos de investigações com finalidade de prever, eliminar, conter ou minimizar a ocorrência de movimentos de massa por meio de levantamento de dados, investigações na superfície e subsuperfície aliado a ensaios em laboratório.

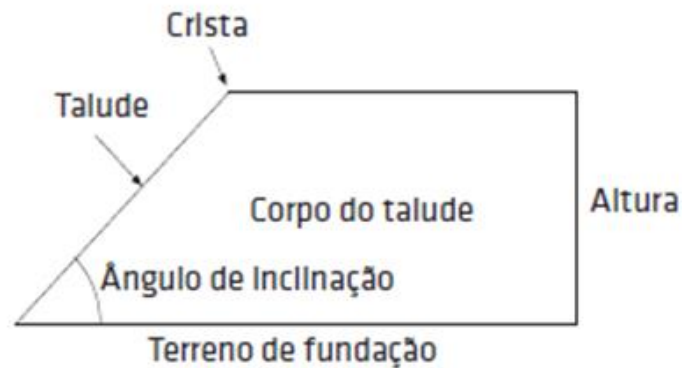
3.5 ESTABILIDADE DE TALUDES

Este item apresenta alguns temas relacionados à taludes, tratando conceitos de talude, Fator de Segurança e métodos determinísticos de análise de estabilidade de um talude, inclusive abordando sobre a norma que regulamenta o estudo de estabilidade de talude no Brasil (que atualmente encontra-se em processo de revisão). Segundo Carvalho (1991), o estudo de estabilidade de taludes abrange uma das aplicações mais importantes da Geotecnia na Engenharia Rodoviária.

3.5.1 Taludes

Na literatura técnico-científica pode-se encontrar diversas definições a respeito de taludes, sendo estes comumente diferenciados em naturais e artificiais. Guidicini e Nieble (1983) utilizam o termo encostas para se referir aos taludes naturais. De maneira geral, talude pode ser entendido com um termo genérico que compreende toda superfície inclinada que limita um maciço de solo, de rocha ou de ambos (FIORI; CARMIGNANI, 2015). A Figura 10 apresenta algumas terminologias usuais adotadas para taludes, sendo possível identificar elementos como a crista (corresponde ao ponto mais alto do talude), ângulo de inclinação, corpo do talude (corresponde à massa e ao volume do material que compõe o talude), talude (ou face, que corresponde à superfície inclinada), altura e terreno de fundação.

Figura 10 – Terminologia usada para os taludes de solo



Fonte: Fiori e Carmignani (2015)

Os taludes naturais são diretamente influenciados pela ação geológica ou pela ação das intempéries do ambiente de origem, estando submetidos constantemente a processos que podem acarretar em movimentos de massa (MASSAD, 2010; ANDRADE *et al.*, 2013). Diferentemente dos taludes naturais, os taludes artificiais são executados pela ação humana no meio físico por meio de cortes em encostas naturais, escavações ou ainda lançamento de aterros (GERSCOVICH, 2016).

Os taludes artificiais geralmente possuem maior nível de estabilidade pois são taludes dimensionados, projetados e muitas vezes monitorados, de modo com que não ocorra nenhum tipo de movimento de massa indesejado. Gerscovich (2016) menciona que para garantir a estabilidade em taludes construídos são necessárias altura e inclinação adequadas, as quais deverão variar conforme as propriedades geomecânicas do material e as condições de fluxo presentes no terreno.

3.5.2 Fator de Segurança

Os Engenheiros Civis que atuam na área de Geotecnia precisam monitorar e analisar regularmente a segurança de determinadas obras realizadas em taludes naturais, taludes de escavações e aterros compactados. Nesse aspecto, é necessário realizar a análise de estabilidade de taludes, no qual, segundo Das (2007), geralmente envolve um estudo da estratificação do solo, dos parâmetros de resistência do solo, da escolha da superfície potencial de ruptura e da análise de percolação da água no talude.

Fiori e Carmignani (2015) destacam que no estudo de estabilidade de talude deve ser considerado o equilíbrio de três forças por conta do peso dos materiais envolvidos, do escoamento da água e da resistência ao cisalhamento. De maneira geral, os pesquisadores dessa área analisam esses condicionantes por meio de diferentes metodologias, permitindo estimar o quão estável encontra-se o talude. Esta estimativa é realizada a partir da determinação do Fator de Segurança (FS), também denominado como Coeficiente de Segurança (CS), que segundo Carvalho (1991), é calculado a partir do uso de diferentes métodos determinísticos, que são os mais convencionais e disseminados na Geotecnia.

O controle de estabilidade de talude calculado pelos projetistas é regulamentado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas por meio da NBR11682: 2009 - Estabilidade de encostas (ABNT, 2009). O parâmetro de avaliação que representa a estabilidade do talude, denominado de Fator de Segurança mínimo, segundo a referida Norma Técnica, pode ser entendido como a razão entre o esforço resistente e o esforço atuante no maciço. Dessa forma, pode-se assegurar que quanto maior o valor do Fator de Segurança de um talude maior será sua estabilidade ou vice-versa. De acordo com Carvalho (1991), o Fator de Segurança permite quantificar o quão estável ou instável está submetido o talude analisado.

Os valores mínimos estipulados pela NBR11682: 2009 (ABNT, 2009) para o Fator de Segurança estão indicados na Tabela 3, a qual se refere ao nível de segurança contra danos materiais e ambientais (baixo, médio, alto) e contra danos a vidas humanas (baixo, médio, alto). Por esse motivo, o Fator de Segurança mínimo de cada obra dependerá dos critérios de projeto, tais como local a ser executado e o tipo de obra.

Tabela 3 – Fatores de Segurança mínimos para deslizamentos.

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 (ABNT, 2009)

3.5.3 Métodos determinísticos de estabilidade de taludes

Os Métodos Determinísticos de estabilidade de talude mensuram o valor do Fator de Segurança (FS), podendo este ser calculado utilizando o Método do Equilíbrio Limite ou o Método da Tensão-Deformação. Apesar das críticas decorrentes de suas simplificações, o Método do Equilíbrio Limite é muito utilizado por profissionais da área da Geotecnia (FERNANDES, 2016).

Na literatura técnico-científica é possível encontrar diversos métodos baseados na análise de estabilidade por equilíbrio limite, diferindo uns dos outros devido à forma da superfície de ruptura adotada, às equações de equilíbrio utilizadas e às hipóteses sobre as forças interlamelares (STRAUSS, 1998). De acordo com Massad (2010), pode-se atribuir algumas hipóteses básicas para o Método do Equilíbrio Limite tais como:

- A superfície de ruptura do talude ser bem definida, podendo esta apresentar formato circular, planar, em cunha ou irregular;
- O talude se comporta como um material rígido-plástico e se apresenta na condição de iminência de ruptura;
- As equações de equilíbrio são válidas até a iminência da ruptura;
- Admite-se que o Fator de Segurança seja constante ao longo de toda a superfície de ruptura;
- A superfície potencial de ruptura admitida está associada ao menor valor do Fator de Segurança.

De acordo com Massad (2010), a análise de estabilidade pode levar em consideração o maciço de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), o maciço de solo ser subdividido em lamelas (Método das Fatias), ou ainda o maciço ser dividido em cunhas (Método das Cunhas). O Quadro 3 mostra algumas variantes do Método do Equilíbrio Limite e os métodos derivados em função da consideração da massa de solo (corpo único, fatias ou em cunha).

Quadro 3 – Variantes do Método do Equilíbrio Limite

(continua)

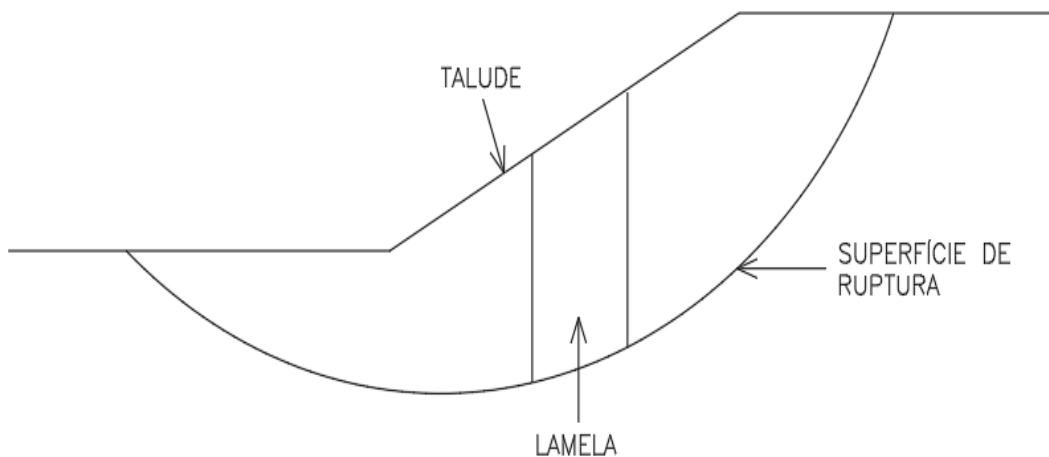
Método do Equilíbrio Limite	Método do Círculo de Atrito	
	Método Sueco	Método de Fellenius
		Método de Bishop Simplificado

Quadro 3 – Variantes do Método do Equilíbrio Limite

Método do Equilíbrio Limite	Método Sueco	Método de Janbu
		Método de Morgenstern-Price
		Método de Spencer
	Método das Cunhas	

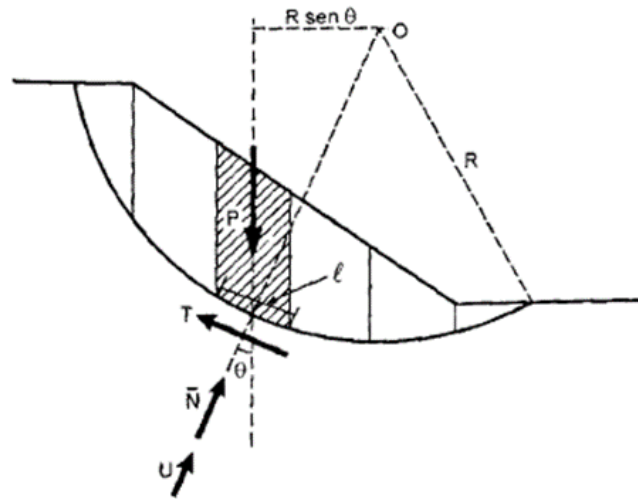
(conclusão)**Fonte: Massad (2010) e Strauss (1998)**

O Método das Fatias configura o talude em fatias, também denominada de lamelas, e a linha de superfície de ruptura em um arco de circunferência, como mostra a Figura 11. No caso desse método, a análise de estabilidade de talude é feita através da equação de equilíbrio de momentos em relação ao centro do círculo, considerando as forças atuantes em uma fatia do talude (GERSCOVICH, 2016).

Figura 11 – Representação de uma fatia de um talude genérico**Fonte: Adaptado de Fiori (2015)**

A Figura 12 representa as forças atuantes em uma fatia tais como o peso próprio da fatia, a força normal e a pressão neutra. Dessa forma, o equilíbrio das forças apresentadas na Figura 12 pode ser interpretada de diferentes formas pelos métodos apresentados no Quadro 4 (Método de Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu, Morgenstern-Price e Spencer).

Figura 12 – Forças atuantes em uma fatia do talude (Método das Fatias)



Fonte: Massad (2010)

Das (2007) deduz em sua obra a fórmula comum do Método das Fatias, apresentando em termos dos parâmetros totais de resistência ao cisalhamento e desconsiderando a atuação da pressão neutra (U). Para tal dedução, o autor se baseia no equilíbrio de momentos das forças atuantes e resistentes, que se encontra simplificada pela equação (3).

$$\sum P.R.\text{sen}\theta = \sum T.R \quad (3)$$

em que: P é o peso da fatia, R é a distância da base da fatia até o centro do círculo, θ é o ângulo de inclinação da fatia, T é a força tangencial à base da fatia.

A força tangencial à base da fatia (T) é definida por Massad (2010) como a resistência total ao cisalhamento, representada pela equação (4). Com isso, substituindo-se a equação (3) em (4), tem-se a equação geral do Método das Fatias, representada pela equação (5).

$$T = \frac{1}{FS} (c.l + \bar{N}.tg\phi) \quad (4)$$

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i.l_i + \bar{N}_i.tg\phi_i)}{\sum_{i=1}^n P_i.\text{sen}\theta_i} \quad (5)$$

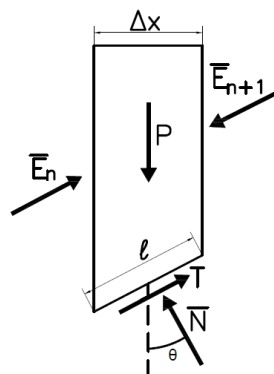
em que: P_i é o peso da fatia, θ_i é o ângulo de inclinação da fatia, \bar{N}_i é a resultante das tensões normais à base da fatia, FS é o Fator de Segurança, c_i é a coesão do solo, l_i é a largura ortogonal à fatia, ϕ_i é o ângulo de atrito do solo.

Nos próximos subitens serão detalhados os métodos a serem utilizados ao longo dessa pesquisa, todos baseados no Método das Fatias. Portanto, encontra-se descrito adiante o Método de Fellenius (1936), Método de Janbu (1954) e o Método de Bishop Simplificado (1955).

3.5.3.1 Método de Fellenius (1936)

Fellenius, na década de 1930, introduziu um método de análise de estabilidade de talude para uma superfície circular levando em consideração a coesão na resistência ao cisalhamento do solo, dando origem ao Método de Fellenius, também conhecido como Método Sueco. Este método utiliza o Método das Fatias na análise de estabilidade, satisfazendo o equilíbrio de momentos e as forças resultantes atuantes em uma fatia podem ser representadas conforme mostra a Figura 13 (MASSAD, 2010).

Figura 13 – Representação das forças atuantes no Método de Fellenius



Fonte: Adaptado de Massad, (2010)

O método assume que as forças interlamelares (\bar{E}_n, \bar{E}_{n+1}) são paralelas à base de cada fatia e o equilíbrio de forças acontece na direção normal à base da fatia conforme a equação (6), na qual está desconsiderando a atuação da pressão neutra na base da fatia (DAS, 2007; MASSAD, 2010). Desta forma, o Fator de Segurança

dado pela equação (7), em termos de tensão total, pode ser determinado substituindo a equação (6) em (5).

$$\bar{N}_i = P_i \cdot \cos \theta \quad (6)$$

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \cdot l_i + P_i \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \phi_i)}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \sin \theta_i} \quad (7)$$

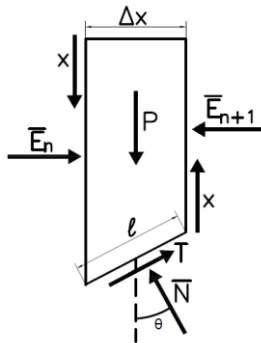
em que: P_i é o peso da fatia, θ_i é o ângulo de inclinação da fatia, \bar{N}_i é a resultante das tensões normais à base da fatia, FS é o Fator de Segurança, c_i é a coesão do solo, l_i é a largura ortogonal à fatia e ϕ_i é o ângulo de atrito do solo.

De acordo com Gerscovisch (2016), o Método de Fellenius tende a fornecer baixos valores de Fator de Segurança, sendo o método mais conservativo. Para Massad (2010), o tratamento do método em relação às pressões neutras pode resultar em erros graves.

3.5.3.2 Método de Janbu (1954)

O Método de Janbu assume que o equilíbrio de forças ocorre nas direções horizontal e vertical de cada fatia do talude e as forças interlamelares na direção horizontal (\bar{E}), como representadas na Figura 14 (BRANDON; DUNCAN; WRIGHT, 2014, tradução nossa).

Figura 14 - Representação das forças atuantes no Método de Janbu



Fonte: Brandon, Duncan e Wright (2014, tradução nossa)

Segundo Strauss (1998) e Ferreira (2012), uma grande vantagem do Método de Janbu é a sua aplicação em superfícies de ruptura irregulares, porém os autores pontuam que este método também pode ser utilizado em superfícies circulares.

Para o cálculo do Fator de Segurança, Janbu aplicou um fator de correção (f_0) devido a valores muito abaixo em comparação aos Fatores de Segurança obtidos por métodos mais rigorosos (BRANDON; DUNCAN; WRIGHT, 2014, tradução nossa). Segundo Strauss (1998), este fato ocorre devido as forças cisalhantes entre as fatias serem nulas, necessitando da aplicação de um fator de correção.

Então a equação proposta por Janbu, aplicando o fator de correção e em termos de tensão total, pode ser representada pela equação (8) (BRANDON; DUNCAN; WRIGHT, 2014, tradução nossa).

$$FS = \frac{f_0}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot tg \theta_i} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{(c_i \cdot \Delta x_i + P_i \cdot tg \phi_i)}{\cos \theta_i M_i(\theta)_J} \quad (8)$$

no qual, o coeficiente é dado por:

$$M_i(\theta)_J = \cos \theta_i \cdot \left(1 + \frac{tg \phi_i \cdot tg \theta_i}{F} \right) \quad (9)$$

em que: P_i é o peso da fatia, θ_i é o ângulo de inclinação da fatia, N_i é a resultante das tensões normais à base da fatia, T_i é a resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia, FS é o Fator de Segurança, F é o Fator de Segurança arbitrário, f_0 é o fator de correção, c_i é a coesão do solo, Δx_i é a largura da fatia, ϕ_i é o ângulo de atrito do solo e $M_i(\theta)_J$ é um coeficiente de correção.

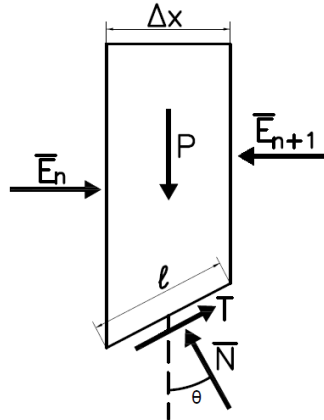
Segundo Gerscovich (2016), este método não apresenta bons resultados para taludes com superfície em formato de cunha e deve ser aplicado em taludes com solo homogêneo.

3.5.3.3 Método de Bishop Simplificado (1955)

O Método de Bishop Simplificado considera as superfícies de ruptura circulares e é um método de análise que divide o talude por fatias, assumindo que as

forças interlamelares (\bar{E}_n, \bar{E}_{n+1}) ocorrem na direção horizontal, conforme ilustradas na Figura 15. O equilíbrio de forças do método, ocorre na direção vertical e resulta na equação (10), na qual desconsidera a pressão neutra atuante na base da fatia (DAS, 2007; MASSAD, 2010).

Figura 15 - Representação das forças atuantes no Método de Bishop Simplificado



Fonte: Adaptado de Massad (2010)

$$P_i - \bar{N}_i \cdot \cos\theta - T_i \cdot \sin\theta = 0 \quad (10)$$

em que: P_i é o peso da fatia, θ_i é o ângulo de inclinação da fatia, \bar{N}_i é a resultante das tensões normais à base da fatia, T_i é a resultante das tensões tangenciais mobilizadas na base da fatia.

Neste método o Fator de Segurança não é explícito e por esse motivo, é necessário a adoção de um valor inicial de fator de segurança arbitrário para a determinação do coeficiente de correção, representado pela equação (11) (FERNANDES, 2016). De acordo com Massad (2010), para que o Fator de Segurança definitivo seja aceitável, o seu valor deve ser próximo ao fator de segurança arbitrado, caso contrário, deve-se submeter a processos iterativos até que os valores fiquem próximos um do outro.

Sendo assim, o Fator de Segurança é dado pela equação (12), em termos de tensão total, podendo ser obtido substituindo a equação (10) em (5) (DAS, 2007).

$$M_i(\theta)_{BS} = \cos\theta_i + \frac{\text{tg}\phi_i \cdot \sin\theta_i}{F} \quad (11)$$

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n (c_i \Delta x_i + P_i \cos \theta_i \cdot \text{tg } \phi_i \cdot \left(\frac{1}{M_i(\theta)_{BS}} \right))}{\sum_{i=1}^n P_i \cdot \text{sen } \theta_i} \quad (12)$$

em que: P_i é o peso da fatia, θ_i é o ângulo de inclinação da fatia, FS é o Fator de Segurança, F é o fator de segurança arbitrário, c_i é a coesão do solo, Δx_i é a largura da fatia, ϕ_i é o ângulo de atrito do solo e $M_i(\theta)_{BS}$ é um coeficiente de correção.

Para os autores Brandon, Duncan e Wright (2014, tradução nossa), o Método de Bishop Simplificado fica restrito para superfícies circulares e apresenta uma precisão maior nos resultados em comparação com o Método de Fellenius.

3.6 PESQUISAS NO TEMA DE ESTABILIDADE DE TALUDES

Este item reúne algumas pesquisas feitas em território nacional sobre o tema de estabilidade de talude de solos, expondo as principais características e resultados de cada trabalho. De modo geral, as pesquisas contribuem para diferentes visões e aplicabilidade dos conceitos de Geotecnia, visto que, alguns trabalham em diferentes regiões, com diferentes metodologias e diferentes propósitos.

Os trabalhos encontrados na área de estabilidade de taludes podem abordar temas variados. Por exemplo, Fernandes (2016), analisa a influência da infiltração da água da chuva na estabilidade de um talude rodoviário de solo residual arenoso não saturado próximo ao município de Ribeirão Bonito. Mattos (2009), estuda a instabilização de taludes de solos arenosos afetados por erosões e propõe soluções para o caso. Crayg (2016), avalia a aplicabilidade do modelo determinístico do tipo talude infinito na estabilização de um talude rodoviário presente na região de São Carlos.

A seguir, são detalhados alguns trabalhos sobre a análise da estabilidade de um talude, no qual, os autores avaliam a eficiência de diferentes métodos determinísticos sobre o valor do Fator de Segurança e analisam a influência dos diferentes parâmetros de resistência ao cisalhamento e diferentes geometrias na estabilização de um talude.

Horst (2007), efetuou sua pesquisa comparando a eficiência dos métodos de análise de estabilidade de taludes e avaliando a influência de cada parâmetro (listado na Tabela 4) no Fator de Segurança de um talude hipotético. Para isso, foram

utilizados nesse trabalho o Método de Fellenius, Método de Bishop Simplificado e Método de Janbu, com auxílio do *software Slope/W*. O autor ainda buscou desenvolver modelos estatísticos para quantificar a influência de cada parâmetro no Fator de Segurança, utilizando o programa *Statistica for Windows* versão 4.3B.

Tabela 4 – Faixa de valores dentre as variáveis que influenciam na estabilidade do talude

Parâmetros estudados	Faixa de valores				
	2	4	6	8	10
Alltura (m)	2	4	6	8	10
Inclinação (°)	15	30	45	60	75
Ângulo de atrito (°)	25	30	35	40	45
Coesão (kPa)	0	10	20	30	40
Peso específico natural (kN/m ³)	14	16	18	20	22

Fonte: Horst (2007)

Os resultados obtidos através do *software Slope/W* cruzando os três métodos determinísticos (Fellenius, Bishop Simplificado e Janbu) demonstraram que o Método de Bishop tende a apresentar maiores valores de Fator de Segurança em relação aos Método de Fellenius e Método de Janbu (Gráfico 3a e Gráfico 3b). Já o de Fellenius tende a resultar em menores valores de Fator de Segurança em relação ao demais métodos (Gráfico 3a e Gráfico 3c). Sendo assim, o Método de Bishop Simplificado se mostrou o menos conservador na análise de estabilidade.

Gráfico 3 – Comparativo entre os valores de Fator de Segurança (a) Fellenius versus Bishop, (b) Bishop versus Janbu, (c) Fellenius versus Fellenius

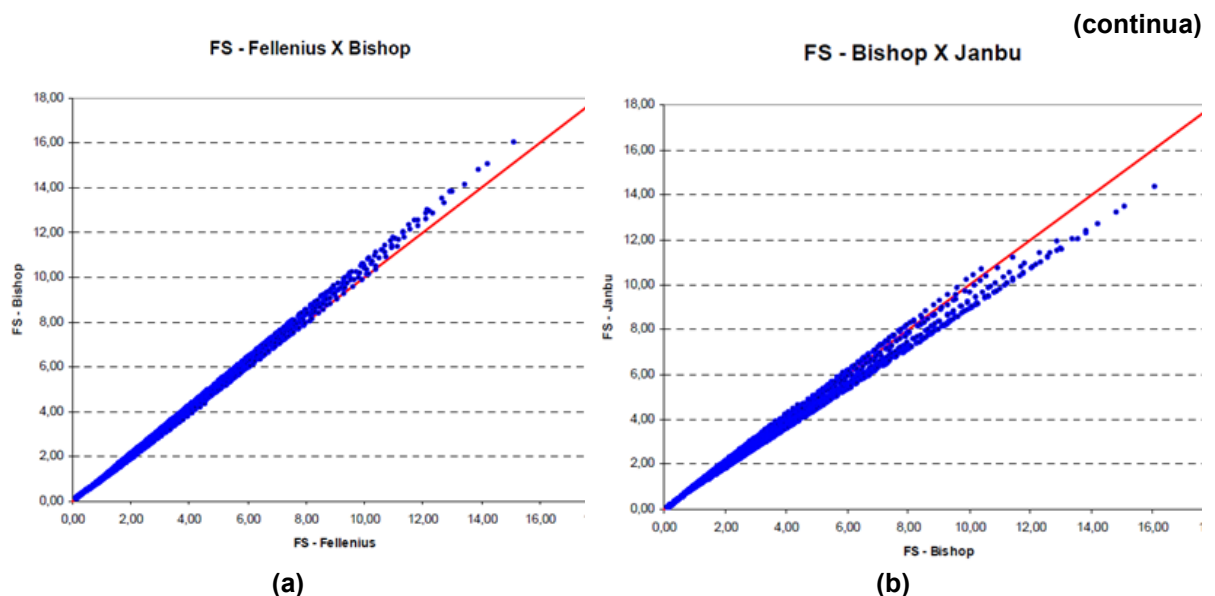
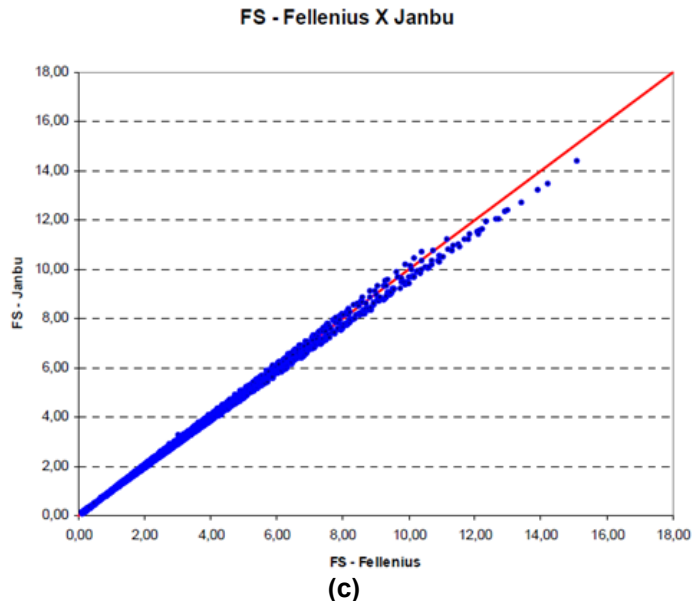


Gráfico 3 – Comparativo entre os valores de Fator de Segurança (a) Fellenius versus Bishop, (b) Bishop versus Janbu,(c) Fellenius versus Fellenius

(conclusão)



Fonte: Horst (2007)

A análise paramétrica das variáveis altura, inclinação, ângulo de atrito, coesão e peso específico foi realizada para cada faixa de valor (Tabela 4) e para os três métodos determinístico (Fellenius, Bishop Simplificado e Janbu). O autor pode observar que conforme aumenta a altura, o Fator de Segurança diminui em cada método. O aumento do ângulo de atrito e da coesão também resultam na diminuição do Fator de Segurança para os três métodos. Já o aumento do peso específico resultou numa diminuição dos valores do Fator de Segurança em todos os métodos.

Os resultados da modelagem estatística, realizada pelo o programa *Statistica for Windows* versão 4.3B, demonstraram o quanto cada variável pode afetar no valor do Fator de Segurança. Com isso, o autor concluiu que o parâmetro que apresenta maior relevância podendo causar maiores alterações no Fator de Segurança é a coesão, a qual ocasiona um aumento considerável em seu valor. Já o parâmetro menos relevante é o peso específico, que reduz o Fator de Segurança de forma não significativa.

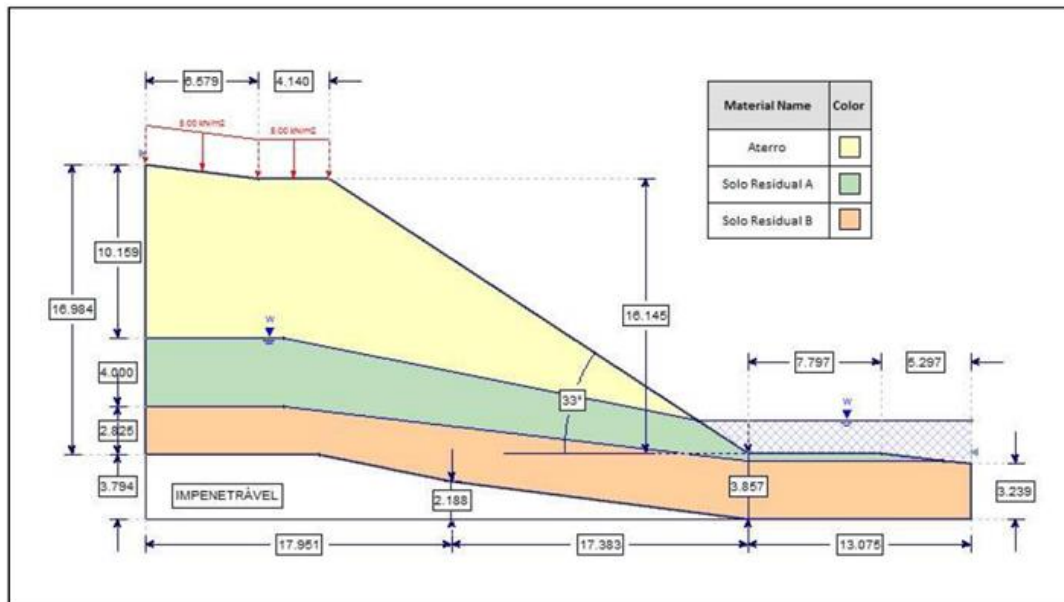
Joly (2014), em sua pesquisa realizou um estudo de caso de um escorregamento de um talude natural localizado num trecho da pista da Rodovia Presidente Dutra no município de Queluz, estado de São Paulo. A instabilização de massa ocorreu em um talude de encontro com a ponte sobre o Rio Claro. O rio passa ao lado do talude e na véspera do ocorrido registrou-se um aumento de oito metros

de lâmina de água acima do nível do rio, que anteriormente se encontrava na cota de 478,5 metros e na véspera do escorregamento registrou-se 484,5 metros.

O autor propôs apontar a provável causa que levou a ruptura do talude em questão, através da análise de estabilidade por meio dos métodos determinísticos (Bishop Simplificado, Spencer, Fellenius) com auxílio do *software Slide* da *Rocscience* versão 6.0. Para isso, o autor avaliou a influência dos parâmetros na instabilização do talude, dentre eles, a coesão do solo, o ângulo de atrito, o peso específico do solo, o nível da água e a sobrecarga da via sobre o talude.

O talude estudado foi caracterizado por ensaios de sondagem a percussão e análise táctil-visual. O subsolo do local trata-se de uma camada de aterro de silte argiloso, micáceo, de muito mole a mole com espessura variável de 6 a 10 metros e abaixo do aterro identificou-se uma camada de solo residual composta por argila siltosa com cerca de 10 a 15 metros, no qual o autor subdividiu em camada A e B (Figura 16). O nível da água detectado pelo ensaio de sondagem encontrava-se na profundidade entre 1,5 metros do pé do talude e 10 metros do topo do talude.

Figura 16 – Representação do talude analisado



Fonte: Joly (2014)

O escorregamento ocorreu na camada de aterro e para a análise da instabilização o autor adotou inicialmente um peso específico no solo de 15 kN/m³, uma coesão do solo de 20 kPa e um ângulo de atrito do solo de 19,5°. Além disso,

para sobrecarga da pista o autor considerou um valor inicial de 5 kN/m. Com isso, foi realizado uma análise paramétrica aplicando três métodos determinísticos (Bishop Simplificado, Spencer, Fellenius) e variando cada parâmetro adotado (coesão do solo, ângulo de atrito, peso específico do solo, nível da água e a sobrecarga da via).

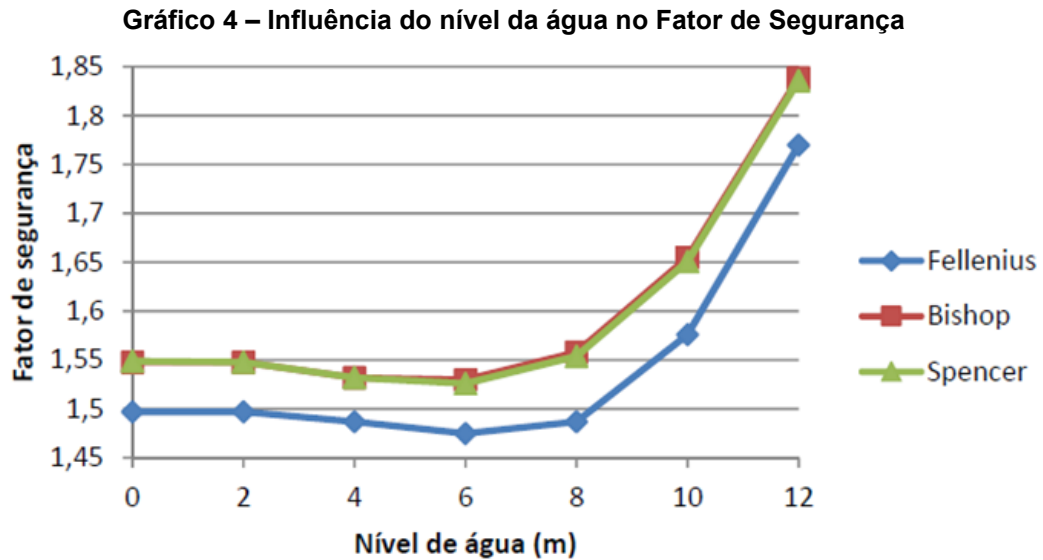
Nos resultados obtidos observou-se que o aumento do peso específico causou uma diminuição do Fator de Segurança. Com um aumento de 10 para 23 kN/m³ no peso específico do solo e fixando os outros parâmetros (coesão do solo, ângulo de atrito, nível da água e a sobrecarga da via), os valores dos Fatores de Segurança diminuíram respectivamente, de 1,938 para 1,262 no Método de Spencer, de 1,943 para 1,264 no Método de Bishop Simplificado e de 1,882 para 1,216 no Método de Fellenius.

Para variação da coesão observou-se que com o aumento do mesmo causou um aumento no Fator de Segurança. Os acréscimos mais significativos ocorrem na variação de 0 para 10 kPa de coesão, aumentando o valor do Fator de Segurança de 0,54 para 1,121 no Método de Spencer, de 0,54 para 1,127 no Método de Bishop Simplificado e de 0,54 para 1,075 no Método de Fellenius. Também foi constatado nas camadas residuais um aumento no Fator de Segurança devido aos acréscimos de coesão nas camadas residuais, já que há uma interação entre as camadas exercida pela coesão.

Para o ângulo de atrito, o autor variou os valores de 0 a 45°, obtendo valores de Fator de Segurança entre 0,774 a 2,787 pelo Método de Spencer, entre 0,775 a 2,79 pelo Método de Bishop Simplificado e entre 0,775 a 2,671 pelo Método de Fellenius. A diferença observada entre os métodos é pouco significativa, sendo o Método de Fellenius que, de forma geral, apresentou os menores valores. Já as variações do ângulo de atrito nas camadas residuais não interferem nos valores do Fator de Segurança por não estarem contidas na superfície de ruptura.

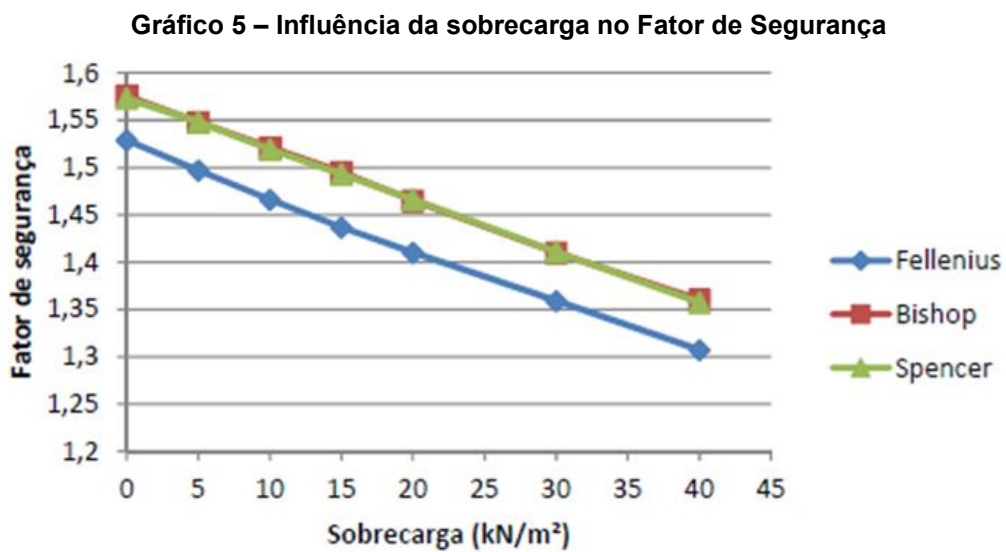
O autor aumentou o nível da água de 0 a 12 metros em relação ao pé do talude. Os resultados obtidos pelos três métodos (Gráfico 4) apresentaram um pequeno decréscimo do Fator de Segurança nos primeiros 6 metros, a partir desse valor o Fator de Segurança aumenta consideravelmente. Segundo o autor, para o caso estudado o aumento no nível da água pode provocar um equilíbrio de pressões internas e externas aumentando a estabilidade do talude. Portanto, um rápido

rebaixamento no nível da água reduz as tensões efetivas e consequentemente os parâmetros de resistência do solo, resultando na instabilização do talude.



Fonte: Joly (2014)

Já o aumento de sobrecarga na pista diminui o Fator de Segurança, conforme o Gráfico 5. Segundo o autor, isso ocorre já que o aumento de pressão no topo do talude resulta num aumento de pressão na superfície de ruptura do talude.



Fonte: Joly (2014)

As condições mais críticas à ruptura foram constatadas pelo Método de Fellenius, apresentando os menores valores de Fator de Segurança. Já os valores obtidos pelo Método de Spencer e pelo Método de Bishop Simplificado foram quase semelhantes. O autor concluiu que os parâmetros que mais influenciaram na estabilidade do talude foram a coesão e o ângulo de atrito. Além do mais, o autor aponta como uma das prováveis causas que levaram ao escorregamento do talude o rápido rebaixamento do rio, reduzindo os parâmetros de resistência do solo e consequentemente causando o movimento de massa no aterro.

Fritscher (2016), realizou sua pesquisa num talude natural de uma rodovia do município de Teutônia – RS analisando a estabilidade do mesmo por meio de métodos baseados no Método do Equilíbrio Limite, com auxílio do *software Slope/W*. O talude analisado possui 65 m de comprimento, variando sua altura de 4,28 m a 8,57 m e com inclinação média de 79°.

A autora investigou duas seções (A com 8,57 m e B com 6,13 m) do talude, ambas com 79° de inclinação e em três posições hipotéticas de nível da água (N.A.) para cada seção. Na hipótese 1 o N.A. encontra-se no pé do talude, já na hipótese 2 o N.A. foi considerado no meio da seção do talude e na hipótese 3 o N.A. encontra-se na crista do talude.

Nesta pesquisa, foram realizados ensaios de laboratório para caracterização do solo (ensaio de granulometria, ensaio de massa específica, ensaio de Limite de Liquidez e ensaio de Limite de Plasticidade) e para obtenção dos parâmetros de resistência do solo (ensaio de cisalhamento direto) de amostras com umidade na condição natural e saturada. Com isso, a análise de estabilidade se deu por meio dos métodos determinísticos de Bishop, Morgenster-Price, Fellenius, Spencer e Janbu.

Os resultados de caracterização do solo apontaram para um solo com material predominante composto por areia fina, não plástico e a massa específica real dos grãos de 2,69 g/cm³. Já dos resultados do ensaio de cisalhamento direto foi traçado a envoltória de resistência ao cisalhamento para o solo com umidade natural e saturada, observando variações consideráveis pela influência da água. A coesão do solo passou de 100 kPa na umidade natural para 45 kPa quando saturada, o ângulo de atrito variou de 36,87° na umidade natural para 27,83° na amostra saturada, já o peso específico passou de 17,75 kN/m³ na amostra natural para 19,5 kN/m³ na condição saturada.

Nos resultados de análise de estabilidade pode-se observar que os valores de Fator de Segurança podem variar consideravelmente com a altura do talude (Tabela 5 e Tabela 6). No caso do nível da água (N.A.), pode-se comprovar que o Fator de Segurança decresce conforme o aumento de umidade no solo, já que diminui a coesão e o ângulo de atrito do solo. Em relação aos métodos determinísticos, o Método de Bishop foi o que apresentou os valores de Fator de Segurança mais críticos à ruptura para ambas as seções, destacados na Tabela 5 e Tabela 6.

Tabela 5 - Resultado dos Fatores de Segurança da seção A

SEÇÃO A	HIPÓTESE 1	HIPÓTESE 2	HIPÓTESE 3
MÉTODO	FS	FS	FS
Bishop	3,775	2,341	1,118
Morgenster-Price	3,956	2,621	1,272
Fellenius	3,774	2,562	1,509
Spencer	3,956	2,621	1,272
Janbu	3,914	2,705	1,253

Fonte: Fritscher (2016)

Tabela 6 - Resultado dos Fatores de Segurança da seção B

SEÇÃO B	HIPÓTESE 1	HIPÓTESE 2	HIPÓTESE 3
MÉTODO	FS	FS	FS
Bishop	4,911	3,3035	1,698
Morgenster-Price	5,241	3,442	1,743
Fellenius	4,985	3,344	1,983
Spencer	5,241	3,442	1,743
Janbu	5,165	3,592	1,798

Fonte: Fritscher (2016)

O Fator de Segurança de 1,118 representou a situação mais crítica à ruptura, no qual, o talude se apresenta na condição mais saturada e com a maior altura. Esse valor não atinge o mínimo de 1,2 recomendado pela NBR 11682: 2009 (ABNT, 2009) para um nível de segurança contra danos a vidas humanas. Com isso, a autora propõe algumas soluções para aumentar a estabilidade do talude na situação mais crítica como: reduzir a inclinação do talude, instalação de sistemas de drenagem e proteção superficial.

Diante disso, a autora conclui que o nível da água é um dos principais fatores que reduzem o valor do Fator de Segurança, mencionando que é fundamental utilizar medidas para evitar a saturação do solo para que possa garantir a estabilidade desse

talude. Para isso, a autora sugere a aplicação de drenos horizontais e ressalta a importância da manutenção e vistorias de forma contínua nesses dispositivos.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve a abordagem das etapas deste trabalho, sendo apresentadas nos próximos subitens cada parte detalhadamente. Estão apresentados todos os ensaios em laboratórios, equipamentos utilizados e procedimentos correspondentes a cada atividade a ser realizada.

4.1 Planejamento da pesquisa

Este trabalho foi planejado para se realizar em etapas, sendo as principais: definição do tema de estudo, coleta de amostras deformadas, ensaios em laboratório (caracterização do solo, compactação do solo e ensaio de cisalhamento direto), definição das seções hipotéticas dos taludes e análise paramétrica de estabilidade.

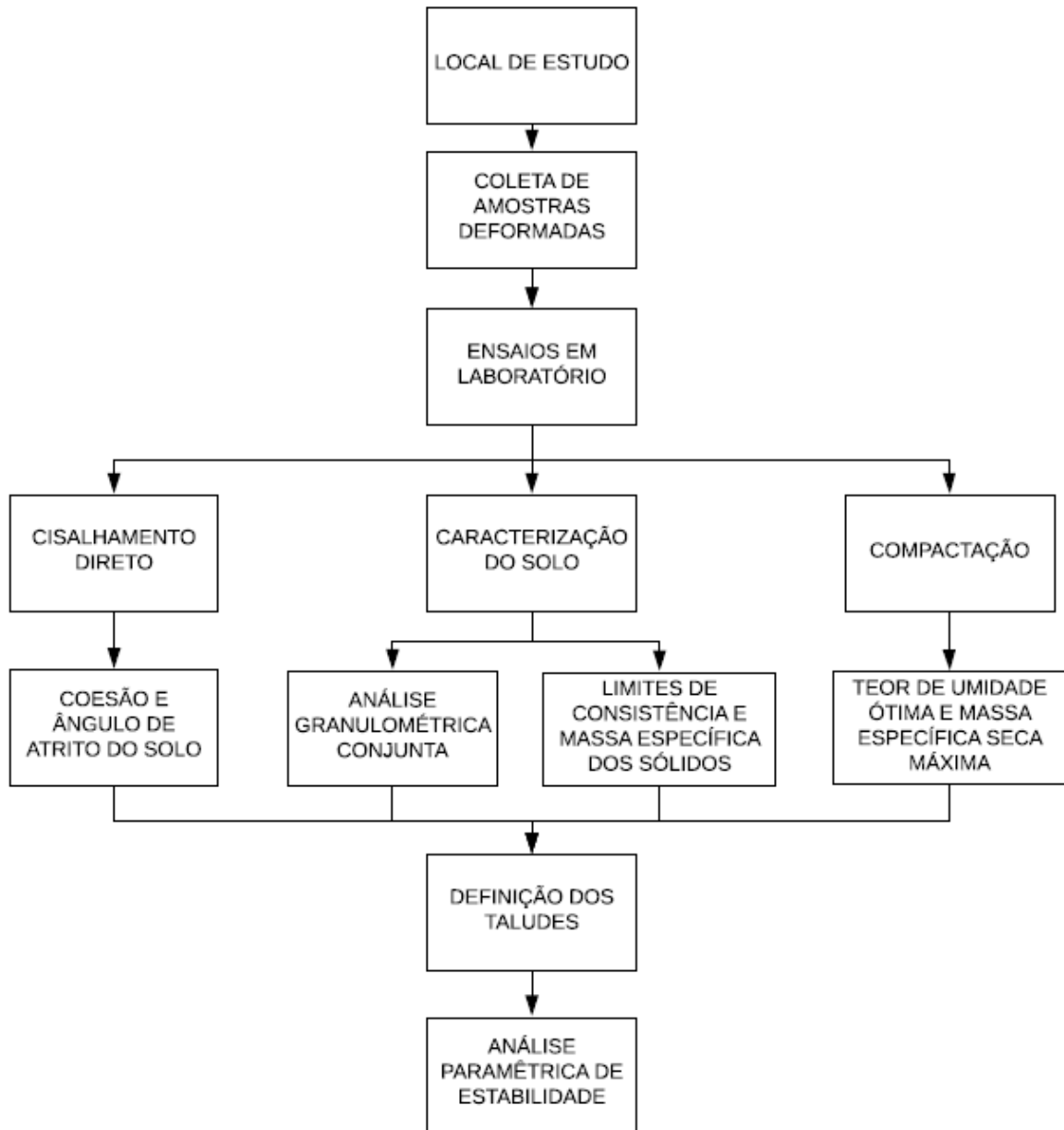
O tema estabilidade de taludes foi definido em função da importância do seu estudo na área da Geotecnia e que, apesar das diversas pesquisas concentradas nessa área, ainda existem inúmeras variáveis regionais envolvidas e que levam à diferentes conclusões. Pensando nisso, a escolha do tema visa contribuir e propor a o uso de ábacos para estimar o Fator de Segurança de um talude genérico com solo típico da região Norte Central do Paraná.

A Revisão Bibliográfica foi elaborada com base em trabalhos nacionais e internacionais relacionados com o tema estabilidade de taludes. Para isso, foi realizado um levantamento bibliográfico em trabalhos de conclusão de curso, dissertações, teses, livros e artigos na temática deste projeto de pesquisa.

Com uma análise preliminar do banco de dados sobre pesquisas realizadas na área da Geotecnia e Mecânica dos Solos da região de Apucarana, observou-se uma tendência para resultados que levam a solos argilosos. Nesse aspecto, o trabalho de Garcia e Luiz (2019) caracterizou uma porção de solo apucaranesse, resultando em solos argilosos. Fernandes e Luiz (2019) apresentaram a perfilagem do subsolo de Apucarana, constatando a ocorrência de solo de origem basáltica. Além disso, o Instituto de Terras, Cartografia e Geociências (ITCG, 1999) indica a presença de Nitossolo e Latossolo na região de Apucarana, os quais são caracterizados pela presença de argilas (EMBRAPA).

Dessa forma, os ensaios laboratoriais foram planejados com o pressuposto da ocorrência de solos argilosos na região em que serão coletadas as amostras de solo. Portanto, a metodologia será desenvolvida conforme as etapas apresentadas no fluxograma da Figura 17.

Figura 17 – Fluxograma da metodologia adotada neste trabalho



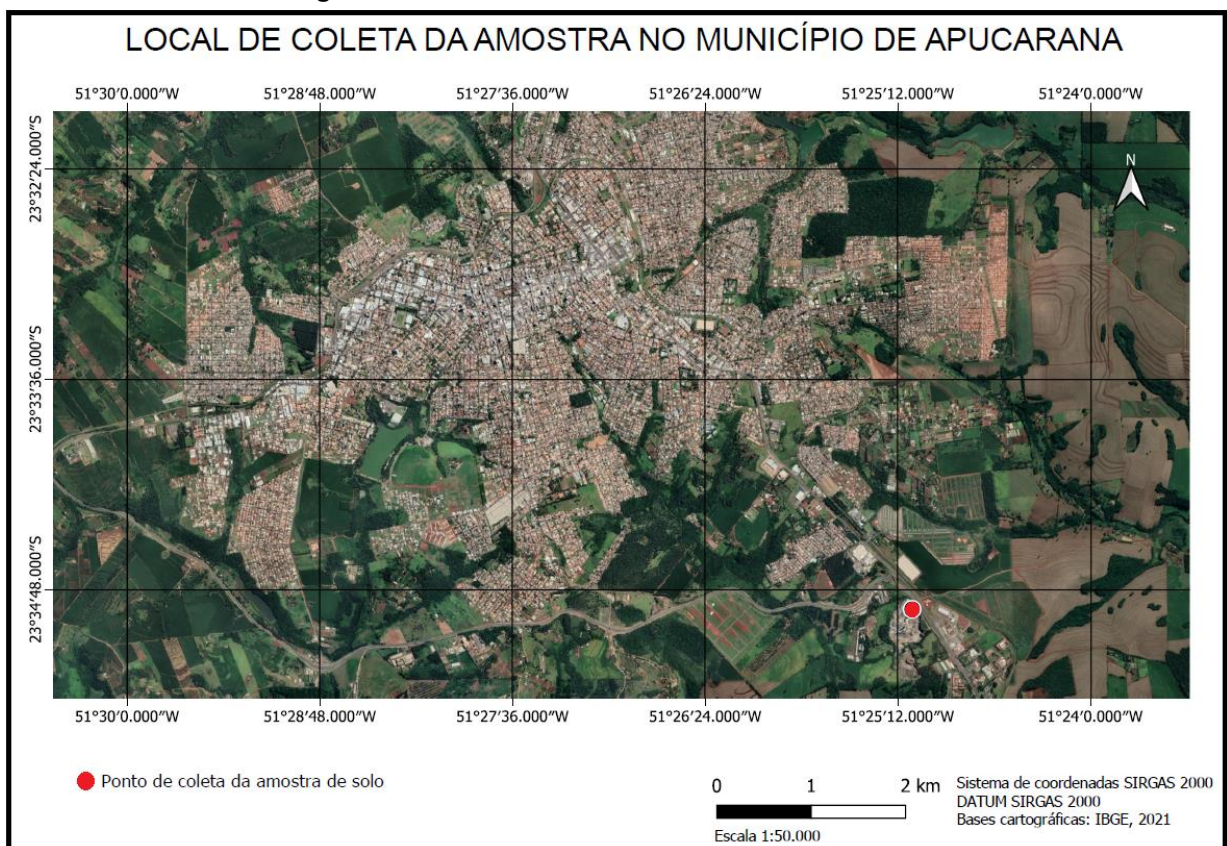
Fonte: Autoria própria (2021)

Tendo em vista o exposto anteriormente, nos próximos subitens estão detalhados cada procedimento realizado na metodologia do presente trabalho. Para então, posteriormente, prosseguir com a análise de resultados e conclusões.

4.2 Descrição do local de coleta da amostra deformada

A área escolhida para realizar a coleta do solo a ser utilizado neste trabalho está localizada na área das instalações de uma Pedreira no município de Apucarana, estando situada próxima à faixa de domínio da BR 376 – Rodovia do Café, no km 05+45 m LD, cujas coordenadas geográficas de latitude 23.582713° S e longitude 51.417695° O, conforme apresenta a imagem da Figura 18.

Figura 18 – Local da coleta da amostra deformada



Fonte: Google Earth (2021)

O local de coleta da amostra consiste em uma área de empréstimo (área de jazida), nas quais, geralmente apresentam material com abundância de minerais típicos da região e homogêneo, estando livre de raízes e outras matérias orgânicas. Vale ressaltar que a coleta foi feita com a autorização dos responsáveis do local.

A amostra deformada de solo foi coletada com o uso de pá e enxadão, por conta da facilidade no transporte e manejo dos equipamentos para coleta, além do baixo custo de operação. Os procedimentos para retirada da amostra deformada

seguiram de acordo a ABNT NBR 9604:2016 – Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento (ABNT, 2016d).

A coleta ocorreu em apenas um ponto da área de empréstimo e se encerrou após obtenção de cerca de 30 kg de amostra deformada de solo, a qual ficou armazenada em recipientes plásticos devidamente identificados. Finalizada a coleta, o material foi transportado e acondicionado no Laboratório de Geotecnia da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), Campus Apucarana.

4.3 Caracterização do solo

Este tópico reúne os procedimentos para caracterização das amostras de solo. Portanto, os próximos subitens descrevem os ensaios realizados em laboratório com o intuito de avaliar a massa específica dos sólidos, a curva de distribuição granulométrica do solo e a consistência do solo. Antes de iniciar esses ensaios, a amostra deformada de solo foi preliminarmente preparada em laboratório conforme os procedimentos descritos na ABNT NBR 6457:2016 – Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização (ABNT, 2016e).

4.3.1 Preparação da amostra para caracterização do solo

No caso dessa pesquisa, a preparação do ensaio foi realizada por meio da secagem prévia da amostra deformada de solo, atingindo a umidade higroscópica como mostra a Figura 19.

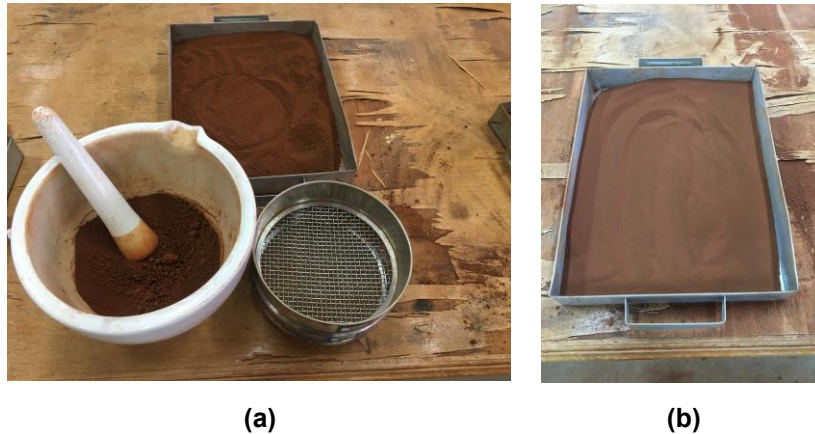
Figura 19 - Amostra seca ao ar



Fonte: Autoria própria (2021)

Após a secagem ao ar livre, a amostra foi destorroada seguindo os procedimentos descritos na norma NBR 6457:2016 (ABNT, 2016e). A Figura 20a mostra os materiais utilizados nos procedimentos para obtenção da amostra destorroada, representada na Figura 20b.

Figura 20 – Preparação da amostra: (a) materiais utilizados e (b) amostra destorroada



Fonte: Autoria própria (2021)

Os materiais para os ensaios de análise granulométrica e massa específica dos sólidos consistiram numa fração de amostra representativa passada na peneira 4,8 mm (#4). Enquanto que para o limite de liquidez e plasticidade o material utilizado consistiu numa fração da amostra representativa de material passado na peneira 0,42 mm (#40).

4.3.2 Massa específica dos sólidos

A realização do ensaio de massa específica dos sólidos ocorreu seguindo os procedimentos do anexo B da ABNT NBR 6458:2016 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água (ABNT, 2016g).

Para obtenção da massa específica dos sólidos desta pesquisa foram feitas cerca de 10 leituras de massa da amostra (picnômetro com solo e água, conforme a Figura 21) para diferentes temperaturas. Vale ressaltar que para remoção das bolhas de ar da amostra foi utilizada uma bomba a vácuo.

Figura 21 – Amostra utilizada no ensaio de massa específica dos sólidos



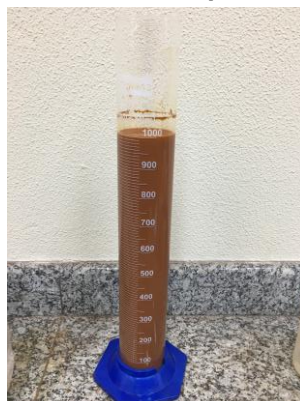
Fonte: Autoria própria (2021)

4.3.3 Análise Granulométrica Conjunta

O ensaio de análise granulométrica conjunta foi feito a partir da amostra representativa do solo, conforme previamente determinadas no item 4.3. Os procedimentos para realização deste ensaio seguiram as orientações da ABNT NBR 7181:2016 – Solo – Análise granulométrica (ABNT, 2016f),

Nesta pesquisa foi realizado um único ensaio de sedimentação, conforme ilustrado na Figura 22a, e posteriormente a amostra sedimentada foi lavada e secada para o peneiramento em agitador mecânico, conforme mostra a Figura 22b. O ensaio se encerrou com a obtenção da curva granulométrica.

Figura 22 – Análise granulométrica conjunta (a) ensaio de sedimentação e (b) ensaio de peneiramento fino



(a)



(b)

Fonte: Autoria própria (2021)

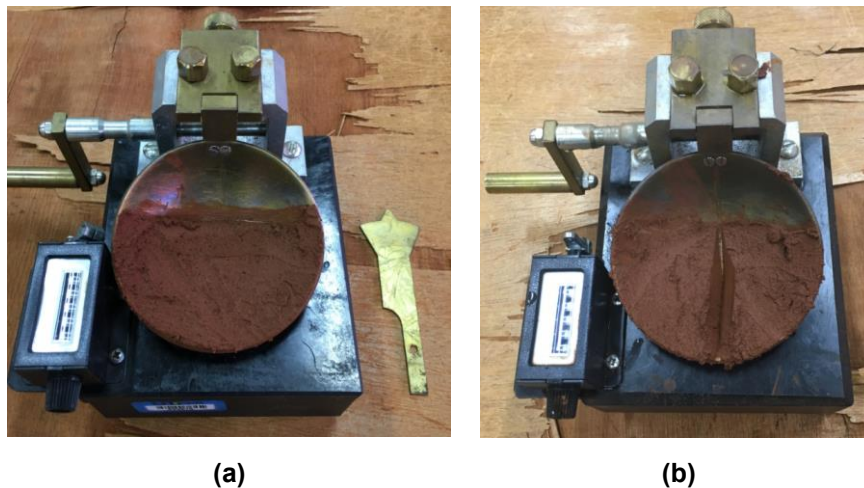
4.3.4 Limites de Consistência

Os limites de consistência permitem conhecer o comportamento da fração de finos do solo em função de seu teor de umidade. Dessa forma, foram encontrados os Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade por meio de ensaios laboratoriais, conforme relatado nos subitens abaixo.

4.3.4.1 Limite de liquidez

Os procedimentos para o ensaio de determinação do Limite de Liquidez (*LL*) seguiram as orientações da NBR 6459:2016 (ABNT, 2016a). O experimento consistiu em determinar o teor de umidade do solo em função do número de golpes no aparelho de Casagrande, previamente calibrado. A Figura 23a ilustra o preenchimento da amostra no aparelho de Casagrande e a Figura 23b demonstra o ensaio após realizado os golpes no aparelho.

Figura 23 - Ensaio de Limite de Liquidez (a) antes do golpeamento e (b) após o golpeamento



Fonte: Autoria própria (2021)

Com uma quantidade do solo retirado da concha (de ambos os lados da ranhura), foi determinada o teor de umidade, conforme os procedimentos descritos na NBR 6457:2016 (ABNT, 2016e). Todo o procedimento se repetiu a fim de se obter pelo menos cinco pontos de teor de umidade e número de golpes, de modo com que pudesse ser traçada uma reta de ajuste no gráfico representado pelo teor de umidade

(eixo da ordenada em escala aritmética) em função do número de golpes (eixo da abscissa em escala logarítmica). A obtenção do gráfico tornou possível encontrar o valor do limite de liquidez, que corresponde ao teor de umidade para 25 golpes.

4.3.4.2 Limite de plasticidade

As etapas para realização do ensaio de determinação do limite de plasticidade (*LP*) deste trabalho seguirão as orientações da NBR 7180: 2016 (ABNT, 2016b). Dessa forma, o ensaio consistiu em moldar um cilindro com uma amostra representativa de solo até que o mesmo fique com diâmetro de 3 mm e comprimento de 100 mm, aproximadamente, utilizando o gabarito cilíndrico. Ao atingir as dimensões do gabarito, conforme ilustra a Figura 24, a amostra de solo foi pesada e levada para estufa dentro de um recipiente adequado, para determinação do seu teor de umidade conforme a NBR 6457:2016 (ABNT, 2016e). A operação foi repetida para outras porções de solo até a obtenção de pelo menos três valores de teor de umidade. Portanto, o limite de plasticidade correspondeu à média dos valores de teores de umidade encontrados.

Figura 24 - Ensaio do Limite de Plasticidade



Fonte: Autoria própria (2021)

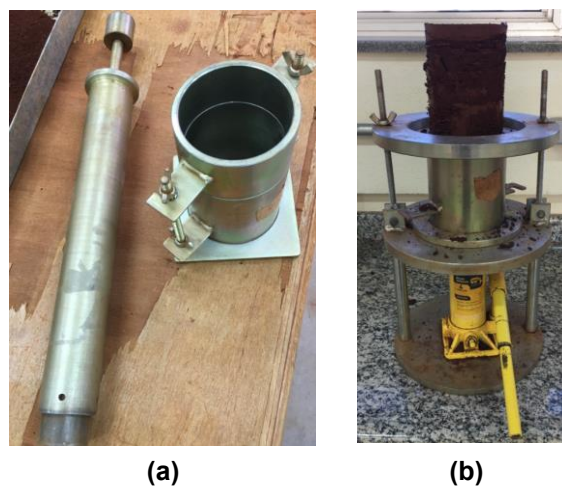
4.4 Ensaio de compactação

A preparação da amostra para o ensaio de compactação seguiu os procedimentos descritos na NBR 6457:2016 (ABNT,2016e). Dessa forma, a fração de amostra representativa consistiu na parcela de solo passante na peneira de 4,8 mm (#4). A porção obtida de amostra representativa foi dividida em cinco porções de aproximadamente 2kg cada, sendo realizado ensaio de compactação sem reuso de material.

As etapas para realização do ensaio de compactação deste trabalho seguiram as orientações da NBR 7182:2016 (ABNT, 2016c). O ensaio consistiu em compactar camadas de solo em um molde cilíndrico, aplicando golpes com o uso de um soquete metálico. Nesta pesquisa foi utilizada apenas a energia de Proctor Normal, a fim de se obter a massa específica seca de campo para um dado teor de umidade do solo.

Dessa forma, foram utilizados o molde cilíndrico pequeno e o soquete pequeno ilustrados na Figura 25a. O ensaio de compactação na energia de Proctor Normal consiste em aplicar 26 golpes em queda livre a cada um terço da camada, os quais são distribuídos uniformemente sobre a superfície de cada camada. A Figura 25b representa a extração de um corpo de prova do solo através do extrator de amostra.

Figura 25 – Ensaio de compactação: (a) materiais usados na energia de Proctor Normal e (b) extrator de corpo de prova



Fonte: Autoria própria (2021)

O corpo de prova extraído foi dividido em três partes e retirado uma amostra de cada parte para determinação do teor de umidade, conforme a NBR 6457:2016 (ABNT, 2016e). O ensaio se repetiu para cinco amostras representativas de solo com teores de umidade estimados em 29%, 31%, 33%, 35%, 37% com o intuito de se aproximar do valor do teor de umidade ótimo e de se obter a curva de compactação.

O procedimento se encerrou com a obtenção da curva de compactação do solo bem definida, possibilitando identificar o teor de umidade ótimo e a massa específica seca máxima do solo.

4.4.1 Controle de compactação

Com a curva de compactação definida, foram moldados 3 corpos de prova para realização do ensaio de cisalhamento direto. Para este trabalho foram aceitos somente corpos de prova próximos a curva de compactação, com desvio na massa específica seca de no máximo $\Delta\rho_d = \pm 2\%$ e com desvio no teor de umidade de no máximo $\Delta w = \pm 2\%$ em relação ao teor de umidade ótimo, ao teor de umidade no ramo seco (2% abaixo do teor de umidade ótimo) e ao teor de umidade no ramo úmido (2% acima do teor de umidade ótimo).

4.5 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto foi realizado conforme as etapas descritas pela norma Americana ASTM D3080/D3080M:11 - *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions* (ASTM, 2011). Para dar início ao ensaio foi preciso obter a curva de compactação do solo, possibilitando a moldagem dos corpos de prova compactados para serem cisalhados no ensaio, conforme descrito no item 4.4.1.

Dessa forma, o ensaio de cisalhamento direto foi realizado com o intuito de se avaliar as propriedades mecânica do solo para três pontos diferentes da curva de compactação, estimando essa propriedade para o teor de umidade ótimo (32,5%), teor de umidade no ramo seco (30,5%) e teor de umidade no ramo úmido da curva

(34,5%). A Tabela 7 apresenta um resumo das considerações feitas por esta pesquisa no ensaio de cisalhamento direto.

Tabela 7 – Resumo dos ensaios de cisalhamento direto

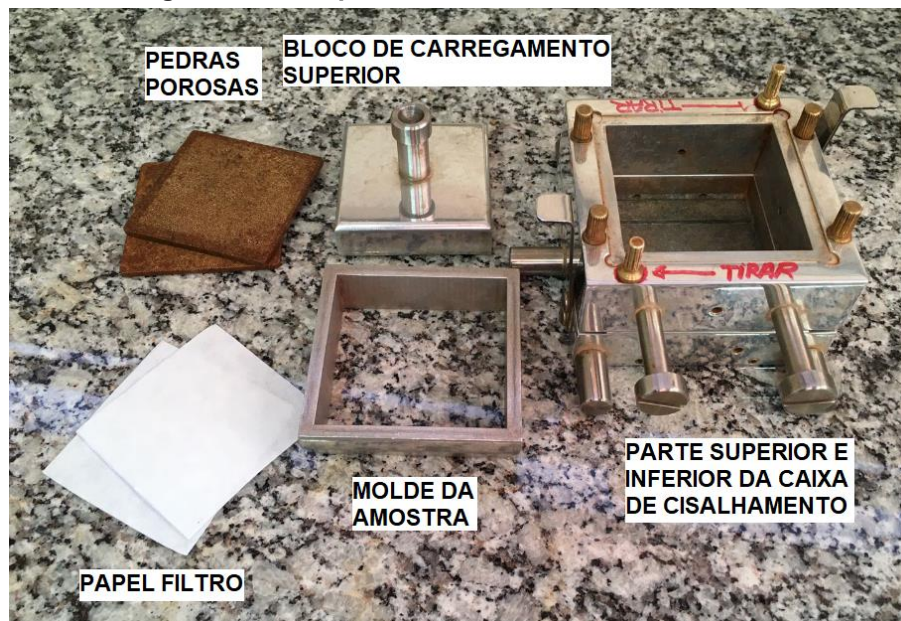
Teor de umidade do cilindro compactado	Quantidade de amostra de solo a ser compactada no cilindro pequeno do ensaio compactação	Quantidade de corpos de prova de solo a serem extraídos da amostra compactada	Tensões normais a serem aplicadas no ensaio de cisalhamento direto
30,5%	1	3	50 kPa, 75 kPa e 100 kPa
32,5%	1	3	50 kPa, 75 kPa e 100 kPa
34,5%	1	3	50 kPa, 75 kPa e 100 kPa

Fonte: Autoria própria (2021)

A escolha dos valores dos teores de umidade possibilita avaliar o comportamento de um aterro em condições ideais de controle de compactação (teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima) e as variações na resistência do mesmo quando compactado no ramo seco ou no ramo úmido. Já os valores de tensões normais mostradas na Tabela 7 permitem traçar a envoltória de resistência do solo a partir de diferentes curvas de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento horizontal, além de facilitar na execução do ensaio devido as baixas cargas utilizadas.

O ensaio iniciou talhando o corpo de prova compactado com um molde quadrado de 6,0 x 6,0 x 2,0 centímetros. Do molde a amostra foi transferida para a caixa de cisalhamento, no qual, seus componentes foram colocados na seguinte sequência: base inferior da caixa, pedra porosa, papel filtro, amostra de solo, papel filtro, pedra porosa e bloco de carregamento superior, ilustradas na Figura 26.

Figura 26 - Componentes da caixa de cisalhamento



Fonte: Autoria própria (2021)

Após posicionar a caixa de cisalhamento no aparelho de cisalhamento direto (Figura 27) foram inseridos os dados de entrada para a realização do ensaio através do painel do próprio equipamento para dar início ao ensaio.

Figura 27 - Aparelho de cisalhamento direto do solo



Fonte: Autoria própria (2021)

Antes de iniciar o ensaio de cisalhamento, a amostra foi deixada adensar por um período de 60 minutos sendo que para os primeiros 10 minutos de ensaio foi aplicada uma tensão de assentamento de 5 kPa. Na sequência, a tensão foi complementada (resultante da diferença entre a tensão normal do ensaio de cisalhamento direto com a tensão de assentamento) para o tempo restante de 50 minutos do adensamento, de modo com que a tensão aplicada seja idêntica à tensão normal utilizada no ensaio de cisalhamento direto, a fim de evitar variações consideráveis no deslocamento vertical.

Dando início ao ensaio de cisalhamento, o conjunto foi submetido a uma força vertical sobre o cabeçote metálico (denominada de tensão normal) e a uma força horizontal (denominada de tensão de cisalhamento) sobre a lateral da caixa que é dada por uma velocidade constante aplicada no sistema, de forma com que a amostra sofra ruptura no plano horizontal (na linha de bipartição do molde). Isso possibilitou a medição dos deslocamentos horizontal e vertical com auxílio de extensômetros do aparelho e da tensão cisalhante.

A velocidade aplicada no ensaio foi calculada de acordo com as recomendações mínimas da norma D3080/D3080M:11 (ASTM, 2011). Então para o tempo mínimo de ruptura (t_f) foi considerado 200 minutos, referente a solos siltosos e argilosos de baixa compressibilidade, e para o deslocamento horizontal no momento da ruptura foi considerado 10 milímetros. Com isso a velocidade foi calculada pela equação (13), resultando no valor de 0,05 mm/min aplicado na caixa de cisalhamento até que a mesma se desloque 10 milímetros.

$$v = \frac{d_f}{t_f} \quad (13)$$

em que: v é a velocidade constante aplicada no ensaio de cisalhamento direto, d_f é deslocamento horizontal no momento de ruptura, t_f é o tempo mínimo para a ruptura.

Vale ressaltar que para este trabalho o ensaio foi realizado apenas para a condição não saturada sem medição de sucção. Como o solo coletado para este trabalho encontra-se na superfície (localizado na camada de solo evoluído) e que, segundo pesquisa realizada por Fernandes e Luiz (2019) a partir do levantamento de diversos boletins de sondagens realizados no município de Apucarana, constataram

que o nível da água geralmente se encontra na camada de solo de alteração, localizado abaixo da profundidade de 10 metros. Diante desse fato, não foi avaliada a resistência ao cisalhamento do solo na condição saturada.

Com o término do ensaio de cisalhamento direto para as três condições de teor de umidade impostas na Tabela 7, foi gerado um gráfico da curva de tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para cada determinação. A leitura do valor da tensão cisalhante na curva do gráfico mencionado anteriormente (formato da curva dependerá do tipo de ruptura do solo, ruptura frágil ou ruptura plástica) possibilitou gerar o gráfico de tensão cisalhante *versus* tensão normal, assim como determinar a envoltória de cisalhamento do solo e conseqüentemente os parâmetros de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito).

Os critérios de ruptura utilizados para escolha das tensões cisalhantes no traçado da envoltória de resistência do solo foram com base na norma D3080/D3080M:11 (ASTM, 2011). A norma define que a tensão cisalhante de ruptura corresponde ao pico da curva de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento horizontal, ou seja, a máxima tensão de cisalhamento atingida. Para curvas com característica de ruptura plástica, onde não ocorre um pico, a tensão de cisalhamento foi considerada 10% do deslocamento horizontal do ensaio.

4.5.1 Parâmetros mecânicos do solo

O peso específico do solo foi obtido por meio da equação (14), após a extração das amostras cilíndricas compactadas do ensaio de compactação, com a medição dos pesos e volumes (BUENO; VILAR, 1979).

$$\gamma = \frac{m \cdot g}{V} \quad (14)$$

em que: γ é o peso específico do solo, em quilonewton por metro cúbico (kN/m³); m é a massa da amostra de solo, em quilogramas (kg); g é a aceleração da gravidade, em metros por segundo ao quadrado (m/s²), V é o volume total da amostra, em metros cúbicos (m³).

Já os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo foram obtidos por meio da envoltória de cisalhamento gerada pelos resultados dos ensaios de cisalhamento direto a partir do critério de Mohr-Coulomb. A coesão corresponderá a intersecção da reta com o eixo da tensão de cisalhamento enquanto que o ângulo de atrito será equivalente ao ângulo de inclinação da envoltória (reta de ajuste).

4.6 Definição das características do talude

Os taludes foram definidos a partir das características geométricas (variação de altura e da inclinação) e das características resultantes a partir dos ensaios em laboratório. Portanto, os ensaios para determinação dos parâmetros mecânicos do solo resultaram em três valores diferentes para a coesão do solo (c), ângulo de atrito do solo (ϕ) e ainda o peso específico do solo (γ). Esses parâmetros foram aplicados na modelagem numérica de um talude hipotético pré-determinado a fim de analisar a influência de cada um desses parâmetros no valor do Fator de Segurança. Além disso, foram definidos para o talude hipotético quatro valores de altura ($h_1=3,00$ m, $h_2=5,00$ m, $h_3=7,00$ m, $h_4=9,00$ m) e quatro valores de inclinação (1:1, 2:3, 1:2 e 1:3) com base em seções típicas de taludes e nas recomendações do Centro de Desenvolvimento Tecnológico – Arteris (2015) para execução de cortes em taludes.

A Tabela 8 apresenta uma síntese dos parâmetros a serem empregados nas análises de estabilidade de talude a partir da modelagem numérica a ser realizada no programa *GeoStudio* tendo como intuito avaliar a influência de cada um deles no Fator de Segurança.

Tabela 8 - Parâmetros a serem avaliados nas modelagens numéricas dos taludes

(continua)

Parâmetros de resistência do solo		Parâmetros geométricos do talude			Métodos determinísticos de estabilidade		
Hipótese	Características do solo compactado	Altura (m)	Inclinação (L:H)	Inclinação (°)	FS - Fellenius	FS - Bishop Simplificado	FS - Janbu
Talude A	γ_A, c_A e ϕ_A	3,00	1:1	45,00	FS(F),1-ABC	FS(BS),1-ABC	FS(J),1-ABC
Talude B	γ_B, c_B e ϕ_B	3,00	2:3	56,31	FS(F),2-ABC	FS(BS),2-ABC	FS(J),2-ABC
Talude C	γ_C, c_C e ϕ_C	3,00	1:2	63,43	FS(F),3-ABC	FS(BS),3-ABC	FS(J),3-ABC
Talude C	γ_C, c_C e ϕ_C	3,00	1:3	71,57	FS(F),4-ABC	FS(BS),4-ABC	FS(J),4-ABC

Tabela 8 - Parâmetros a serem avaliados nas modelagens numéricas dos taludes (conclusão)

Parâmetros de resistência do solo		Parâmetros geométricos do talude			Métodos determinísticos de estabilidade		
Hipótese	Características do solo compactado	Altura (m)	Inclinação (L:H)	Inclinação (°)	FS - Fellenius	FS - Bishop Simplificado	FS - Janbu
Talude A	γ_A, c_A e ϕ_A	5,00	1:1	45,00	FS(F),5-ABC	FS(BS),5-ABC	FS(J),5-ABC
		5,00	2:3	56,31	FS(F),6-ABC	FS(BS),6-ABC	FS(J),6-ABC
		5,00	1:2	63,43	FS(F),7-ABC	FS(BS),7-ABC	FS(J),7-ABC
		5,00	1:3	71,57	FS(F),8-ABC	FS(BS),8-ABC	FS(J),8-ABC
Talude B	γ_B, c_B e ϕ_B	7,00	1:1	45,00	FS(F),9-ABC	FS(BS),9-ABC	FS(J),9-ABC
		7,00	2:3	56,31	FS(F),10-ABC	FS(BS),10-ABC	FS(J),10-ABC
		7,00	1:2	63,43	FS(F),11-ABC	FS(BS),11-ABC	FS(J),11-ABC
		7,00	1:3	71,57	FS(F),12-ABC	FS(BS),12-ABC	FS(J),12-ABC
Talude C	γ_C, c_C e ϕ_C	9,00	1:1	45,00	FS(F),13-ABC	FS(BS),13-ABC	FS(J),13-ABC
		9,00	2:3	56,31	FS(F),14-ABC	FS(BS),14-ABC	FS(J),14-ABC
		9,00	1:2	63,43	FS(F),15-ABC	FS(BS),15-ABC	FS(J),15-ABC
		9,00	1:3	71,57	FS(F),16-ABC	FS(BS),16-ABC	FS(J),16-ABC

Fonte: Autoria própria (2021)

Portanto, para um solo de mesma caracterização foram modeladas três hipóteses diferentes obtidas através do ensaio de cisalhamento direto na seção 4.5, apresentando o solo com as seguintes características: o Talude A com os parâmetros γ_A, c_A e ϕ_A , o Talude B com os parâmetros γ_B, c_B e ϕ_B , e o Talude C com os parâmetros γ_C, c_C e ϕ_C . A partir desses taludes, serão variados apenas as suas características geométricas como altura e inclinação, conforme mostra a Tabela 8.

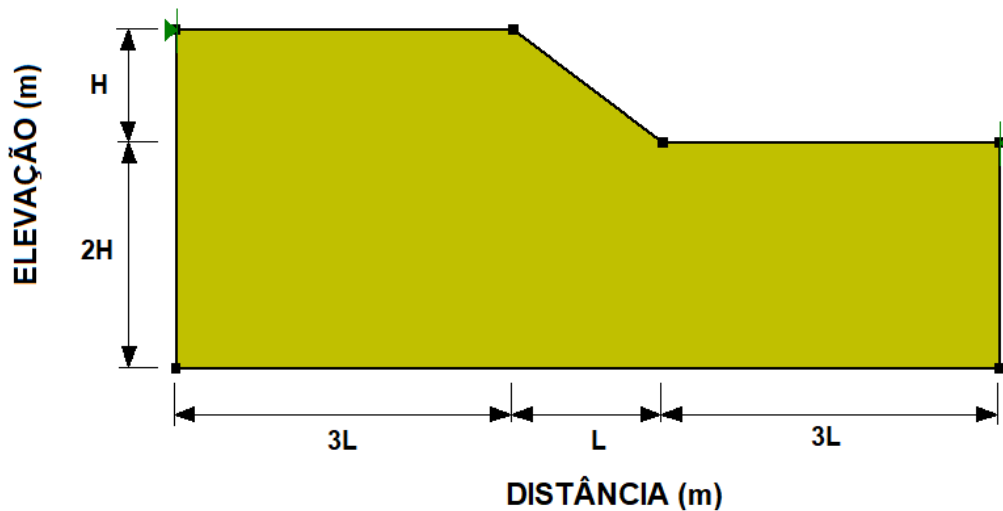
4.7 Análise de estabilidade

A análise de estabilidade ocorreu com auxílio do *software GeoStudio 2021 (Slope/W)*, versão 11.1.2.22321 estudantil gratuita da fabricante *GEOSLOPE International Ltda.* No *software* foram modelados a seção de cada talude a partir da inserção de dados de entrada associados com as características geométricas do talude (altura e inclinação) e as características do solo (peso específico do solo, coesão e ângulo de atrito), para então ser calculado o Fator de Segurança do

respectivo talude. Vale ressaltar que para este trabalho não foi avaliada a influência de precipitações na análise de estabilidade, dessa forma não foram utilizados os parâmetros de sucção e permeabilidade do solo.

O traçado da geometria do talude no software GeoStudio (Slope/W) foi realizado em função das alturas e inclinações definidas na seção 4.6. A profundidade do terreno abaixo do pé do talude foi considerada o dobro do valor da altura do talude e a extensão do terreno (parte lateral em relação ao pé e a crista do talude) foi considerada o triplo do valor da base do talude, dada pela inclinação. A Figura 28 demonstra o modelo de lançamento da geometria de um talude.

Figura 28 - Exemplo de lançamento da geometria do talude no software GeoStudio (Slope/W)



Fonte: Autoria própria (2021)

O programa computacional permite a análise de estabilidade através de diferentes configurações (dados de entrada para estabelecer a superfície crítica e o centro de ruptura), gerando o valor do Fator de Segurança por métodos determinísticos utilizando a função “Grid and Radius” ou “Entrada e Saída”. Para este trabalho a análise foi feita apenas por métodos determinísticos, sendo empregado o Método de Fellenius, Método de Bishop Simplificado e Método de Janbu.

Ao final das modelagens numéricas foi possível realizar a comparação dos valores de Fator de Segurança para cada talude hipotético, o que possibilitou avaliar a influência de cada variável utilizado como dado de entrada (peso específico, coesão, ângulo de atrito, altura e inclinação) na estabilidade do mesmo. Além disso, forneceu o método de estabilidade mais crítico para os determinados taludes.

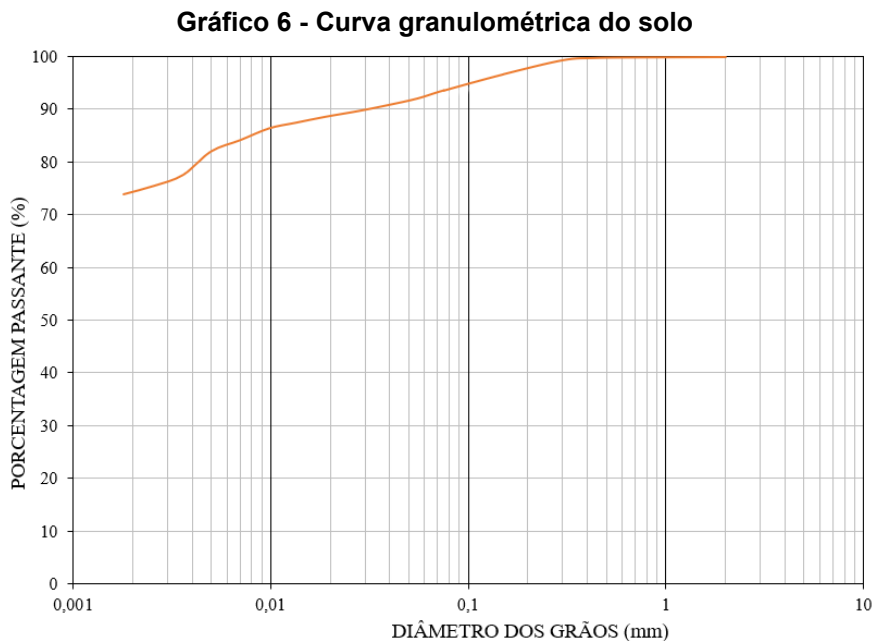
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados e discussões dos ensaios realizados em laboratório e das análises paramétricas de estabilidade de taludes caracterizados por solos da região de Apucarana-PR.

5.1 Caracterização do solo

O valor da massa específica dos sólidos foi obtido a partir da média de 13 leituras no picnômetro, conforme descrito na seção 4.3.2, resultando em $2,985 \text{ g/cm}^3$. Garcia e Luiz (2019) assim como Oliveira (2021d) trabalharam com o solo da mesma região e obtiveram valores de massa específica dos sólidos de $2,959 \text{ g/cm}^3$ e $3,147 \text{ g/cm}^3$; respectivamente. Dessa forma, o valor encontrado no presente trabalho está próximo dos valores encontrados em pesquisas realizadas no mesmo solo.

O Gráfico 6 representa a curva granulométrica do solo enquanto que a Tabela 9 apresenta a distribuição granulométrica das partículas deste solo (argila, silte, areia média, areia grossa e pedregulho) que como resultado do ensaio de análise granulométrica conjunta, conforme os procedimentos descritos na seção 4.3.3.



Fonte: Autoria própria (2021)

Tabela 9 - Frações de grãos do solo

Frações	Porcentagem (%)
Argila ($\phi < 0,002\text{mm}$)	74,10
Silte ($0,002 < \phi < 0,06\text{mm}$)	17,10
Areia fina ($0,06 < \phi < 0,2\text{mm}$)	5,50
Areia média ($0,2 < \phi < 0,6\text{mm}$)	3,30
Areia grossa ($0,6 < \phi < 2,0\text{mm}$)	0,00
Pedregulho ($\phi > 2,0\text{mm}$)	0,00

Fonte: Aatoria própria (2021)

A partir da curva granulométrica do solo observa-se a predominância de partículas de argila (74,10%) e uma pequena porção de partículas de silte (17,10%), completando com areia fina (5,50%) e areia média (3,30%). Esse resultado mostra que o solo é composto basicamente por partículas finas (argila e silte), totalizando 91,20%. Oliveira (2021d) obteve no ensaio de análise granulométrica resultados próximos aos encontrados neste trabalho, com 94,30% do solo composto por partículas finas (16,10% de silte e 78,20% de argila).

A Tabela 10 apresenta os resultados dos ensaios dos Limites de Atterberg (Limite de Liquidez e Limite de Plasticidades) assim como o valor do Índice de Plasticidade. Conforme definido por Bueno e Vilar (1979) e Caputo (1987) assim como nas informações da Tabela 10, observa-se que o solo apresenta estado plástico e ainda, de acordo com a classificação proposta por Burmister (1949 *apud* DAS, 2007), pode ser classificado como solo de plasticidade baixa. Oliveira (2021d) realizando o ensaio dos Limites de Atterberg com o solo da mesma região, obteve Limite de Liquidez de 57%, Limite de Plasticidade de 42% e um Índice de Plasticidade de 15%. Portanto, o solo ensaiado por Oliveira (2021d) se mostrou mais plástico que o solo do presente trabalho, ainda que o valor do Limite de Plasticidade fosse semelhante.

Tabela 10 – Limites de Atterberg

Limites de Atterberg	Valores
Limite de Liquidez	50%
Limite de Plasticidade	42%
Índice de Plasticidade	8%

Fonte: Aatoria própria (2021)

Diante dos resultados de curva granulométrica e Limites de Atterberg apresentados anteriormente, este solo pode ser classificado como silte de baixa

compressibilidade (ML) segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

5.2 Ensaio de compactação do solo

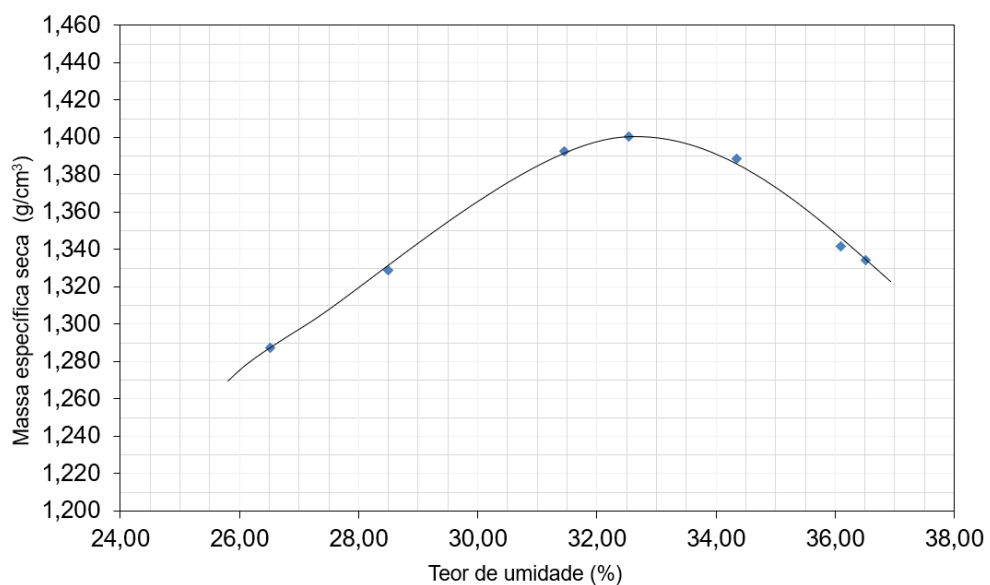
A determinação da curva de compactação do solo foi feita a partir da moldagem de 7 corpos de prova, conforme consta apresentado na Tabela 11 os valores obtidos em laboratório de teor de umidade e massa específica seca para cada um deles. Já o Gráfico 7 representa a curva de compactação para o solo utilizado na presente pesquisa.

Tabela 11 - Resultados obtidos no ensaio de compactação

Corpo de prova	Teor de umidade (%)	Massa específica seca (g/cm ³)
1	26,5	1,287
2	28,5	1,329
3	31,4	1,393
4	32,5	1,401
5	34,3	1,389
6	36,1	1,342
7	36,5	1,334

Fonte: Autoria própria (2021)

Gráfico 7 – Curva de compactação do solo



Fonte: Autoria própria (2021)

De acordo com a curva de compactação apresentada no Gráfico 7, observa-se que o teor de umidade ótimo resulta em 32,5% enquanto que a massa específica seca máxima resulta em 1,401 g/cm³. Oliveira (2021d) realizou o ensaio de compactação com o solo da mesma região obtendo um teor de umidade de 34,9% e massa específica máxima de 1,374 g/cm³. Dessa forma, o pico da curva de compactação se encaixaria no ramo úmido da curva de compactação desta pesquisa. Essa diferença pode ocorrer devido ao fato do solo apresentar pequenas diferenças em suas características como massa específica e granulometria, por exemplo.

Dessa forma, baseado no resultado do teor de umidade ótimo do solo é que foi definido as características dos corpos de prova a serem compactados para realização do ensaio de cisalhamento direto, conforme a Tabela 12.

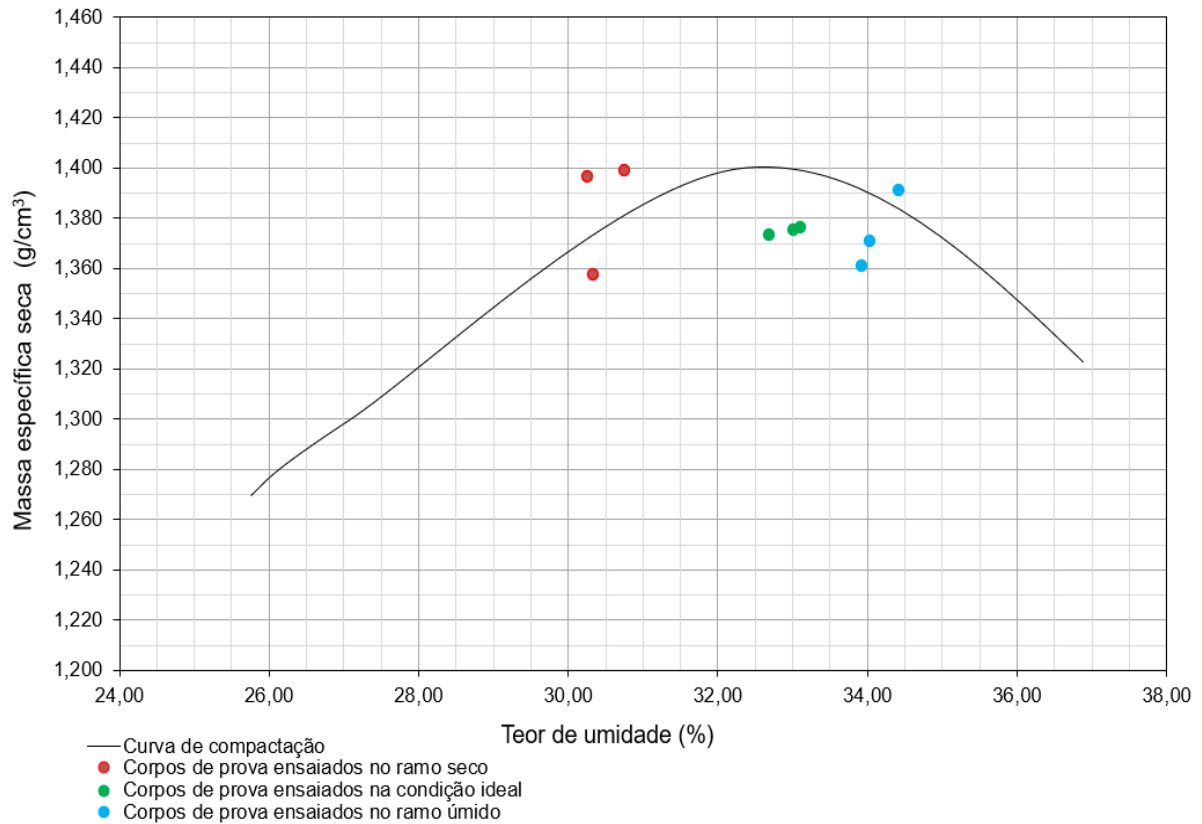
Tabela 12 - Dados das amostras compactadas para o ensaio de cisalhamento direto

Amostras	Teor de umidade (%)	Massa específica seca (g/cm ³)
1	30,5	1,375
2	32,5	1,401
3	34,5	1,385

Fonte: Autoria própria (2021)

Portanto, foram aceitos somente as amostras compactadas conforme os índices apresentados na Tabela 12, respeitando o controle de compactação conforme descrito no item 4.4.1. O Gráfico 8 apresenta as características resultantes da moldagem dos cilindros de compactação utilizados no ensaio de cisalhamento direto.

Gráfico 8 - Características de compactação dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Autoria própria (2021)

5.3 Ensaio de cisalhamento direto

O Quadro 4 apresenta os índices físicos (peso específico natural do solo – γ , massa específica seca – ρ_d , teor de umidade – w , índice de vazios – e , porosidade – η e grau de saturação – S_r) dos corpos de prova talhados para o ensaio de cisalhamento direto a partir da moldagem do solo compactado no cilindro de compactação no teor de umidade estipulado de 30,5%. De cada cilindro de compactação foram talhados um total de 3 corpos de prova para serem aplicados, respectivamente, tensões normais de 50, 75 e 100 kPa no ensaio de cisalhamento direto.

Quadro 4 - Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto para amostra compactada com teor de umidade estipulado de 30,5%

Amostra compactada	Corpo de prova	ρ (kN/m ³)	η (%)	e	ρ_d (g/cm ³)	Antes da ruptura		Depois da ruptura	
						w (%)	Sr (%)	w (%)	Sr (%)
AC-I	CP1	1,819	53,2	1,137	1,397	30,3	79,4	32,6	85,5
	CP2	1,829	53,1	1,134	1,399	30,8	81,0	35,5	93,3
	CP3	1,769	54,5	1,199	1,357	30,3	75,5	32,8	81,6
Média aritmética		1,806	53,6	1,157	1,384	30,4	78,6	33,6	86,8
Desvio padrão		0,03	0,64	0,03	0,02	0,22	2,30	1,31	4,88
C.V.		1,46%	1,19%	2,60%	1,38%	0,72%	2,92%	3,91%	5,62%

Fonte: Autoria própria (2021)

Pode-se observar com os resultados do Quadro 4 que o índice de vazios apresentou um coeficiente de variabilidade (C.V.) de 2,60%, o que pode influenciar nos resultados do ensaio de cisalhamento direto já que um corpo de prova apresentou variações consideráveis nos vazios em relação aos outros. Também se observa que os valores do teor de umidade e do grau de saturação tiveram um leve aumento após a ruptura dos corpos de prova.

O Quadro 5 apresenta os resultados dos índices físicos dos corpos de prova com amostra compactada no teor de umidade de 32,5% usadas no ensaio de cisalhamento direto. Pode-se observar os corpos de prova CP4, CP5 e CP6 apresentaram poucas variações entre si quando comparado os valores dos seus respectivos índices físicos.

Quadro 5 - Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto para amostra compactada com teor de umidade estipulado de 32,5%

Amostra compactada	Corpo de prova	ρ (kN/m ³)	η (%)	e	ρ_d (g/cm ³)	Antes da ruptura		Depois da ruptura	
						w (%)	Sr (%)	w (%)	Sr (%)
AC-II	CP4	1,832	53,9	1,169	1,376	33,1	84,5	33,7	86,1
	CP5	1,822	54,0	1,173	1,373	32,7	83,1	32,8	83,4
	CP6	1,829	53,9	1,171	1,375	33,0	84,2	33,7	86,0
Média aritmética		1,828	53,9	1,171	1,375	32,9	84,0	33,4	85,2
Desvio padrão		0,00	0,04	0,00	0,00	0,18	0,59	0,44	1,23
C.V.		0,22%	0,07%	0,15%	0,08%	0,56%	0,70%	1,31%	1,44%

Fonte: Autoria própria (2021)

Para a amostra compactada no teor de umidade estipulado de 34,5%; o Quadro 6 mostra os resultados de alguns índices físicos dos corpos de prova talhados. As variações mais significativas entre os corpos de prova CP7, CP8 e CP9 foi em

relação ao grau de saturação (antes e depois da ruptura) apresentando C.V. de 2,31%, e ao índice de vazios com C.V. de 1,68%.

Quadro 6 - Índices físicos dos corpos de prova usados no ensaio de cisalhamento direto para amostra compactada com teor de umidade estipulado de 34,5%

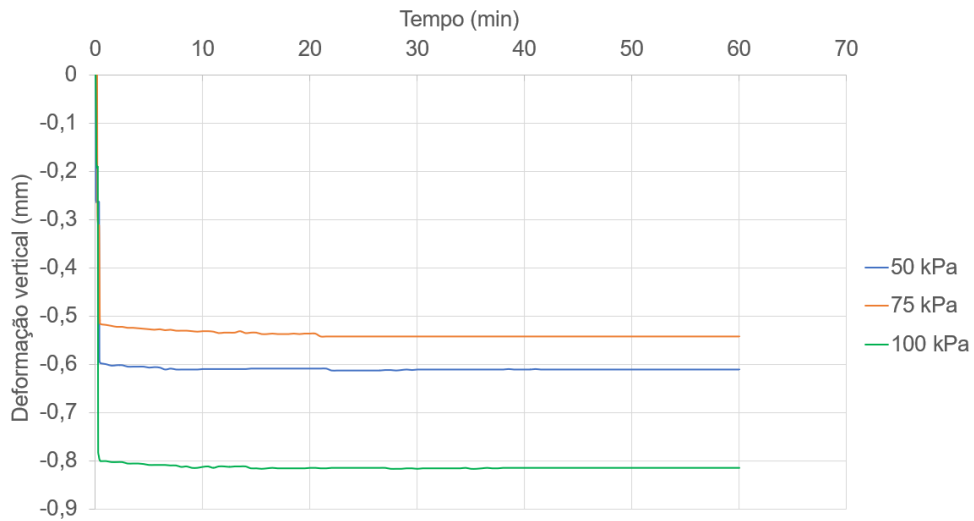
Amostra compactada	Corpo de prova	ρ (kN/m ³)	η (%)	e	ρ_d (g/cm ³)	Antes da ruptura		Depois da ruptura	
						w (%)	Sr (%)	w (%)	Sr (%)
3	CP7	1,823	54,4	1,193	1,361	33,9	84,9	35,0	87,6
	CP8	1,870	53,4	1,146	1,391	34,4	89,6	35,4	92,3
	CP9	1,837	54,1	1,178	1,371	34,0	86,3	34,9	88,5
Média aritmética		1,843	54,0	1,172	1,374	34,1	86,9	35,1	89,5
Desvio padrão		0,02	0,42	0,02	0,01	0,21	2,01	0,23	2,06
C.V.		1,07%	0,78%	1,68%	0,91%	0,62%	2,31%	0,66%	2,31%

Fonte: Autoria própria (2021)

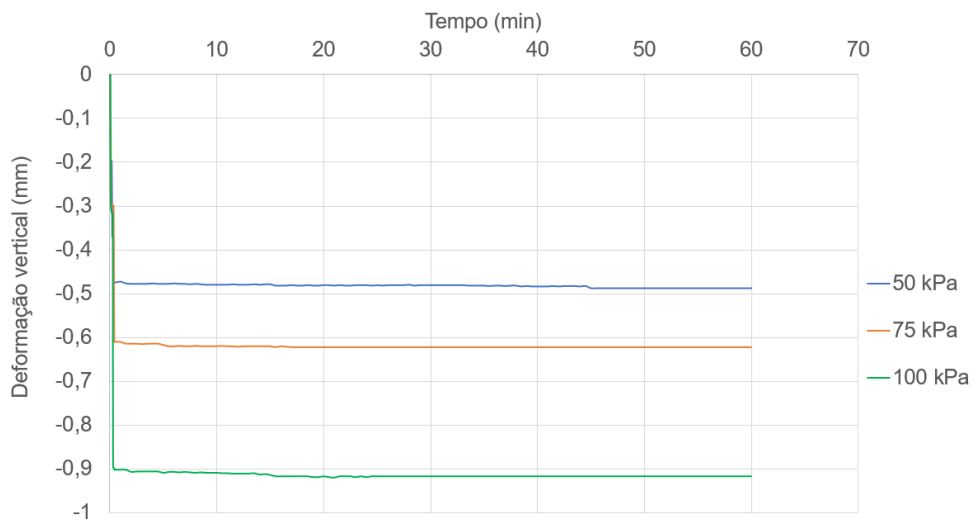
5.3.1 Etapa de adensamento do solo

O Gráfico 9a ao Gráfico 9c apresentam as curvas de deslocamentos verticais dos corpos de prova durante um período de 60 minutos. As tensões normais aplicadas nos corpos de prova corresponderam as mesmas aplicadas no ensaio de cisalhamento direto, ou seja, 50 kPa, 75 kPa e 100 kPa para cada corpo de prova das amostras compactadas correspondentes aos teores de umidade estipulados de 30,5%, 32,5% e 34,5%.

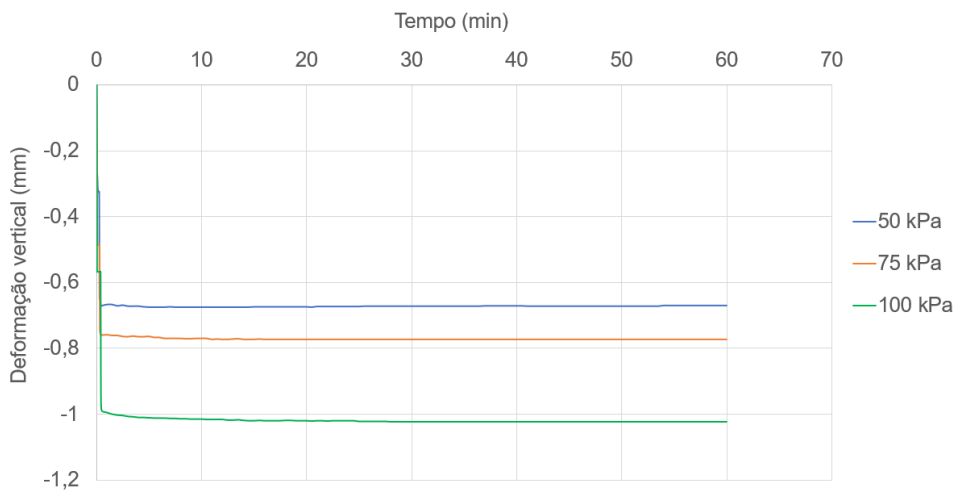
Gráfico 9 - Deslocamento vertical versus tempo de adensamento para corpos de prova com teor de umidade estipulados de (a) 30,5%, (b) 32,5% e (c) 34,5%



(a)



(b)



(c)

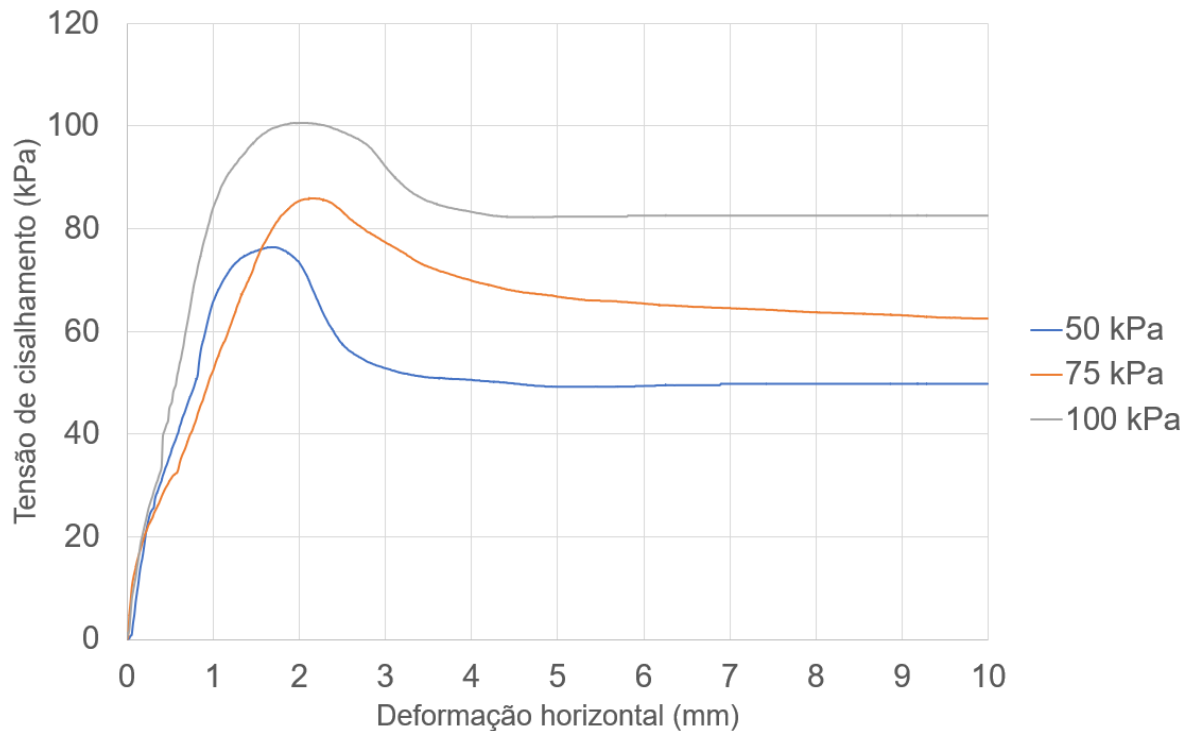
Fonte: Autoria própria (2021)

Pode-se observar no Gráfico 9a, Gráfico 9b e Gráfico 9c que os corpos de prova deformam verticalmente se comprimindo até atingirem um valor constante, após isso, iniciou-se o ensaio de cisalhamento direto.

5.3.2 Etapa de ruptura do solo

O Gráfico 10 mostra as curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal referentes à ruptura dos corpos de prova 1, 2 e 3 (CP1, CP2 e CP3) aplicando tensões normais de 50, 75 e 100 kPa; respectivamente.

Gráfico 10 - Tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal para os corpos de prova (CP1, CP2 e CP3) com teor de umidade estipulado de 30,5%



Fonte: Autoria própria (2021)

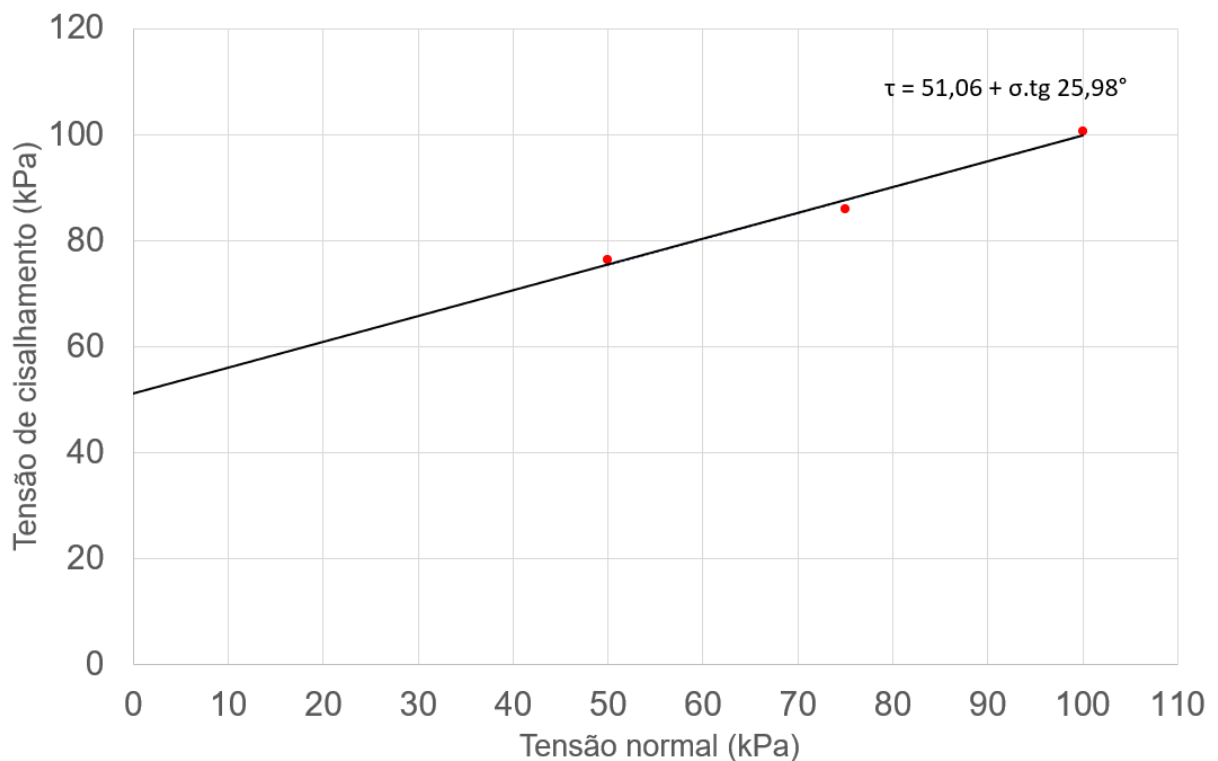
Observou-se nas três curvas do Gráfico 10 um comportamento similar entre elas e que, pode-se dizer que corresponde ao tipo de ruptura frágil do material. Dessa forma, os valores de tensão de cisalhamento utilizados para traçar a envoltória de resistência correspondem aos valores de tensão de cisalhamento máxima (equivalente ao pico de cada curva) apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 - Tensões de ruptura dos corpos de prova ensaiados com teor de umidade de 30,5%

Corpo de prova	Tensão normal (kPa)	Tensão de cisalhamento máxima (kPa)
1	50	76,30
2	75	85,84
3	100	100,66

Fonte: Autoria própria (2021)

O Gráfico 11 mostra as envoltórias de resistência do solo compactado com teor de umidade de 30,5%. A equação da reta correspondeu a envoltória de resistência (destacada em vermelho), dessa forma obteve-se uma coesão de 51,06 kPa e um ângulo de atrito de 25,98°.

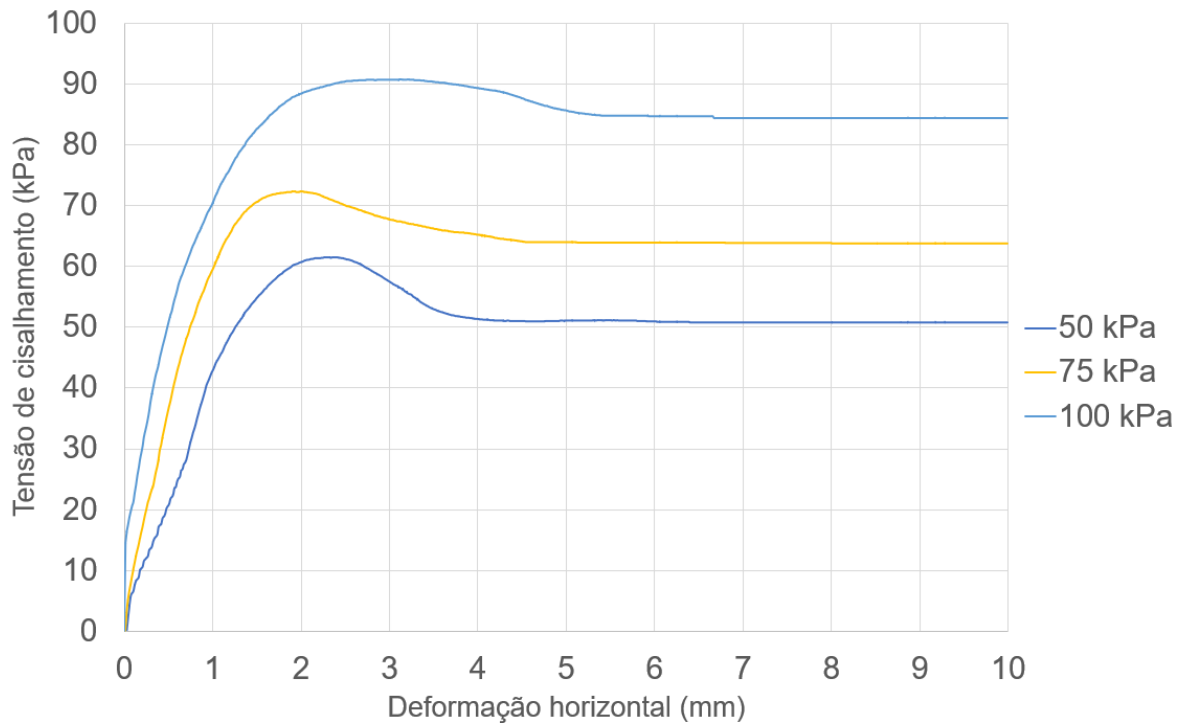
Gráfico 11 - Envoltória de resistência do solo compactado com teor de umidade estipulado de 30,5%

Fonte: Autoria própria (2021)

Já para os corpos de prova CP4, CP5 e CP6 as curvas de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento horizontal estão apresentadas no Gráfico 12. Comparando-se os Gráfico 10 com o Gráfico 12, observa-se que ocorre uma redução nos valores das tensões cisalhantes para os corpos de prova com teor de umidade estipulado de 32,5% em relação aos corpos de prova com teor de umidade estipulado

de 30,5%. Assim como no Gráfico 10, as três curvas do Gráfico 12 apresentam comportamento similar entre elas e que corresponde ao tipo de ruptura frágil do material.

Gráfico 12 – Tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal para os corpos de prova (CP4, CP5 e CP6) com teor de umidade estipulado de 32,5%



Fonte: Autoria própria (2021)

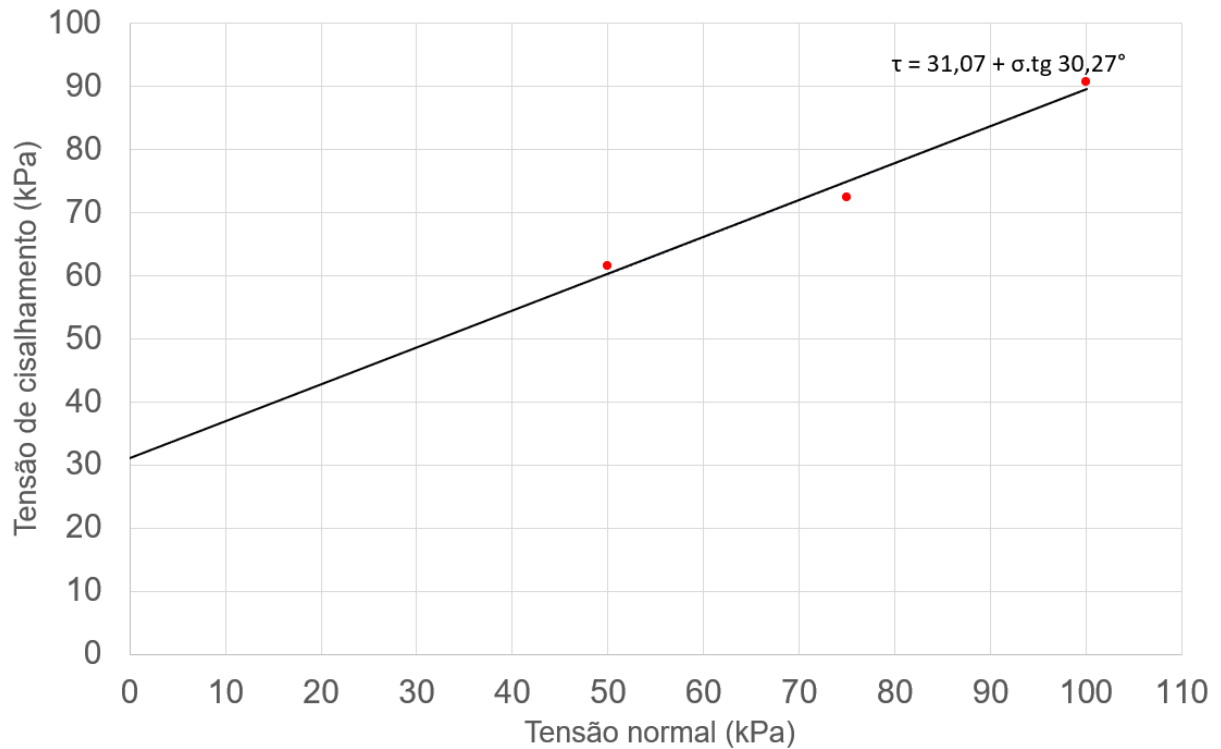
A Tabela 14 apresenta os valores de tensão de cisalhamento máxima referentes às curvas de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal da amostra de solo compactada com um teor de umidade estipulado de 32,5%. Dessa forma foi possível traçar a envoltória de resistência do solo baseado no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, como mostra o Gráfico 13.

Tabela 14 - Tensões de ruptura dos corpos de prova ensaiados com teor de umidade de 32,5%

Corpo de prova	Tensão normal (kPa)	Tensão de cisalhamento máxima (kPa)
4	50	61,53
5	75	72,29
6	100	90,72

Fonte: Autoria própria (2021)

Gráfico 13 - Envoltória de resistência do solo compactado com teor de umidade estipulado de 32,5%

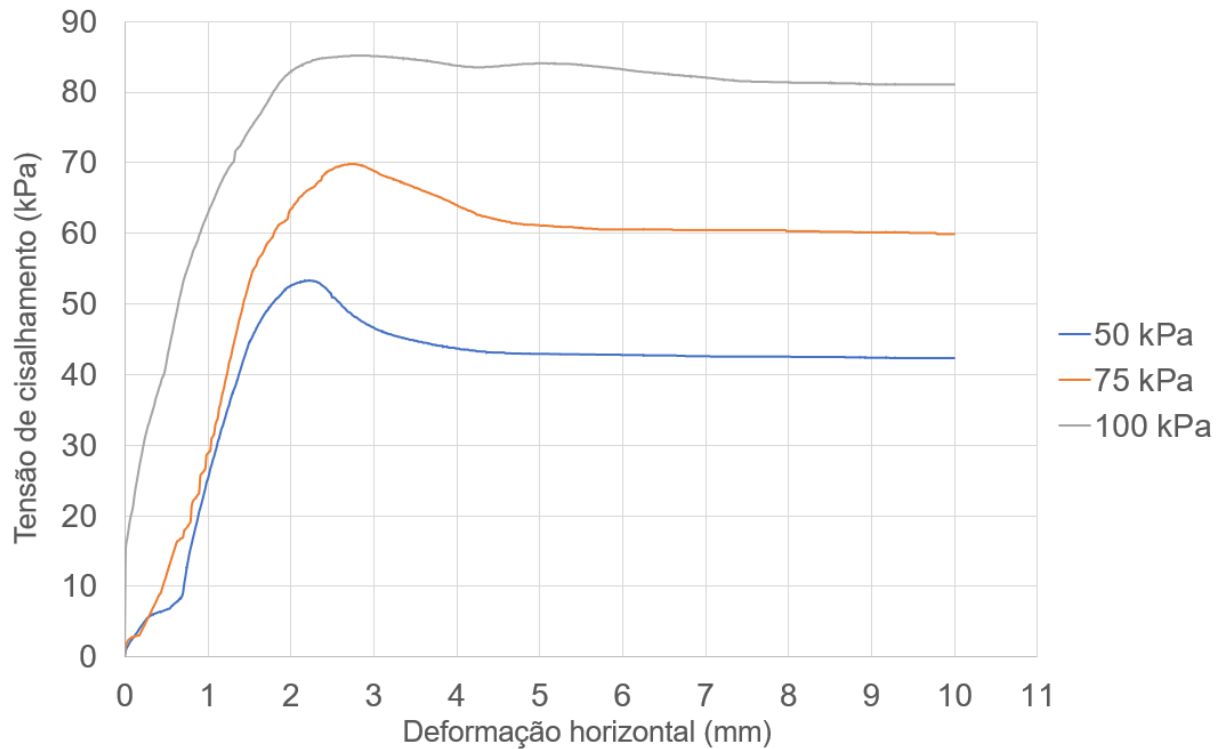


Fonte: Autoria própria (2021)

Da envoltória de resistência do Gráfico 13, destacada em vermelho, obteve-se uma coesão de 31,07 kPa e um ângulo de atrito de 30,27°. Nota-se que o aumento do teor de umidade na compactação, do ramo seco para a condição ideal de compactação, resultou uma diminuição da coesão e um aumento no ângulo de atrito.

O Gráfico 14 apresenta as curvas de tensão de cisalhamento *versus* deslocamento horizontal para os corpos de prova CP7, CP8 e CP9. Pode-se observar que os valores de tensão de cisalhamento para os corpos de prova com teor de umidade estipulado de 34,5% apresentaram uma queda em relação aos corpos de prova com teor de umidade estipulado de 30,5% e 32,5%.

Gráfico 14 - Tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal para os corpos de prova (CP7, CP8 e CP9) com teor de umidade estipulado de 34,5%



Fonte: Autoria própria (2021)

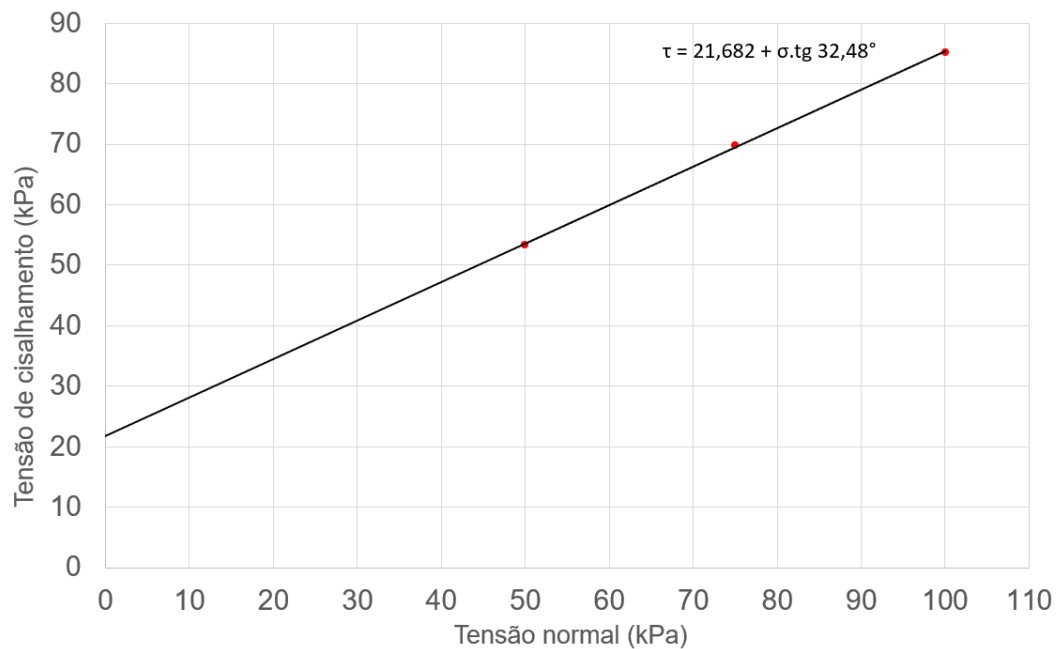
A Tabela 15 mostra as tensões cisalhantes máximas para traçar a envoltória de resistência do solo compactado a um teor de umidade estipulado de 34,5%. Com isso, o traçado da envoltória de resistência do solo se apresenta no Gráfico 15.

Tabela 15 - Tensões de ruptura dos corpos de prova ensaiados com teor de umidade de 34,5%

Corpo de prova	Tensão normal (kPa)	Tensão de cisalhamento máxima (kPa)
7	50	53,30
8	75	69,84
9	100	85,13

Fonte: Autoria própria (2021)

Gráfico 15 - Envoltória de resistência do solo compactado com teor de umidade estipulado de 34,5%



Fonte: Autoria própria (2021)

O Gráfico 15 destaca, em vermelho, a equação da envoltória de resistência. Dessa forma, solos compactados a um teor de umidade estipulado de 34,5% apresentaram uma coesão de 21,68 kPa e um ângulo de atrito de 32,48°.

Portanto, os parâmetros mecânicos (coesão e ângulo de atrito) foram determinados a partir das envoltórias de resistência ao cisalhamento do solo compactado com diferentes teores de umidade. A Tabela 16 apresenta um resumo dos valores encontrados para alguns parâmetros físicos como teor de umidade médio e peso específico natural assim como os valores dos parâmetros mecânicos como coesão e ângulo de atrito para as diferentes condições de compactação do solo (ramo seco, condição ideal e ramo úmido).

Tabela 16 - Parâmetros mecânicos de resistência dos solos

Características do solo	Condição de Compactação		
	Ramo seco	Condição ideal	Ramo úmido
Teor de umidade (%)	30,4	32,9	34,1
Peso específico natural (kN/m ³)	17,7	17,9	18,1
Coesão (kPa)	51,06	31,07	21,68
Ângulo de atrito (°)	25,98	30,27	32,48

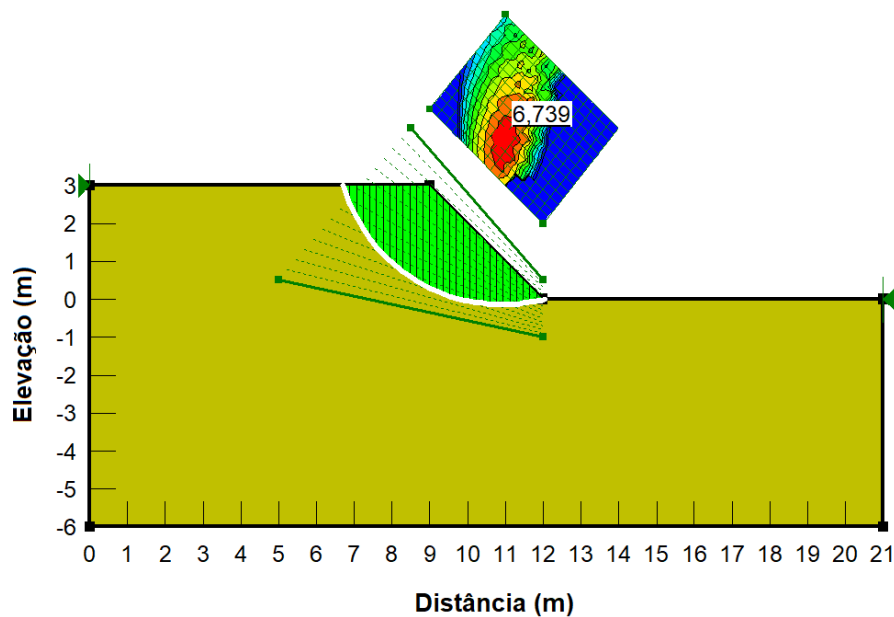
Fonte: Autoria própria (2021)

Observa-se na Tabela 16 que, de forma geral, o aumento do teor de umidade impacta diretamente nos parâmetros mecânicos, confirmando as informações de Bueno e Vilar (1979) e Seed e Chan (1958 *apud* OLIVEIRA, 2004c). Conforme os resultados deste trabalho, nota-se que a coesão diminui enquanto que o ângulo de atrito aumenta em função dos acréscimos no teor de umidade do solo. Este mesmo comportamento também foi observado nos trabalhos de Martins (2017) e Oliveira (2019b) embora os autores tenham realizado ensaios com solos cuja classificação diferem do solo utilizado na presente pesquisa.

5.4 Análise de estabilidade de taludes

A Figura 29 ilustra um dos resultados apresentados na análise de estabilidade através do software GeoStudio (Slope/W), versão estudantil gratuita da fabricante GEOSLOPE International Ltda. O talude hipotético é composto por solo compactado (teor de umidade encontra-se no ramo seco da curva) com 3,0 metros de altura e inclinação 1:1. Nesse caso, o Fator de Segurança da seção do talude foi determinada por meio do Método de Fellenius.

Figura 29 - Análise de estabilidade através do software GeoStudio (Slope/W)



Fonte: Autoria própria (2021)

Ainda na Figura 29, pode-se observar que o Fator de Segurança de 6,739 foi encontrado pela função “Grid and Radius” do software *GeoStudio (Slope/W)*, no qual, retornou a superfície crítica destacada na cor verde e a área de abrangência do centro das superfícies de ruptura, sendo em vermelho as posições mais críticas.

O modelo de lançamento apresentando na Figura 29 seguiu para as demais seções dos taludes hipotéticos, sendo que o software permite a variação das características do solo (coesão, ângulo de atrito e peso específico natural) e dos Métodos de Equilíbrio Limite (Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu). A Tabela 17 reúne os resultados das análises de estabilidade de taludes por meio de diferentes geometrias e diferentes métodos determinísticos, em que todos são compostos por solo compactado no ramo seco.

Tabela 17 - Fator de Segurança para taludes compostos por solo compactado no ramo seco

Parâmetros de resistência do solo		Parâmetros geométricos do talude		Métodos determinísticos de estabilidade		
Hipótese	Características do solo compactado	Altura (m)	Inclinação (L:H)	FS - Fellenius	FS - Bishop Simplificado	FS - Janbu
Talude A		3,00	1:1	6,739	6,783	6,806
		3,00	2:3	6,114	6,090	6,323
		3,00	1:2	5,675	5,622	5,959
		3,00	1:3	5,237	5,198	5,516
	Peso específico: 17,7 kN/m ³	5,00	1:1	4,456	4,471	4,484
		5,00	2:3	3,981	3,960	4,100
		5,00	1:2	3,703	3,641	3,828
		5,00	1:3	3,416	3,352	3,571
	Coesão: 51,06 kPa	7,00	1:1	3,415	3,468	3,451
		7,00	2:3	3,050	3,031	3,129
		7,00	1:2	2,829	2,792	2,929
		7,00	1:3	2,602	2,527	2,712
	Ângulo de atrito: 25,98°	9,00	1:1	2,855	2,905	2,858
		9,00	2:3	2,516	2,514	2,580
		9,00	1:2	2,336	2,307	2,417
		9,00	1:3	2,141	2,080	2,231

Fonte: Autoria própria (2021)

Os valores de Fator de Segurança (FS) apresentados na Tabela 17 podem ser classificados de acordo com a NBR11682: 2009 (ABNT, 2009) como nível alto de segurança ($FS \geq 1,5$). Quando se compara os métodos determinísticos utilizados, o Método de Bishop Simplificado tende a ser o mais conservador devido a aplicação do fator de correção, resultando em menores valores de Fator de Segurança, embora a

diferença ainda seja pequena em relação aos Métodos de Fellenius e Janbu, que em alguns casos apresentam valores menores.

Para taludes compostos por solo compactado na condição ideal de compactação os resultados da análise de estabilidade, apresentados na Tabela 18, mostram a diminuição do Fator de Segurança quando comparado com os resultados da Tabela 17 para um talude com mesma geometria. Portanto, pode-se afirmar que taludes compostos por solo compactado no ramo seco apresentaram um aumento no Fator de Segurança em relação aos taludes compostos por solo compactado na condição ideal. Essa condição certamente está associada com os parâmetros mecânico do solo já que, a coesão diminui e o ângulo de atrito aumenta em função do acréscimo do teor de umidade.

Tabela 18 - Fator de Segurança para taludes compostos por solo compactado na condição ideal

Parâmetros de resistência do solo		Parâmetros geométricos do talude		Métodos determinísticos de estabilidade			
Hipótese	Características do solo compactado	Altura (m)	Inclinação (L:H)	FS - Fellenius	FS - Bishop Simplificado	FS - Janbu	
Talude B	Peso específico: 17,9 kN/m ³	3,00	1:1	4,614	4,666	4,668	
		3,00	2:3	4,125	4,112	4,242	
		3,00	1:2	3,840	3,785	3,983	
		3,00	1:3	3,504	3,431	3,656	
		5,00	1:1	3,196	3,241	3,200	
		5,00	2:3	2,823	2,796	2,874	
		5,00	1:2	2,603	2,557	2,675	
		5,00	1:3	2,391	2,316	2,477	
	Coesão: 31,07 kPa	7,00	1:1	2,562	2,627	2,554	
		7,00	2:3	2,237	2,249	2,283	
		Ângulo de atrito: 30,27°	7,00	1:2	2,068	2,023	2,109
			7,00	1:3	1,864	1,818	1,922
			9,00	1:1	2,187	2,255	2,188
			9,00	2:3	1,902	1,911	1,922
		9,00	1:2	1,746	1,721	1,779	
		9,00	1:3	1,579	1,526	1,615	

Fonte: Autoria própria (2021)

Na Tabela 18, observa-se que os valores de Fator de Segurança para todos os casos estudados apresentam um nível alto de segurança ($FS \geq 1,5$) de acordo com as classificações sugeridas pela NBR11682:2009 (ABNT, 2009). Em relação aos métodos determinísticos, o Método de Bishop Simplificado tende a ser o mais conservador, tendendo a apresentar menores valores de FS, assim como para taludes compostos por solo compactado no ramo seco.

Já para taludes compactados no ramo úmido os resultados da análise de estabilidade, apresentados na Tabela 19, mostraram uma diminuição nos valores de Fator de Segurança quando se compara com os resultados de taludes de mesma geometria no ramo seco (Tabela 17) e na condição ideal de compactação (Tabela 18).

Tabela 19 - Fator de Segurança para taludes compostos por solo compactado no ramo úmido

Parâmetros de resistência do solo		Parâmetros geométricos do talude		Métodos determinísticos de estabilidade			
Hipótese	Características do solo compactado	Altura (m)	Inclinação (L:H)	FS - Fellenius	FS - Bishop Simplificado	FS - Janbu	
Talude C		3,00	1:1	3,601	3,662	3,684	
		3,00	2:3	3,211	3,205	3,279	
		3,00	1:2	2,943	2,912	3,032	
		3,00	1:3	2,691	2,636	2,796	
	Peso específico: 18,1 kN/m ³	5,00	1:1	2,592	2,581	2,652	
		5,00	2:3	2,251	2,260	2,279	
		5,00	1:2	2,070	2,053	2,120	
	Coesão: 21,68 kPa	5,00	1:3	1,902	1,865	1,953	
		7,00	1:1	2,136	2,202	2,124	
		7,00	2:3	1,841	1,855	1,865	
	Ângulo de atrito: 32,48°	7,00	1:2	1,680	1,668	1,705	
		7,00	1:3	1,518	1,471	1,554	
		9,00	1:1	1,873	1,933	1,858	
		9,00	2:3	1,589	1,610	1,598	
			9,00	1:2	1,458	1,442	1,474
			9,00	1:3	1,308	1,269	1,334

Fonte: Autoria própria (2021)

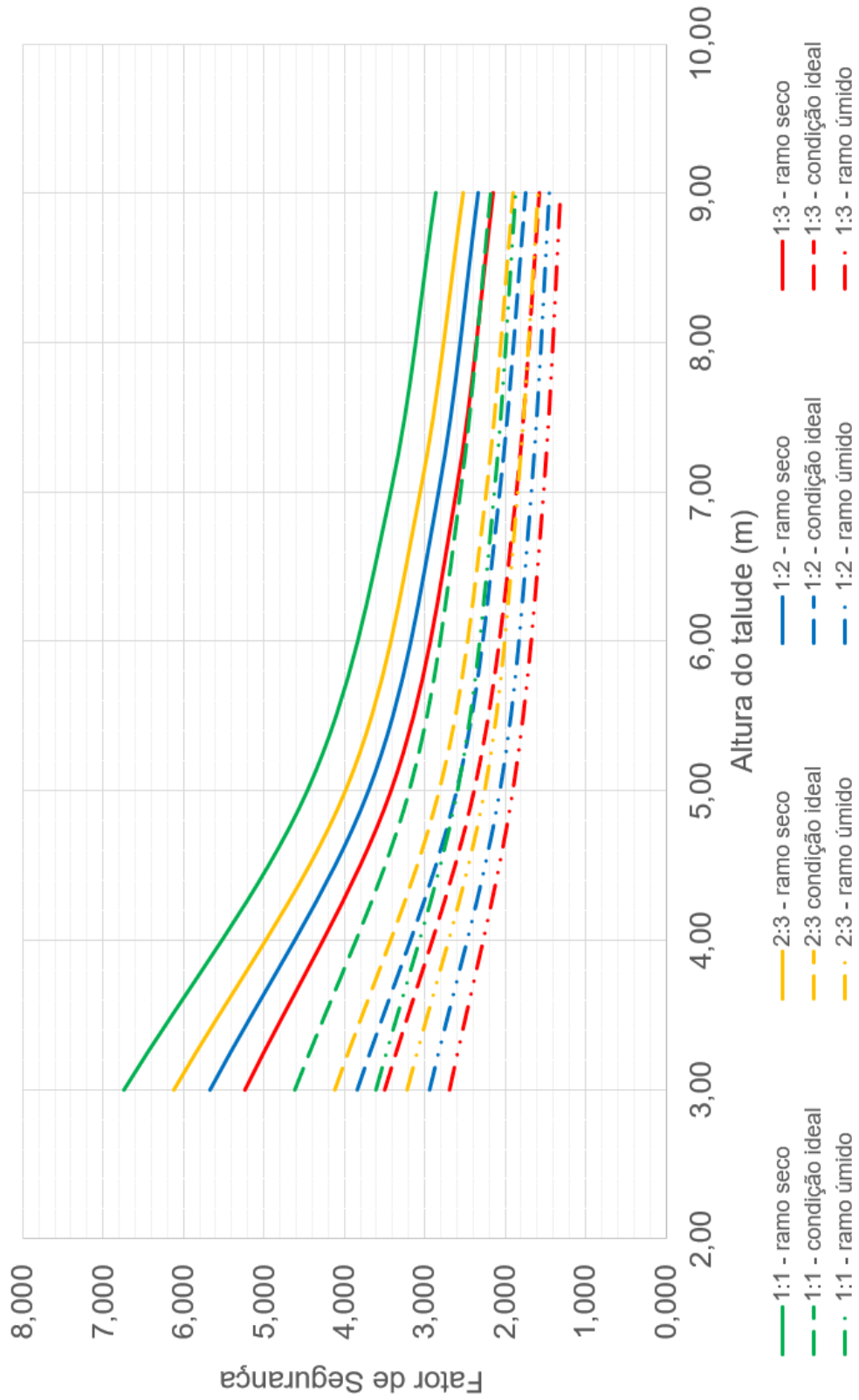
Conforme os Fatores de Segurança mostrados na Tabela 19, observa-se que taludes com 3,00; 5,00 e 7,00; 9,00 metros de altura apresentam um nível alto de segurança ($FS \geq 1,5$), porém taludes com 9,00 metros de altura e inclinação 1:3 apresentaram um baixo nível de segurança ($1,2 \leq FS \leq 1,4$). Já no caso de taludes que possuem 7,00 e 9,00 metros de altura e com inclinações de, respectivamente, 1:3 e 1:2 apresentam um nível médio de segurança ($1,4 \leq FS \leq 1,5$). Em relação os métodos determinísticos, o Método de Bishop Simplificado tende a ser o mais conservador, com menores valores de FS, assim como para taludes compactados no ramo seco e na condição ideal.

Também é possível notar com a partir dos resultados apresentados na Tabela 19 que, taludes compostos por solo compactado no ramo úmido apresentam valores menores de Fator de Segurança quando comparados com taludes compostos por solo compactado no ramo seco (Tabela 17) e na condição ideal (Tabela 18). Dessa forma, pode-se afirmar que, para essas condições, taludes compostos por solo compactado

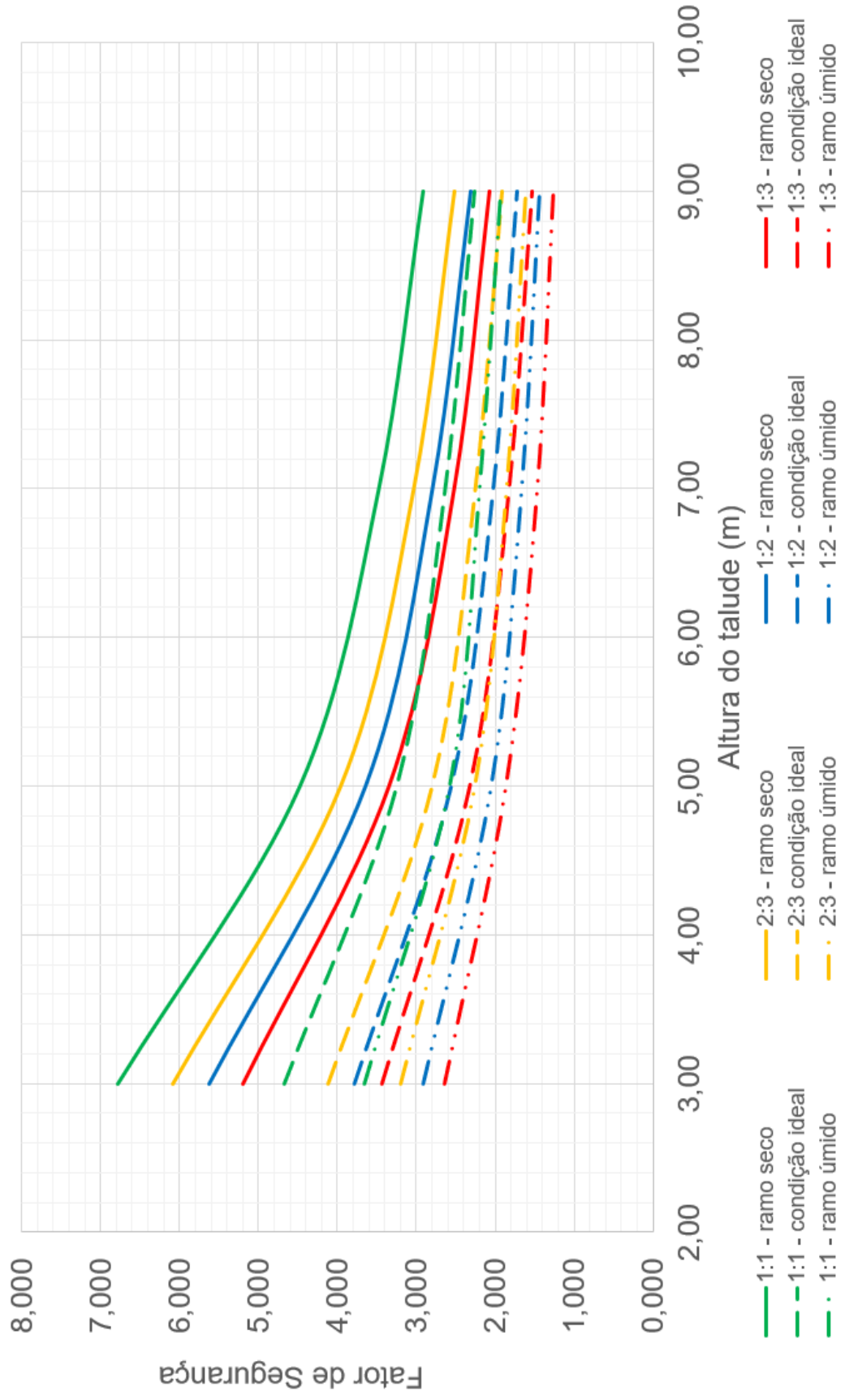
no ramo úmido apresentam menor estabilidade que taludes de solo compactado no ramo seco e na condição ideal. Esse comportamento pode estar associado com o teor de umidade e grau de saturação do solo compactado no ramo úmido já que esses valores são superiores se comparados com o solo compactado no ramo seco e na condição ideal (Quadro 4 ao Quadro 6).

Com isso, representando graficamente os dados reunidos nas Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19 foi possível traçar ábacos para demonstrar a influência das características geométricas das seções dos taludes no Fator de Segurança. Os ábacos estão representados pelo Gráfico 16a, Gráfico 16b e Gráfico 16c, nos quais analisam a segurança do talude em função das variações de altura.

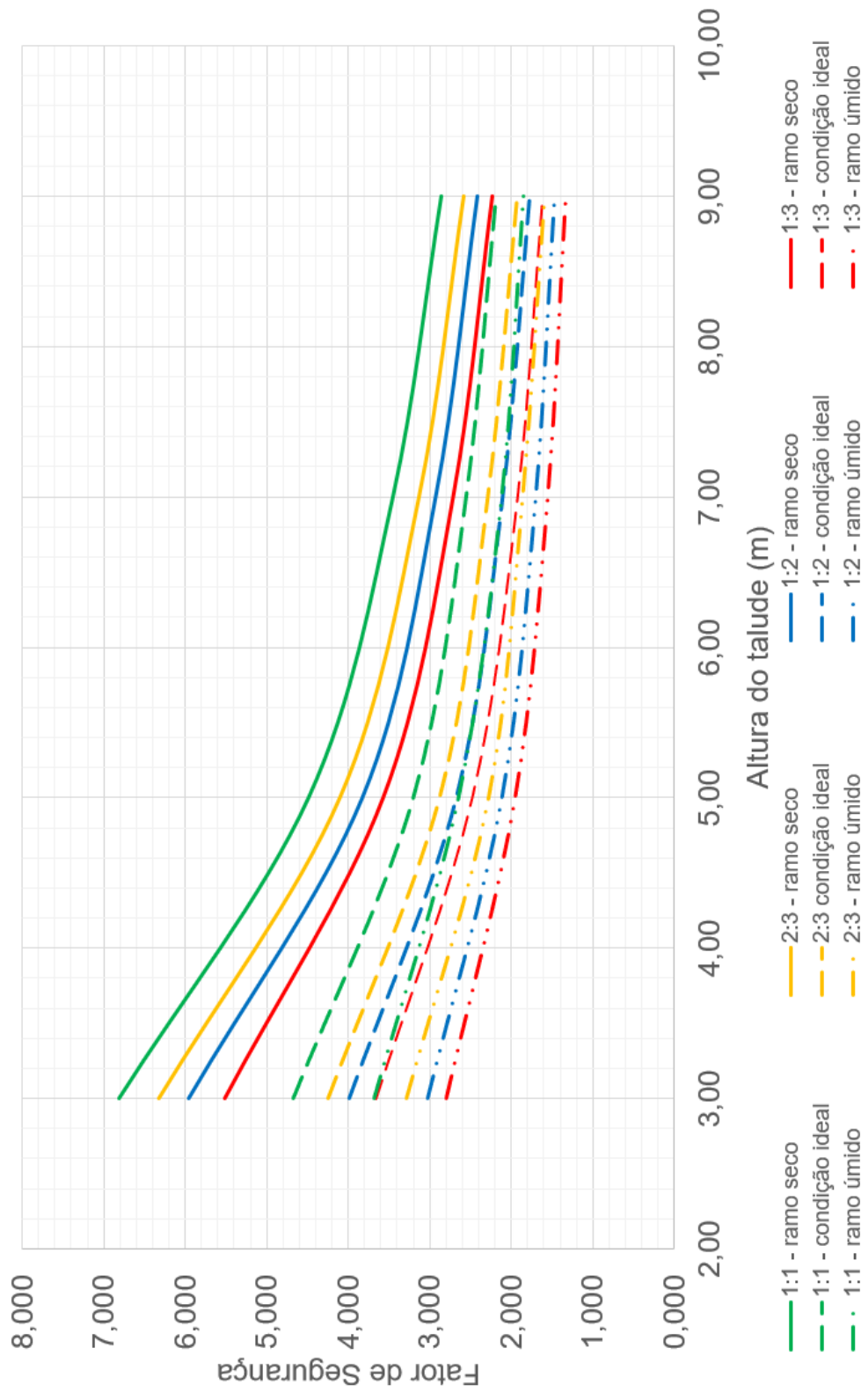
Gráfico 16 - Fator de Segurança versus Altura do talude pelo (a) Método de Fellenius, (b) Bishop Simplificado e (c) Janbu



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autoria própria (2021)

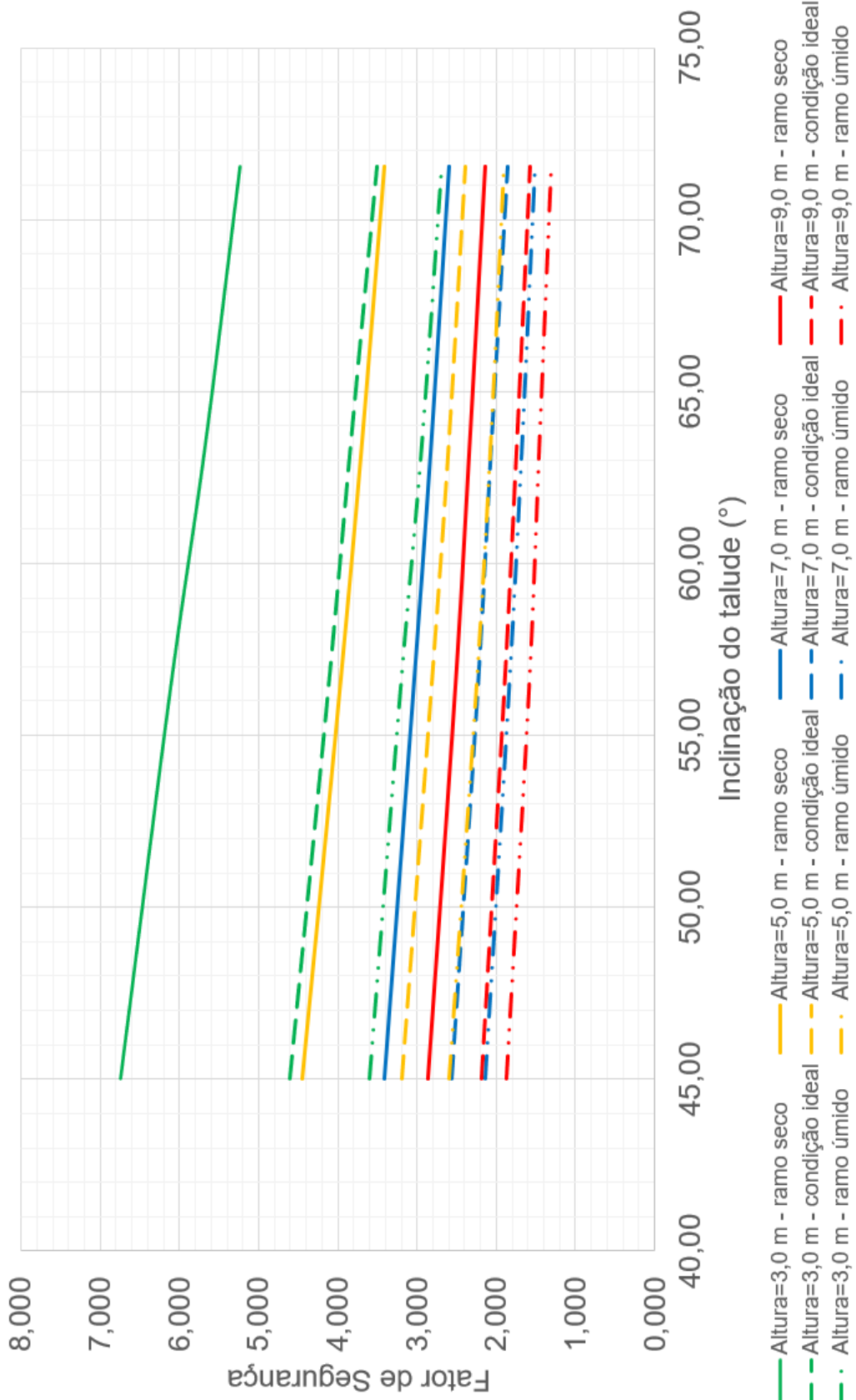
Conforme o esperado, observa-se no Gráfico 16a, Gráfico 16b e Gráfico 16c que o aumento da altura do talude resulta na diminuição do Fator de Segurança. Verifica-se que quando o talude aumenta sua altura de 3,0 metros para 5,0 metros o valor de FS sofre redução em aproximadamente 35%. Já o aumento na altura do talude de 3,0 para 7,0 metros o valor do FS sofre reduções em aproximadamente 50%. Maiores sensibilidades foram verificadas no aumento da altura de 3,0 para 9,0 metros, chegando a reduzir aproximadamente 58% do valor de FS.

Também é possível notar que ocorre uma redução nos Fatores de Segurança dos taludes compostos por solo compactado no ramo seco (representado por linha contínua) em relação aos taludes compostos por solo compactado na condição ideal (representado por linha tracejada) e no ramo úmido (representado por linha tracejada e dois pontos). Foi verificado que taludes compostos por solo compactado no ramo seco quando comparado com taludes compostos pro solo compactados na condição ideal podem sofrer reduções no valor de FS de aproximadamente 25 a 32%. Já taludes compostos por solo compactado na condição ideal quando comparados com taludes compostos por solo compactados no ramo úmido podem sofrer reduções no valor de FS que variam de aproximadamente 14 a 23%. O valor de FS apresentou maior sensibilidade quando comparado taludes compactados no ramo seco com taludes compactados no ramo úmido, chegando a reduzir de aproximadamente 38 a 50%.

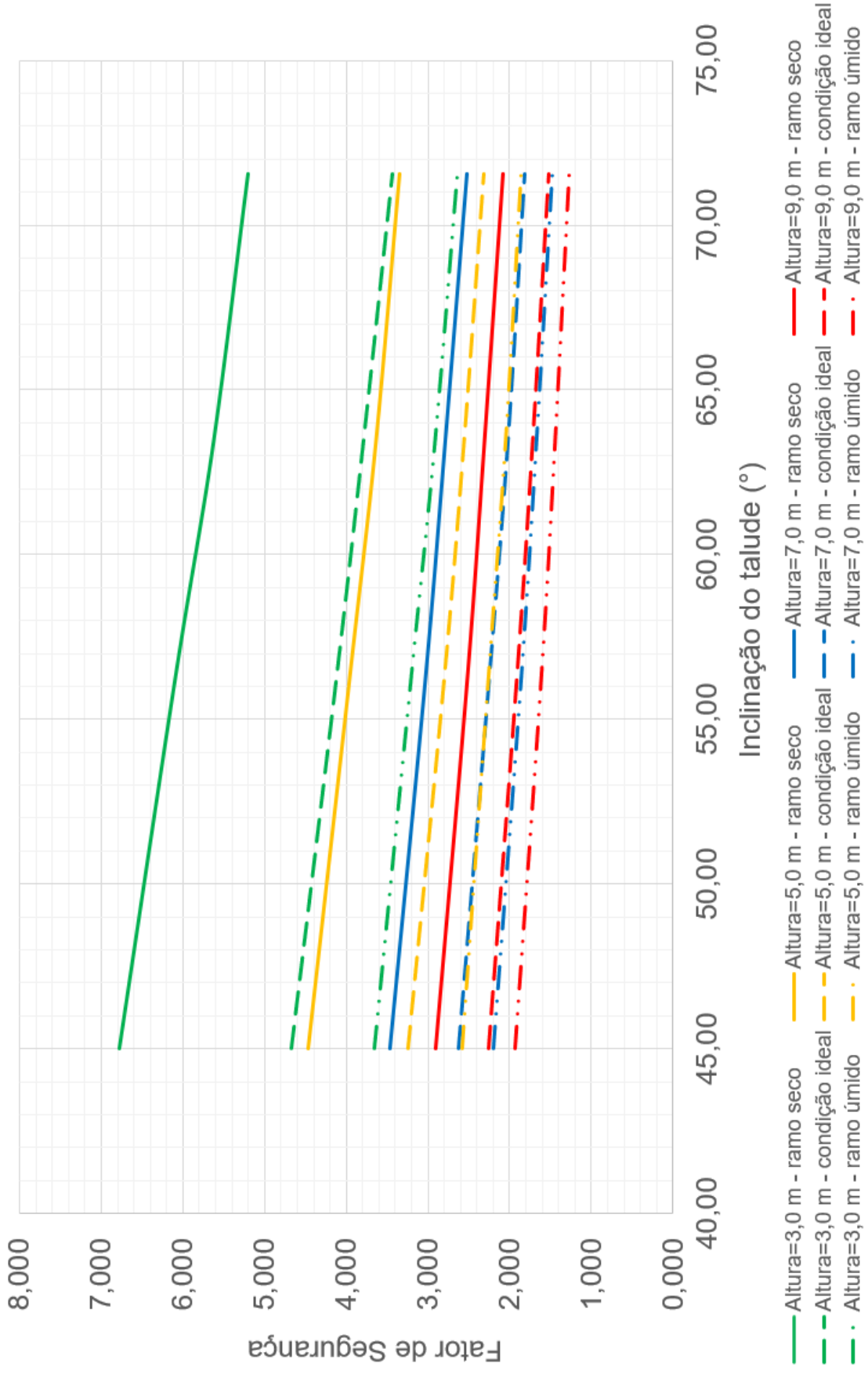
Comparando o Gráfico 16a, Gráfico 16b e Gráfico 16c, observa-se uma pequena diferença nos valores de FS encontrados pelos três métodos determinísticos (Fellenius, Bishop Simplificado e Janbu) para um talude de mesmas características geométricas e condição de compactação do solo. De modo geral, para taludes com solo compactado no ramo seco (representado por linha contínua), na condição ideal (representado por linha tracejada) e no ramo úmido (representado por linha tracejada e dois pontos) o Método de Bishop Simplificado apresentou os menores valores de FS, já o Método de Janbu apresentou os maiores valores de FS. Sendo possível notar através do Gráfico 16b que as curvas estão mais deslocadas para baixo, enquanto que no Gráfico 16c as curvas encontram-se mais deslocadas para cima.

Também foi possível avaliar o Fator de Segurança (apresentados na Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19) em função das inclinações dos taludes com a elaboração de ábacos, os quais encontram-se representados pelo Gráfico 17a, Gráfico 17b e Gráfico 17c.

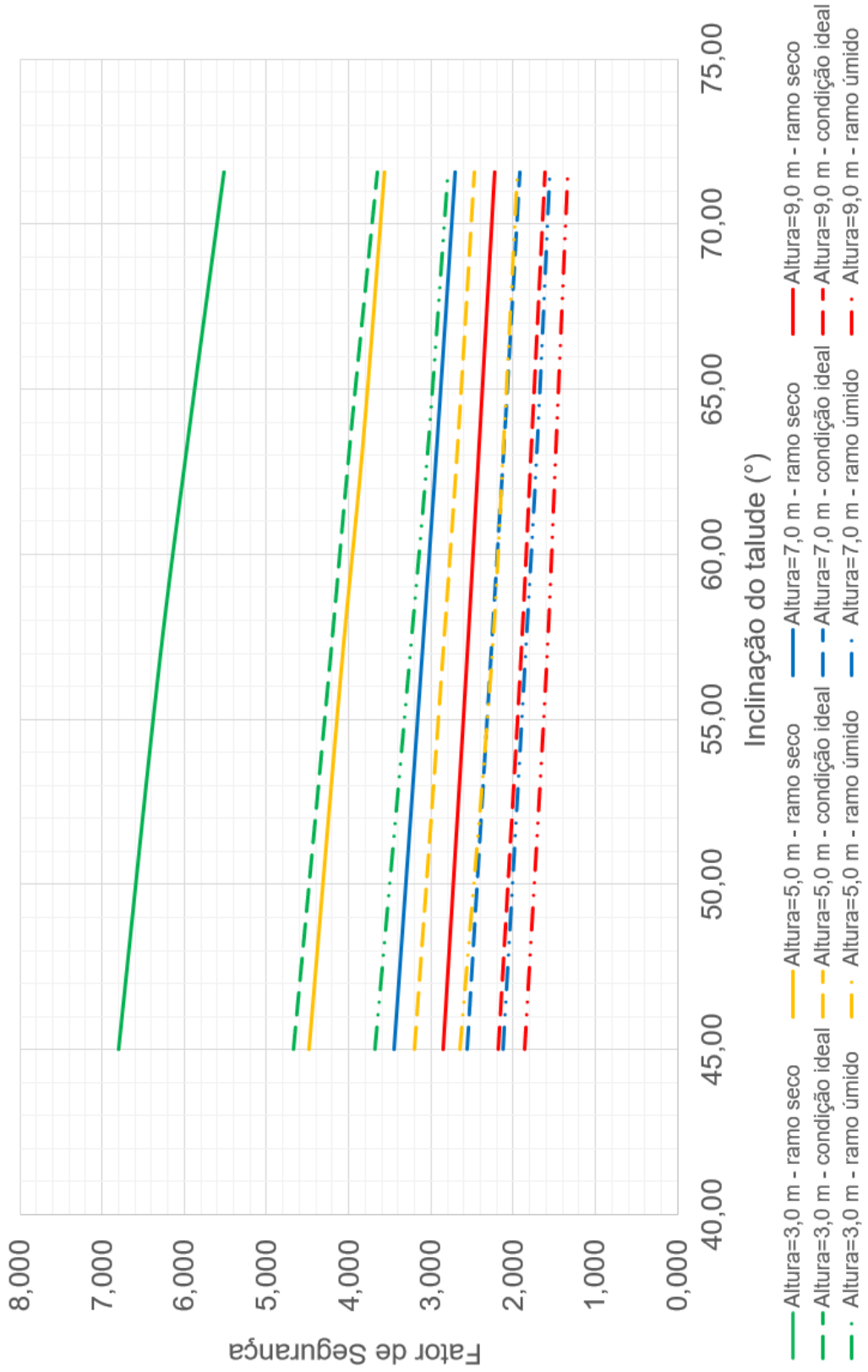
Gráfico 17 - Fator de Segurança versus Inclinação do talude pelo (a) Método de Fellenius, (b) Bishop Simplificado e (c) Janbu



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autoria própria (2021)

No Gráfico 17a, Gráfico 17b e Gráfico 17c observa-se por meio da queda do Fator de Segurança que o aumento da inclinação diminui a estabilidade do talude. Foi verificado que taludes com 3,0; 5,0; 7,0 e 9,0 metros de altura ao sofrer aumento na inclinação de 1:1 para 2:3 tem o valor de FS diminuído em aproximadamente 9% a 16%, sendo que a maior sensibilidade foi verificada em taludes com 9,0 metros de altura e composto por solo compactado no ramo úmido, com FS chegando a reduzir 16,71% no aumento da inclinação de 1:1 para 2:3 utilizando o Método de Bishop Simplificado.

No aumento da inclinação de 2:3 para 1:2 os taludes com altura de 3,0; 5,0; 7,0 e 9,0 metros apresentaram uma redução no valor de FS de aproximadamente 6 a 10%. Já no aumento da inclinação de 1:2 para 1:3 em taludes com 3,0; 5,0; 7,0 e 9,0 metros de altura o valor de FS chegou a reduzir em aproximadamente 7 a 12%.

O talude com 3,00 metros de altura, inclinação de 1:1 (45°) e compactado no ramo seco foi o que se mostrou mais estável utilizando o Método de Janbu (Gráfico 16c e Gráfico 17c), com Fator de Segurança de 6,806. Já o talude de 9,00 metros, com inclinação 1:3 ($71,56^\circ$), compactado no ramo úmido foi o que se mostrou mais instável utilizando o Método de Bishop Simplificado (Gráfico 16b e Gráfico 17b), com Fator de Segurança de 1,269. De acordo com a NBR11682: 2009 (ABNT, 2009) o talude mais instável avaliado nesta pesquisa se enquadra no nível baixo de segurança ($1,4 \leq FS \leq 1,2$), o qual dependerá do nível de segurança do meio.

Dessa forma, os ábacos desta pesquisa permitem avaliar a estabilidade de seções de taludes hipotéticos com alturas de 3,00 a 9,00 metros e inclinações de 1:1 (45°) a 1:3 ($71,56^\circ$) constituídos por solo típico da região Norte Central do Paraná compactado no ramo seco, na condição ideal ou no ramo úmido. De modo geral, observa-se que taludes com inclinações de 1:1 e altura superior à 3,00 metros tendem resultar em valores ainda maiores de Fator de Segurança enquanto que taludes com 9,00 metros de altura e inclinação superior à 1:3 ($71,56^\circ$) tendem a atingir valores mais baixos de Fator de Segurança. Esse comportamento pode estar associado com as características do solo compactado e com as características da geometria da seção do talude.

6 CONCLUSÕES

Na Geotecnia, a análise de estabilidade de taludes pode ser utilizada na prevenção de escorregamentos em áreas urbanas ou rurais ou até mesmo na correção de taludes artificiais ou naturais compostos por solos. Como os estudos de análise de estabilidade de taludes dependem das características do material (solo) e da geometria da seção do talude, esse processo faz com que que tenha um campo favorável para desenvolvimento de pesquisas em regiões com diferentes formações geológicas e geomorfológicas.

Nesse sentido, as análises de estabilidade de taludes conduzidas no presente trabalho com auxílio do *software Slope/W*, permitiu avaliar a influência das características de compactação do solo, de resistência ao cisalhamento do solo e das características geométricas do talude no Fator de Segurança. De modo geral pode-se concluir que o aumento na altura do talude resulta na diminuição do Fator de Segurança assim como o aumento na inclinação do talude também contribui para decréscimos nos valores de Fator de Segurança. Além disso, taludes compostos por solos compactados no ramo seco apresentam maior Fator de Segurança em relação ao solo compactado no ramo úmido e na condição ideal (pico da curva de compactação), já taludes compactados no ramo úmido apresentam os menores valores de Fator de Segurança em relação as demais características de compactação avaliadas.

Ainda na análise de estabilidade de taludes foram avaliados os diferentes Métodos do Equilíbrio Limite (Fellenius, Bishop Simplificado e Janbu) verificando, através do *software Slope/W*, os métodos mais conservadores em relação a obtenção do Fator de Segurança. Comparando todas as análises de estabilidade nos taludes avaliados, observou-se uma tendência mais conservadora para o Método de Bishop Simplificado, oferecendo os menores valores de Fator de Segurança, ainda que, em alguns casos os Métodos de Fellenius e Janbu se mostraram mais conservadores.

Por fim, foram produzidos ábacos para auxiliar na estimativa do Fator de Segurança em relação às variações nas características geométricas dos taludes e nas características do solo compactado, podendo estes servir de apoio para outros trabalhos sobre análises de estabilidade de taludes na região Norte Central do Paraná.

Esses ábacos poderão ser úteis para estudos e projetos que pretendem executar talude artificial (corte e/ou aterro) num local em que o solo apresente essas mesmas características (físicas e mecânicas), como é o caso da região Norte Central do Paraná. Como exemplo dessa aplicação, pode-se citar a ampliação ou construção de um trecho de rodovia, podendo ser necessária implantar taludes de corte e/ou aterro.

Tendo como objetivo possibilitar a continuidade da pesquisa realizada são propostas algumas sugestões para futuros trabalhos de modo a aperfeiçoar os estudos apresentados nesse trabalho, como:

- Realizar ensaios de cisalhamento direto na condição inundada (solo compactado ramo seco, condição ideal e ramo úmido);
- Determinar a envoltória de resistência ao cisalhamento do solo na condição não saturada;
- Avaliar dados de precipitação pluviométrica para o município de Apucarana a fim de avaliar a estabilidade do talude para diferentes condições de saturação;
- Analisar a estabilidade de seções hipotéticas do talude a partir da simulação de infiltração de água no maciço terroso para diferentes épocas do ano.

7 REFERÊNCIAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080/D3080M**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, PA, 2011.

ANDRADE, A. C. O. T.; DANTAS, E. S.; DIAS, L. K. L.; ARAÚJO, M. E. P.; SILVA, M. J. **Geotecnia**: fundações e obras de terra. Cadernos de graduação: Engenharia Civil. Sergipe, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502**: Rochas e solos – terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

_____. **ABNT NBR 11682**: Estabilidade de encostas. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 33 p.

_____. **ABNT NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a. 5 p.

_____. **ABNT NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b. 5 p.

_____. **ABNT NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c. 9 p.

_____. **ABNT NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016d. 9 p.

_____. **ABNT NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016e. 8 p.

_____. **ABNT NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016f. 12 p.

_____. **ABNT NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. 2ª ed. Rio de Janeiro: ABNT, 2016g. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE RESÍDUOS SÓLIDOS. Deslizamentos em aterros sanitários. **Limpeza pública**, São Paulo, n.101, 51p. 2019.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. *In*: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1992, Rio de Janeiro. **Anais[...]**. Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos solos, 1992. p. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O; VIRGILI, J. C. Estabilidade de taludes. *In*: OLIVEIRA, A. M. dos S.; BRITO, S. N. A. de. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

BARBOSA, C. R. B.; LIMA, H. M. **Resistência ao cisalhamento de solos e taludes vegetados com capim vetiver**. Revista Brasileira de Ciências do Solo, vol. 37, nº 1, Viçosa, 2013.

BARROS, P. L. A. **Obras de contenção: Manual técnico**. São Paulo: Maccaferri do Brasil, 2006. 219 p.

BONAFÉ, L. **Estudo da resistência de um solo residual de basalto estabilizado e reforçado**. 2004. 101 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ. Ijuí, 2004.

BRANDON, T.L.; DUNCAN, J.M.; WRIGHT, S.G. Mechanics of limit equilibrium procedures. *In*: **Soil strenght and slope stability**. Hoboken: John Wiley & Sons, New Jersey, 2nd Ed., 2014. p. 81–116.

BUENO, B. S.; VILAR, O. M. **Mecânica dos Solos**. São Carlos: EESC/USP, 1979.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987.

CARVALHO, P. A. S. **Manual de geotecnia: taludes de rodovia: orientação para diagnóstico e solução de seus problemas**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1991.

CENTRO DE DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO - ARTERIS. **Terraplanagem – Execução e corte**. Especificação técnica 106, dezembro, 2015.

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE ESTUDOS E PESQUISAS SOBRE DESASTRES - CEPED. **Atlas brasileiro de desastres naturais 1991 a 2010**. Volume Paraná. Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2011. Disponível em: <<http://www.ceped.pr.gov.br/arquivos/File/AtlasParana.pdf>>. Acesso em março de 2020.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à engenharia**. 2ª ed, São Paulo: Ed. USP, 1979.

CRAIG, A. M. de L. **Análise de suscetibilidade a instabilização de taludes rodoviários utilizando o método de talude infinito em ambiente SIG**. 2016. 149 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução All Tasks; revisão técnica: Pérsio Leister de Almeida Barros. 6 ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA E TRANSPORTE – DNIT. **Manual de pavimentação**. 3ª ed. Rio de Janeiro, 2006.

DUHIGG, Charles. **O poder do hábito: Por que fazemos o que fazemos na vida e nos negócios**. Tradução de Rafael Mantovani. Rio de Janeiro: Objetiva, 2012.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Latossolos**. Agência Embrapa de informação Tecnológica. Disponível em: <https://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/solos_tropicais/arvore/CONTAG01_11_2212200611540.html> Acesso em: 01 out. 2020.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Nitossolos Vermelhos**. Agência Embrapa de informação Tecnológica. Disponível em: <https://www.agencia.cnptia.embrapa.br/gestor/solos_tropicais/arvore/CONT000gn362ja102wx5ok0liq1mqelqj5hh.html> Acesso em: 01 out. 2020.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Terra roxa estruturada**. Agência Embrapa de informação Tecnológica. Disponível em: <https://www.agencia.cnptia.embrapa.br/Agencia16/AG01/arvore/AG01_98_10112005101957.html> Acesso em: 05 set. 2020.

FARAH, F. **Habitação e encostas no Brasil**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas: FINEP, 2003.

FERNANDES, M. A. **Estudo dos mecanismos de instabilização de um talude de solo arenoso não saturado localizado na região centro-oeste paulista**. 2016. 283 f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2016.

FERNANDES, M. A.; LUIZ, A. M. F. Perfilagem do subsolo no município de Apucarana – PR com base em dados de sondagens de simples reconhecimento com SPT. *In*: HOLZMANN, H. A. **As Engenharias frente a Sociedade, a Economia e o Meio Ambiente 2**. Ponta Grossa (PR): Atena Editora, 2019. p. 95-103.

FERREIRA, J. L. F. **Análise de estabilidade de taludes pelos métodos de Janbu e Spencer**. 2012. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

FRITSCHER, E. C. **Análise de estabilidade de talude**: estudo de caso no município de Teutônia/RS. 2016. 99 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Centro Universitário UNIVATES. Lajeado, 2016.

GARCIA, J. H. N.; LUIZ, A. M. F. Avaliação do potencial de colapsibilidade de solos argilosos do município de Apucarana-PR. *In*: ENCONTRO INTERNACIONAL DE PRODUÇÃO CIENTÍFICA, 11., 2019, **Anais [...]** Maringá: UNICESUMAR, 2019, p. 1-9.

GEO-SLOPE INTERNATIONAL LTD. **Seepage modeling with SEEP/W**. Calgary: Alberta, 2015.

GERSCOVICH, Denise. M. S., **Estabilidade de Taludes**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.

GOOGLE EARTH PRO. *In*: **Google Earth Pro**. Versão 7.3.3.7699. [S.l.]: Google, 2020. Disponível em: <https://www.google.com.br/intl/pt-BR_ALL/earth/versions/>. Acesso em: 22 set. 2020.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. São Paulo: Editora Blucher, 1983.

HIGHLAND, L. M.; BOBROWSKY, P. **O Manual de Deslizamento – Um Guia para a Compreensão de Deslizamentos**. U.S. Geological Survey, Reston, Virginia, 2008.

HORST, R. **Avaliação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciço terroso**. 2007. 129 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2007.

INSTITUTO DE TERRAS, CARTOGRAFIA E GEOLOGIA DO PARANÁ – ITCG. **Uso do Solo – Solo (ano 1999)**. Disponível em:<
http://www.geoitcg.pr.gov.br/geoitcg/pages/templates/initial_public.jsf?windowId=8a0
> Acesso em: 15 set. 2020.

JOLY, N. H. **Análise paramétrica da estabilidade de um talude**. 2014. 80 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2014.

Lima, G. L. de. **Influência da granulometria no comportamento de solos tropicais compactados**. GEOCENTRO, 2019. Brasília, 2019.

MACHADO, S. L.; MACHADO; M. de F. **Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios**. 167 f. Universidade Federal da Bahia – Escola Politécnica. Salvador, 1997.

MARTINS, A. F. **Parâmetros de resistência obtidos pelo ensaio de cisalhamento direto de um solo arenoso, inundado e não inundado**. 2017. 70 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina. Londrina, 2017.

MASSAD, F. **Obras de Terra: Curso básico de geotecnia**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

MATTOS, K. C. A. **Processos de instabilização em taludes rodoviários em solos residuais arenosos: estudo na Rodovia Castelo Branco (SP 280), Km 305 a 313**. 2009. 126 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A. **Geologia de Engenharia**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo, 1998a.

OLIVEIRA, A. D. de. **Estabilidade de talude de solo arenoso laterítico não saturado na condição indeformada e compactada**. 2019. 165 f. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Londrina. Londrina, 2019b.

OLIVEIRA, O. M. de. **Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado**. USP: São Paulo, 2004c.

OLIVEIRA, R. C. S. **Caracterização e avaliação do desempenho mecânico de um solo tratado com lama proveniente do beneficiamento de vidro visando sua aplicação para fins de pavimentação**. 2021. 121 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Apucarana, 2021d.

ORSI, R. N et. al. **Os 50 maiores acidentes geológico-geotécnicos na cidade do Rio de Janeiro entre 1966 e 2016**. Fundação Instituto de Geotécnica do Município do Rio de Janeiro, 2016.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SANTANNA, Jisela Aparecida. **Estudo do comportamento de solos artificiais em função da variação das características de sua fração grossa**. 1998. 160 f. Dissertação (Tese de Doutorado) - Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

STRAUSS, M. **Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre**. 1998. 122 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil Mechanics in engineering practice**. Wiley, New York, 3rd Ed., 1996.

UNITED STATE GEOLOGICAL SURVEY. **Landslides types and processes**. Virginia: U.S. Department of the Interior, 2004.

VIECILI, C. **Determinação dos parâmetros de resistência do solo de Ijuí a partir do ensaio de cisalhamento direto**. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul – UNIJUÍ. Ijuí, 2003.

WICANDER, R.; MONROE, J. S. **Fundamentos de geologia**. São Paulo: Cengage Learning, 2009.