



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CAMPUS RUSSAS
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

LETÍCIA MAURÍCIO SILVA LOPES

**CARACTERIZAÇÃO DE SOLO DE TALUDE DA CE-356 - ANÁLISE DE
ESTABILIDADE**

RUSSAS

2024

LETÍCIA MAURÍCIO SILVA LOPES

CARACTERIZAÇÃO DE SOLO DE TALUDE NA CE-356 - ANÁLISE DE
ESTABILIDADE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Campus de Russas da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Ms. Andriele Nascimento de Souza

RUSSAS

2024

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Sistema de Bibliotecas
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

L854c Lopes, Letícia Maurício Silva Lopes.
CARACTERIZAÇÃO DE SOLO DE TALUDE DA CE-356 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE / Letícia
Maurício Silva Lopes Lopes. – 2024.
88 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Campus de Russas,
Curso de Curso de Engenharia Civil, Russas, 2024.
Orientação: Prof. Me. Andriele Nascimento de Souza.

1. análise geotécnica. 2. taludes em rodovias. 3. fator de segurança. 4. estabilidade de taludes. I. Título.
CDD 620

LETÍCIA MAURÍCIO SILVA LOPES

CARACTERIZAÇÃO DE SOLO DE TALUDE NA CE-356 - ANÁLISE DE
ESTABILIDADE

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia Civil do Campus de Russas da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 10/09/2024.

BANCA EXAMINADORA

Profª. Ms. Andriele Nascimento de Souza (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Ramon Rudá Brito Medeiros
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Ms. Mateus do Nascimento Lira
Universidade Estadual do Ceará (UFC)

À família que Deus me deu, por sempre acreditar em mim e me ensinar a importância da educação. E aos amigos que fiz ao longo do caminho, que são a família que escolhi.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus e a minha família, pois tal como uma construção não se sustenta sem uma fundação firme, sem eles eu não me tornaria quem sou.

A minha mãe, Glaubênia e meu pai, Neto, agradeço todo o esforço que fizeram ao longo dos anos pela minha educação. Sabemos que nem sempre foi fácil, como a maior parte das coisas que valem a pena na vida não são. Seu apoio incondicional permitiu que as dificuldades não me abalassem, enquanto seu amor não deixou que tempos difíceis endurecessem meu coração.

Agradeço ao meu irmão mais novo, Victor, pela compreensão e paciência durante o período que estava fazendo o TCC, sei que sempre vou poder contar contigo para qualquer coisa. Te desejo muito sucesso na vida.

Aos meus tios Adjoane e Daniel, Maiara, Thiago e Magna, agradeço o carinho e o apoio incondicional ao longo da minha vida.

Agradeço a minha avó Cleoneide, que sempre acreditou em mim e que me ajudou no que foi possível. Guardo a senhora no meu coração.

Aos meus primos queridos, Manuella, Gabriel e Manuel, agradeço pelos momentos que passamos juntos, desejo que a vida sempre nos mantenha unidos.

Aos grandes amigos que fiz na UFC, agradeço por estarem comigo nessa jornada. O caminho não foi fácil, mas quem segue junto sempre chega mais longe.

Agradeço ao meu namorado, Eloi, pela capacidade de me manter tranquila mesmo nos momentos de maior ansiedade, mas principalmente pelo amor e pelo companheirismo.

A minha orientadora, Prof.^a Andriele Nascimento de Souza, agradeço por toda dedicação, orientação e serenidade comigo ao longo deste trabalho.

Agradeço também a toda equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação do Campus de Fortaleza, pelo suporte e orientação nos ensaios para esse trabalho.

Finalmente, agradeço a todos que, de forma indireta ou não, contribuíram na minha graduação e no meu TCC.

“O real não está no início nem no fim, ele se mostra pra gente é no meio da travessia.”

(Guimarães Rosa)

RESUMO

No Brasil, a maior parte do transporte de cargas é feito pelo modal rodoviário, o que torna a economia dependente de seu bom funcionamento. Essa dependência, somada com o tamanho continental do país, contribuiu para a existência de uma extensa malha viária. As obras que envolvem geotecnia devem ser estudadas com atenção para garantir sua segurança, principalmente na área de análise da estabilidade de taludes rodoviários. Por conta do intenso tráfego de veículos, qualquer falha nos taludes dessas vias, como quedas de detritos ou escorregamento, pode gerar perdas de vidas humanas, impactos no meio ambiente e prejuízos econômicos. Muitos desses acidentes poderiam ser evitados ou reduzidos se houvesse mais estudos sobre a estabilidade dos taludes rodoviários. À vista disso, este trabalho tem o objetivo de analisar a estabilidade de um talude no trecho da CE-356 que liga Russas/CE a Baraúna/RN, também conhecido como “Estrada da Fruta”. Para tal, foi realizada a caracterização de uma amostra de solo do mesmo. Logo após o material ser caracterizado, foi feita a análise da estabilidade do talude no software SLOPE/W, com o objetivo de verificar o fator de segurança. Foram testadas simulações para os seguintes métodos de análise: Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price. Depois de uma comparação entre os resultados verificou-se que quatro dos cinco métodos apresentaram um FS acima de “1,5”, confirmando a estabilidade e segurança no talude estudado.

Palavras-chave: análise geotécnica; taludes em rodovias; fator de segurança; estabilidade de taludes

ABSTRACT

In Brazil, most cargo transport is done by road, which makes the economy dependent on its proper functioning. This dependence, added to the continental size of the country, contributed to the existence of an extensive road network. Works involving geotechnical engineering must be studied carefully to ensure their safety, especially in the area of analyzing the stability of road embankments. Due to the intense vehicle traffic, any failure in the embankments of these roads, such as falling debris or slipping, can lead to loss of human life, impacts on the environment and economic losses. Many of these accidents could be avoided or reduced if there were more studies on the stability of road slopes. In view of this, this work aims to analyze the stability of a slope in the stretch of CE-356 that connects Russas/CE to Baraúna/RN, also known as "Estrada da Fruta". For this, the characterization of a soil sample from the slope was carried out. Soon after the material was characterized, the slope stability analysis was performed in the SLOPE/W software, with the objective of verifying the safety factor. Simulations were tested for the following analysis methods: Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer and Morgenstern-Price. After a comparison between the results, it was found that four of the five methods presented a FS above "1.5", confirming the stability and safety on the studied slope.

Keywords: geotechnical analysis; slopes on highways; safety factor; slope stability

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema de volume para as fases do solo.....	17
Figura 2 – Sistema trifásico do solo.....	18
Figura 3 – Gráfico de Plasticidade.....	20
Figura 4 – Elementos de um talude	22
Figura 5 – Movimento de rastejo.....	27
Figura 6 – Movimento de corrida	27
Figura 7 – Movimento de escorregamento.....	28
Figura 8 – Movimento de queda.....	29
Figura 9 – Exemplo de divisão em fatias de uma superfície circular	30
Figura 10 – Equilíbrio de forças na fatia.....	31
Figura 11 – Equilíbrio de momentos.....	31
Figura 12 – Fatia genérica e forças do Método de Fellenius.....	33
Figura 13 – Fatia genérica e forças do Método Bishop Simplificado	34
Figura 14 – Gráfico para a obtenção do fator de correção (f_0) para o Método de Janbu Simplificado	36
Figura 15 – Forças aplicadas em uma fatia típica no Método de Morgenstern-Price.....	37
Figura 16 – Gráfico da curva granulométrica.....	40
Figura 17 – Gráfico da curva de compactação	41
Figura 18 – Gráfico da tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal	42
Figura 19 – Gráfico da tensão cisalhante versus tensão normal.....	42
Figura 20 – Talude escolhido.....	44
Figura 21 – Escavação da amostra.....	45
Figura 22 – Marcação das amostras.....	45
Figura 23 – Quarteamento das amostras.	46
Figura 24 – Amostras separadas depois de passar na peneira de 2,0 mm.....	47
Figura 25 – Material para sedimentação e peneiramento fino.	48
Figura 26 – Peneiramento grosso	48
Figura 27 – Aparelho de dispersão.	49
Figura 28 – Proveta.....	49
Figura 29 – Peneiramento fino.	50
Figura 30 – Aparelho de Casagrande.....	51
Figura 31 – Amostras.....	51

Figura 32 – Amostras fragmentadas	52
Figura 33 – Compactação em cinco camadas.....	53
Figura 34 – Pesagem do cilindro e material escarificado	53
Figura 35 – Amostra de 10 g para ser colocada no picnômetro	54
Figura 36 – Pesagem do picnômetro com a amostra e água destilada.....	55
Figura 37 – Pesagem do picnômetro com água destilada	55
Figura 38 – Camada de material arenoso na base do permeâmetro.....	56
Figura 39 – Equipamento para o ensaio de cisalhamento.	57
Figura 40 – Corpos de prova após o ensaio de cisalhamento.....	57
Figura 41 – Gráfico da curva granulométrica.....	60
Figura 42 – Gráfico de Liquidez.....	61
Figura 43 – Curva de compactação.....	62
Figura 44 – Gráfico de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal.	64
Figura 45 – Gráfico da variação volumétrica x deslocamento horizontal	65
Figura 46 – Gráfico da tensão normal x tensão cisalhante.....	65
Figura 47 – Desenho do talude	67
Figura 48 – Desenho do talude no SLOPE/W.....	67
Figura 49 – Superfícies de entrada e saída	68
Figura 50 – Análise da estabilidade de talude, Método de Fellenius.	69
Figura 51 – Análise da estabilidade de talude, Método de Bishop.....	69
Figura 52 – Análise da estabilidade de talude, Método de Janbu.....	70
Figura 53 – Análise da estabilidade de talude, Método de Morgenstern-Price.....	70
Figura 54 – Análise da estabilidade de talude, Método de Spencer	71

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Métodos de identificação dos solos	19
Quadro 2 – Escala Granulométrica utilizada pelo SUCS.....	20
Quadro 3 – Terminologia usada no SUCS	20
Quadro 4 – Grupos de Solos.....	21
Quadro 5 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas	23
Quadro 6 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais	24
Quadro 7 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos	24
Quadro 8 – Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978).....	25
Quadro 9 – Classificação dos Movimentos Augusto Filho (1992).....	25
Quadro 10 – Quadro de equações x incógnitas.	32
Quadro 11 – Características dos métodos de equilíbrio limite	32
Quadro 12 – Resumo, em %, da granulometria e sua distribuição	40
Quadro 13 – Peneiras para o Peneiramento Grosso.....	48
Quadro 14 – Peneiras para o Peneiramento Fino.....	50
Quadro 15 – Energias de compactação	53
Quadro 16 – Resultado do peneiramento grosso	58
Quadro 17 – Leituras para a sedimentação	59
Quadro 18 – Resultado do peneiramento fino	59
Quadro 19 – Granulometria e distribuição do solo.....	59
Quadro 20 – Densidade relativa dos grãos.....	62
Quadro 21 – Dados do ensaio de permeabilidade	63
Quadro 22 – Determinação do coeficiente de permeabilidade.....	64
Quadro 23 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto	66

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CE	Rodovia Estadual do Ceará
CNT	Confederação Nacional do Transporte
DET	Departamento de Transporte
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento nacional de Infraestrutura de Transportes
FS	Fator de Segurança
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LMSP	Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação
LP	Limite de Plasticidade
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos
NBR	Norma Brasileira
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFC	Universidade Federal do Ceará

LISTA DE SÍMBOLOS

F_S	Fator de segurança
τ_f	Tensão de resistência ao cisalhamento
τ_{mob}	Tensão mobilizada
c'	Coesão
Φ'	Ângulo de atrito
P	Peso da fatia
θ	Inclinação da base da fatia
u	Poropressão no centro da base da fatia
l	Comprimento da base da fatia
Δx	espessura da fatia
f_0	Fator de correção
dW	Peso da fatia
T	Força tangencial entre fatias
E	Força normal entre as fatias
P_w	Pressões neutras nas laterais da fatia
dP_b	Resultante das pressões neutras na base da fatia
dN	Força normal à base da fatia
dS	Força cisalhante mobilizada na base da fatia
dx	Espessura da fatia
α	Inclinação da fatia
λ	Constante a ser determinada por processo iterativo
$f(x)$	Função arbitrária

FS_f	Fator de segurança relacionado às forças
K	Coefficiente sísmico para determinar a força dinâmica horizontal
A	Resultante da pressão de água nas fissuras
L	Linha de força
ω	Ângulo da linha de carga com a horizontal
M_U	Massa úmida do solo compactada
k	Coefficiente de permeabilidade
α	Área interna do tubo de carga
L	Altura do corpo de prova
A	Área da seção do corpo de prova
h_i	Altura da carga no instante inicial
h_f	Altura da carga no instante final
t	Tempo de percolação de água pelo corpo de prova

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	JUSTIFICATIVA	15
3	OBJETIVOS	16
3.1	Objetivo geral	16
3.2	Objetivos específicos	16
4	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
4.1	Solo	17
4.1.1	<i>Classificação do solo</i>	18
4.1.1.1	<i>SUCS (Sistema Unificado de Classificação do Solo)</i>	18
4.2	Taludes	21
4.2.1	<i>Estabilidade de taludes</i>	22
4.2.2	<i>Agentes instabilizantes</i>	24
4.2.3	<i>Métodos de análise de estabilidade de taludes</i>	29
4.2.3.1	<i>Fellenius</i>	33
4.2.3.2	<i>Bishop simplificado</i>	34
4.2.3.3	<i>Janbu simplificado</i>	35
4.2.3.4	<i>Morgenstern-Price</i>	36
4.2.3.5	<i>Spencer</i>	38
4.3	GeoStudio 2020(SLOPE/W)	39
4.4	Caso de análise de estabilidade de taludes na CE-356	39
5	METODOLOGIA	44
5.1	Localização e coleta das amostras	44
5.2	Preparação das amostras	46
5.3	Ensaio de granulometria	47
5.3.1	<i>Peneiramento grosso</i>	48
5.3.2	<i>Sedimentação</i>	49
5.3.3	<i>Peneiramento fino</i>	50
5.4	Ensaio para os Limites de Atterberg	50
5.4.1	<i>Limite de liquidez (LL)</i>	51
5.4.2	<i>Limite de plasticidade (LP)</i>	52
5.4.3	<i>Índice de plasticidade (IP)</i>	52
5.5	Ensaio de compactação	52

5.6	Ensaio de densidade real	54
5.7	Ensaio de permeabilidade	55
5.8	Ensaio de cisalhamento direto	56
6	RESULTADOS E DISCUSSÃO	58
6.1	Granulometria	58
6.2	Limites de Atterberg	60
6.3	Compactação	61
6.4	Densidade real	62
6.5	Permeabilidade	63
6.6	Cisalhamento direto	64
6.7	Classificação do solo	66
6.8	Modelagem do talude no programa GeoStudio 2020 (SLOPE/W)	67
7	CONCLUSÃO	72
	REFERÊNCIAS	74
	APÊNDICE A – ENSAIO DE GRANULOMETRIA	78
	APÊNDICE B – ENSAIO PARA OS LIMITES DE ATTERBERG	79
	APÊNDICE C – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	80
	APÊNDICE D – ENSAIO DE PERMEABILIDADE	81
	APÊNDICE E – ENSAIO DE CISALHAMENTO ($\sigma = 50$ kPa)	82
	APÊNDICE F – ENSAIO DE CISALHAMENTO ($\sigma = 100$ kPa)	83
	APÊNDICE G – ENSAIO DE CISALHAMENTO ($\sigma = 200$ kPa)	84

1 INTRODUÇÃO

Cerca de 65% das cargas e 95% dos passageiros no Brasil se movimentam utilizando o transporte rodoviário. Responsável pela maior parte do transporte de cargas, o modal rodoviário tornou-se essencial para a economia brasileira, o que traz ainda mais importância aos estudos relacionados à segurança nas rodovias (CNT, 2023).

A estabilidade de uma encosta está associada a três principais fatores: características morfológicas, características geológicas e ao ambiente fisiográfico em que estão inseridos. Quando se alteram um ou mais desses agentes, também se modificam as características originais do terreno, o que acelera os processos de desestabilização dos taludes (Tabalipa, 2008).

Devido às dimensões continentais do Brasil, as rodovias ocupam regiões de relevo e clima diversos, cada região terá suas próprias condições geotécnicas, o que dificulta a identificação de áreas ou pontos mais sensíveis à ocorrência de desastres (Tonus, 2009). Por consequência, um estudo amplo sobre a segurança nas obras da área geotécnica nessas rodovias se torna um trabalho complexo e oneroso. Além disso, para a ampliação de novos trechos de rodovias, é necessário realizar trabalhos de terraplanagem em terrenos irregulares, realizar cortes e aterros, além de outras intervenções. Estas ações, mesmo que em condições ideais de estudo, ainda podem deixar áreas sujeitas a instabilidade e acidentes.

Para Dyminski (2007), os desastres relacionados à ruptura de um talude, em sua maioria, tomam grandes proporções. Tais desastres têm grande possibilidade de fulminar vidas humanas, além de gerar gastos para reparo e reconstrução. Isto torna cada vez mais fundamental o estudo de processos para a estabilização de taludes.

Uma avaliação antecedente dos solos de um terreno pode gerar benefícios a longo prazo para as obras de engenharia, visto que reduzem riscos gerados pela distribuição desigual de carga ao longo do terreno (Santos; Martinez, 2003). Uma investigação geotécnica em terrenos com a presença de taludes é crucial para encontrar possíveis pontos de ruptura, averiguando a estabilidade do talude em questão (Alves; Mateus, 2018).

A classificação do solo em um talude, além de estimar seu provável comportamento, também tem como objetivo orientar as investigações geotécnicas no local, a fim de analisar os problemas existentes e encontrar a melhor solução para os mesmos (Pinto, 2006).

2 JUSTIFICATIVA

A Estrada da Fruta, nome pelo qual é conhecido o trecho da CE-356 que liga o município de Russas-CE até Baraúna-RN, tem uma grande importância para a economia local e do Estado. A região do Vale do Jaguaribe, da qual a cidade de Russas faz parte, destaca-se no estado do Ceará com o cultivo de frutas como a banana, melão, melancia e mamão. Essas produções se concentram nas áreas irrigadas por um dos principais rios do estado, o Jaguaribe (Cavalcante, 2020).

Como trata-se da estrada responsável pelo escoamento da produção de frutas no município de Russas, é esperado um número razoável de veículos de cargas pesadas neste trecho da rodovia, o que aumenta a preocupação com a segurança dos taludes na CE-356. Caso a instabilidade em um talude gere um deslizamento, por exemplo, nesta região, pode-se prever pelo menos duas consequências, a econômica, como o interrompimento do tráfego de exportação, e no aspecto humano, com acidentes que colocam em risco a vida das pessoas.

Estudos para conhecer melhor as características geotécnicas do solo nessa região são de extrema necessidade para prevenir tais situações, e dessa maneira, impedir ou mitigar possíveis problemas envolvendo taludes.

Considerando isso, este trabalho tem como proposta a análise das propriedades do solo de um talude localizado na Estrada da Fruta, a fim de averiguar a estabilidade de tal, e concluir se este apresenta ou não riscos para a segurança da rodovia.

3 OBJETIVOS

3.1 Objetivo geral

Analisar a estabilidade de um talude utilizando diferentes métodos de estabilidade, para averiguar a segurança do mesmo.

3.2 Objetivos específicos

- Analisar as propriedades do solo de um talude;
- Dispor dos parâmetros encontrados para a modelagem do talude no software SLOPE/W;
- Utilizar diferentes métodos de estabilidade para encontrar o fator de segurança do talude.

4 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste tópico, são apresentados os principais temas relacionados à análise da estabilidade de taludes, fornecendo a base teórica necessária para o desenvolvimento desse trabalho. Em seguida, é examinado um estudo semelhante, realizado no mesmo trecho da CE-356, com foco nos métodos utilizados e nas conclusões alcançadas.

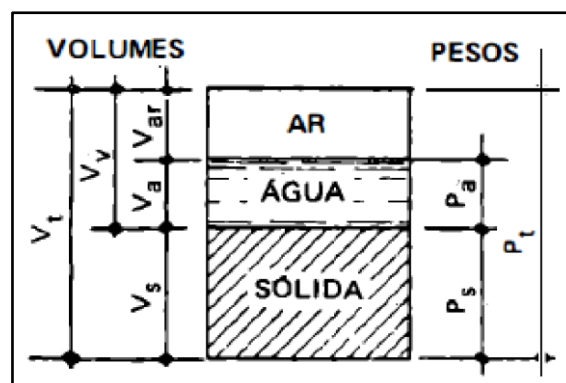
4.1. Solo

Conforme a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - NBR 6502/1995, o solo pode ser definido como um material originado da desintegração de rochas por meio da ação de agentes físicos e químicos, podendo conter matéria orgânica ou não.

Os solos se formam pela decomposição e/ou deterioração das rochas através do intemperismo. O solo é formado por processos físicos, químicos e biológicos. Esse é um processo lento, influenciado por fatores externos como o clima, a ação da água e do vento, e que pode levar centenas ou até milhares de anos para ser concluído (Caputo, 1996).

O solo é um corpo natural complexo. Possui fases sólida, líquida e gasosa, que são tridimensionais e dinâmicas. Ele é composto de material mineral e orgânico, e cobre a maior parte da superfície terrestre. Abriga organismos vivos e pode ser vegetado naturalmente onde ocorre. Além disso, o solo também pode passar por modificações devido a interferência humana (Santos et al., 2018). A Figura 1 mostra o esquema de volume para as fases do solo.

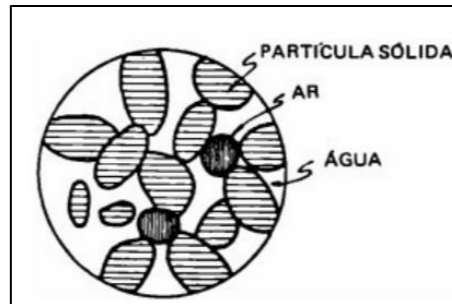
Figura 1 - Esquema de volume para as fases do solo.



Fonte: Caputo (1996).

De maneira mais simples, o solo pode ser visto como um sistema trifásico, pois é composto por minerais e matéria orgânica, que formam a fase sólida, água que forma a fase líquida e ar na fase gasosa, como ilustra a Figura 2.

Figura 2 - Sistema trifásico do solo.



Fonte: Caputo (1996).

4.1.1 Classificação do solo

Existem várias maneiras de classificar os solos, de acordo com sua origem, evolução, presença de matéria orgânica, estrutura, preenchimento dos vazios e características dos grãos. Essas classificações têm como finalidade agrupar solos com comportamentos similares, especialmente nos aspectos relevantes para a engenharia civil (Pinto, 2006).

O sistema de classificação dos solos utilizado no Brasil, SUCS (Sistema Unificado de Classificação do Solo), se baseia no sistema norte americano, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Todavia, foram acrescentados novos conceitos e padrões. Também foram criadas novas classes a partir do desmembramento das previamente consolidadas. O “apoderamento” do sistema americano ocorreu à medida que surgiam lacunas nos trabalhos de levantamento (Embrapa, 2013). Cada um desses sistemas de classificação possui suas próprias características.

4.1.1.1. SUCS (Sistema Unificado de Classificação do Solo)

De acordo com DNIT (2006), o SUCS fundamenta a identificação para os solos conforme as qualidades de textura e plasticidade dos mesmos, agrupando-os de acordo com seu comportamento.

O SUCS vai considerar as seguintes características dos solos: porcentagem de pedregulhos, areias e finos; forma da curva granulométrica, e a plasticidade e compressibilidade

dos solos. O sistema SUCS fornece também o Quadro 1 para a identificação dos solos no campo.

Quadro 1 – Métodos de identificação dos solos.

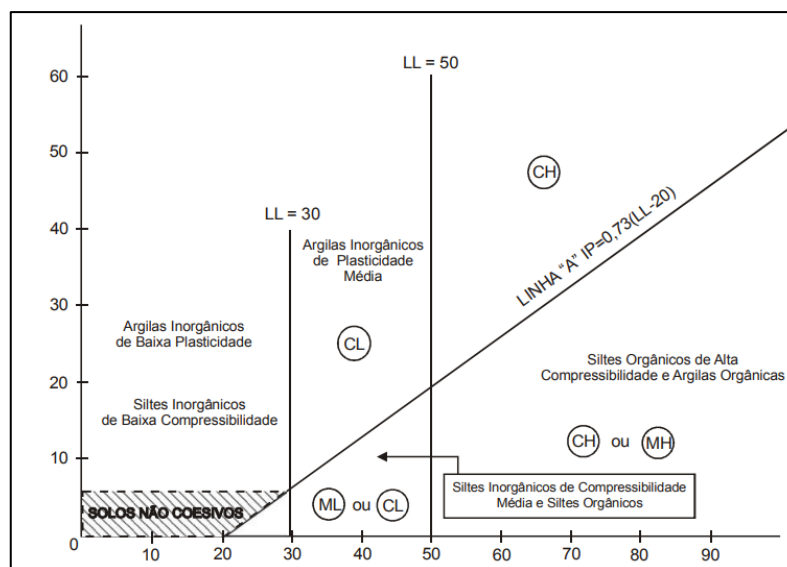
SISTEMA UNIFICADO DE CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS				
SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira n°200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira n°4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped. com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mal graduados ou misturas de areia e ped. com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped. areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped. areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira n°4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mal graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Areias com finos	SM	Areias siltosas – Misturas de areias e siltes.
			SC	Areias argilosas – Misturas de areia e argila.
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira n°200	SILTES e ARGILAS com $LL \leq 50$		ML	Siltes inorgânicos – Areias muito finas – Areias finas siltosas e argilosas.
			CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade – Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.
			OL	Siltes orgânicos – Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.
	SILTES e ARGILAS com $LL > 50$		MH	Siltes – Areias finas ou siltes micáceos – Siltes elásticos.
			CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.
			OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.
	Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.

Fonte: Adaptado do DNIT (2006).

No caso de o solo apresentar uma grande quantidade de finos, o sistema recomenda a utilização do diagrama de plasticidade, ilustrado na Figura 3. Este diagrama tem no eixo das abscissas o limite de liquidez (LL) e no eixo das ordenadas o índice de plasticidade (IP). Possui duas linhas traçadas, a linha “A”, que é uma reta inclinada, e a linha $LL = 50$, que é uma linha vertical.

Os solos acima da linha “A” geralmente são argilas sem matéria orgânica, enquanto abaixo dela são solos plásticos contendo coloides orgânicos. A linha $LL = 50$ separa solos com baixo limite de liquidez dos que têm um alto.

Figura 3 – Gráfico de Plasticidade.



Fonte: DNIT (2006).

O Quadro 2 demonstra como esse sistema utiliza a granulometria de um solo como critério para sua classificação. No SUCS, também existem símbolos dos grupos para distinguir os tipos de solos, de acordo com a terminologia mostrada nos Quadros 3 e 4.

Quadro 2 – Escala Granulométrica utilizada pelo SUCS.

ESCALA GRANULOMÉTRICA UTILIZADA PELO SUCS	
Pedras	Acima de 3 polegadas (76 mm)
Cascalho grosso	Entre 3" e 3/4" (76 e 19 mm)
Cascalho fino	Entre 3/4" e a peneira nº 4 (19 e 4,76 mm)
Areia grossa	Entre as peneiras nºs 4 e 10 (4,76 e 2 mm)
Areia média	Entre as peneiras nºs 10 e 40 (2 e 0,43 mm)
Areia fina (limo ou mó)	Entre as peneiras nºs 40 e 200 (0,42 e 0,075 mm)
Finos (silte e argila)	Passando na peneira nº 200 (menor que 0,075)

Fonte: Adaptado do DNIT (2006).

Quadro 3 – Terminologia usada no SUCS.

TERMINOLOGIA USADA NO SUCS		
Símbolos	Significado	
	Inglês	Português
G	gravel	Cascalho (pedregulho)
S	sand	Areia
C	clay	argila
W	well graded	Bem graduado
P	poor graded	Mal graduado
F	finer	Finos (passando na peneira nº200)
M	mo	Mó ou limo (areia fina)
O	organic	Matéria orgânica
L	low liquid limit	LL baixo
H	high liquid limit	LL alto

TERMINOLOGIA USADA NO SUCS		
Símbolos	Significado	
	Inglês	Português
Pt	peat	turfa

Fonte: Adaptado do DNIT (2006).

Quadro 4 – Grupos de Solos.

GRUPOS DE SOLOS	
Símbolos dos Grupos	Significados dos Símbolos dos Grupos de Solos
GW	Cascalho bem graduado, cascalho e areia sem muitos finos
GP	Cascalho mal graduado, cascalho e areia sem muitos finos
GM	Cascalho siltoso com areia
GC	Cascalho argiloso com areia
SW	Areia bem graduada, com cascalho e sem muitos finos
SP	Areia mal graduada, com cascalho e sem muitos finos
SM	Areia siltosa, mistura de areia e silte ou limo
SC	Areia argilosa, mistura de areia e argila
ML	Material siltoso e areias muito finas, pó-de-pedra, areias finas siltosas ou argilosas, ou siltes argilosos com baixa plasticidade
CL	Argilas magras, argilas de plasticidade baixa ou média, argilas com cascalho, areia ou silte
OL	Siltes orgânicos, argilosos ou não, com baixa plasticidade
MH	Siltes, limo, areias finas micáceas ou diatomáceas, solos siltosos, siltes elásticos
CH	Argilas gordas, de plasticidade média ou alta
OH	Argilas orgânicas de plasticidade média ou alta, siltes orgânicos
Pt	Turfa e outros solos altamente orgânicos

Fonte: Adaptado do DNIT (2006).

4.2 Taludes

Define-se talude como qualquer superfície inclinada em um maciço de solo ou rocha. Pode ser de formação natural, denominado como encosta, ou construído pelo ser humano, a exemplo dos aterros e cortes (Gerscovich, 2009).

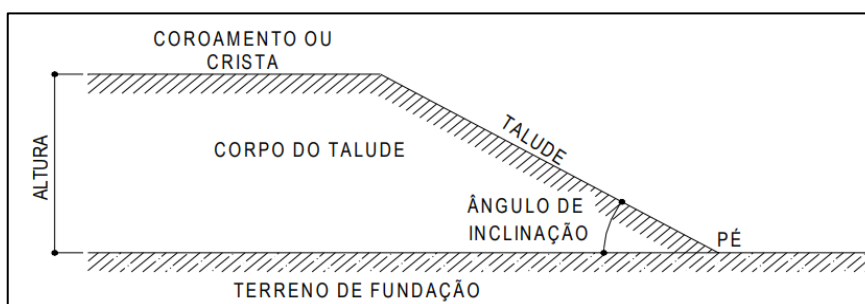
Os taludes naturais podem ser compostos por dois tipos de solo: solo residual, que se origina de intemperismo e permanece no local onde foi formado; e solo coluvionar ou tálus, resultado do transporte de solos que passaram por um processo de intemperismo e fragmentação, análogo aos solos residuais (Massad, 2010).

Taludes artificiais são aqueles que surgiram por interferência do homem, como declives e aterros. Eles modificam as paisagens originais, influenciando os fatores ambientais, alterando a topografia e a vegetação, podendo até, em alguns casos, alterar o clima da região (Gerscovich, 2009).

Para Augusto Filho e Virgili (1998), taludes são definidos como superfícies inclinadas de maciços terrosos, rochosos ou mistos (solo e rocha), originados de processos geológicos e

geomorfológicos diversos, podendo apresentar modificações antrópicas, tais como cortes, desmatamentos, introdução de cargas, etc. Pinto (2006) discorre sobre os elementos de um talude, afirmando que taludes são compostos por uma crista ou topo, situado em sua parte superior, um pé ou base em sua parte inferior, corpo do talude e ângulo de inclinação, como mostrado na Figura 4.

Figura 4 – Elementos de um talude.



Fonte: Oliveira (2006).

4.2.1 Estabilidade de taludes

Na abordagem de projetos geotécnicos de encostas e taludes, uma das questões mais importantes a considerar é o estudo da estabilidade de taludes e os diferentes métodos de cálculo utilizados para determinar o fator de segurança (FS).

De forma teórica, um talude pode ser descrito como uma massa de solo sujeita a três tipos distintos de forças: as forças resultantes do peso próprio dos materiais do talude, as forças causadas pelo escoamento da água e as forças associadas à resistência ao cisalhamento. Para o estudo da estabilidade de taludes, é preciso considerar o equilíbrio entre tais forças, pois as forças que resultam do peso próprio e as causadas pelo escoamento de água se combinam, provocando o deslocamento da massa de solo do talude encosta a baixo, enquanto a força de resistência ao cisalhamento retarda essa movimentação, atuando no sentido oposto às outras duas. A condição na qual as forças que atuam sob um talude estão em equilíbrio é conhecida como equilíbrio limite (Fiori, 2015).

Para Gerscovich (2009), a análise de estabilidade de taludes tem como objetivo avaliar a possibilidade da ocorrência de escorregamento de massa de solo nestes, sejam naturais ou construídos. Geralmente, as análises trabalham através da comparação entre tensões cisalhantes mobilizadas (τ_{mob}) com a resistência ao cisalhamento (τ_f). Dessa forma, definindo-se um fator de segurança dado pela Equação 1:

$$F_S = \frac{\tau_f}{\tau_{mob}} \quad (1)$$

Onde um $F_S > 1$ significa que a obra é estável, um $F_S = 1$ indica ruptura e $F_S < 1$ não tem significado físico.

De acordo com a NBR 11682/2009, as análises convencionais para a segurança dos taludes desconsideram as deformações que acontecem de forma natural no talude ou na encosta estudados. O valor definido para o fator de segurança (FS) relaciona-se diretamente com a resistência ao cisalhamento do corpo do talude. Dessa forma, conclui-se que quanto maior o FS, maior é a segurança contra a ruptura (ABNT, 2009).

A norma ainda estabelece que pode haver um FS diferente para cada situação de possível ruptura do talude. Tais situações podem se referir ao risco de perda de vidas humanas, à possibilidade de danos materiais e de danos ambientais. Essas diferenças precisam ser levadas em conta não apenas para situações atuais, mas também para as futuras, projetadas ao longo da vida útil do talude analisado.

A seguir apresentam-se três tabelas adaptadas da NBR 11682/2009. O Quadro 5, que mostra os níveis de segurança desejados contra a perda de vidas humanas, o Quadro 6, com os níveis de segurança desejados contra danos materiais e ambientais, e o Quadro 7, que relaciona ambos os critérios com os fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

Quadro 5 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.

NÍVEL DE SEGURANÇA	CRITÉRIOS
ALTO	Áreas com intensa movimentação e permanência de pessoas, como edificações públicas, residenciais ou industriais, estádios, praças e demais locais, urbanos ou não, com possibilidade de elevada concentração de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego intenso.
MÉDIO	Áreas e edificações com movimentação e permanência restrita de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego moderado.
BAIXO	Áreas e edificações com movimentação e permanência eventual de pessoas. Ferrovias e rodovias de tráfego reduzido.

Fonte: Adaptado da NBR 11682 (2009).

Quadro 6 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.

NÍVEL DE SEGURANÇA	CRITÉRIOS
ALTO	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de alto valor histórico, social ou patrimonial, obras de grande porte e áreas que afetam serviços essenciais. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais graves, tais como nas proximidades a oleodutos, barragens de rejeito e fábricas de produtos tóxicos.
MÉDIO	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor moderado. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais moderados.
BAIXO	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.

Fonte: Adaptado da NBR 11682 (2009).

Quadro 7 – Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

		NÍVEIS DE SEGURANÇA CONTRA DANOS A VIDA HUMANA		
		ALTO	MÉDIO	BAIXO
NÍVEIS DE SEGURANÇA CONTRA DANO MATERIAL E AMBIENTAL	ALTO	1,5	1,5	1,4
	MÉDIO	1,5	1,4	1,3
	BAIXO	1,4	1,3	1,2

Fonte: Adaptado da NBR 11682 (2009).

4.2.2 Agentes instabilizantes e movimento de massa

Movimento de massa pode definir-se como qualquer deslocamento de um volume específico de solo. De forma geral, a literatura considera os movimentos de massa como processos relacionados a problemas de instabilidade de encostas (Gerscovich, 2009). Esses movimentos podem ocorrer de diversas maneiras, e envolvem deslocamento de solo e rochas. Conclui-se então, que o agente e a causa responsáveis pelos movimentos de massa são a instabilidade dos taludes (Guidicini; Nieble, 2016).

O sistema mais utilizado internacionalmente para a classificação desses movimentos é o de Varnes (1978), adaptado no Quadro 8. Este sistema propõe a seguinte divisão dos movimentos: queda, tombamento, escorregamento, expansão lateral, escoamento e complexo. (Gerscovich, 2009). Já para o caso brasileiro, Gerscovich (2009) afirma que a proposta de classificação de Augusto-Filho (1992), adaptada no Quadro 9, se enquadra melhor.

Quadro 8 – Classificação dos movimentos de encosta segundo Varnes (1978).

TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
				GROSSEIRO	FINO
Quedas			De rocha	De detritos	De terra
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 blocos de detritos	De blocos de terra
			De rocha	De detritos	De terra
Expansões laterais			De rocha	De detritos	De terra
Corridas/escoamentos			De rocha (rastejo profundo)	De detritos	De terra
				Rastejo de solo	
Complexos: Combinação de dois ou mais dos principais tipos de movimentos					

Fonte: Gerscovich (2009).

Quadro 9 – Classificação dos Movimentos Augusto Filho (1992).

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS AUGUSTO FILHO (1992)	
PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO
RASTEJO OU FLUÊNCIA	<ul style="list-style-type: none"> Vários planos em deslocamento Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes Solo, depósito, rocha alterada/fraturada Geometria indefinida
ESCORREGAMENTOS	<ul style="list-style-type: none"> Poucos planos de deslocamento (externos) Velocidades médias (km/h) a altas (m/s) Pequenos a grandes volumes de material Geometria e materiais variáveis <p>Planares: solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza</p> <p>Circulares: solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas</p> <p>Em cunha: solos e rochas com dois planos de fraqueza</p>
QUEDA	<ul style="list-style-type: none"> Sem planos de deslocamento Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado Velocidades muito altas (vários m/s) Material rochoso Pequenos e médios volumes Geometria variável: lascas, placas, blocos etc.

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS AUGUSTO FILHO (1992)	
PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO
QUEDA	<ul style="list-style-type: none"> • Rolamento de matacão • Tombamento
CORRIDA	<ul style="list-style-type: none"> • Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação) • Movimento semelhante ao de um líquido viscoso • Desenvolvimento ao longo das drenagens • Velocidades médias a altas • Mobilização de solo, rocha, detritos e água • Grandes volumes de material • Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2009).

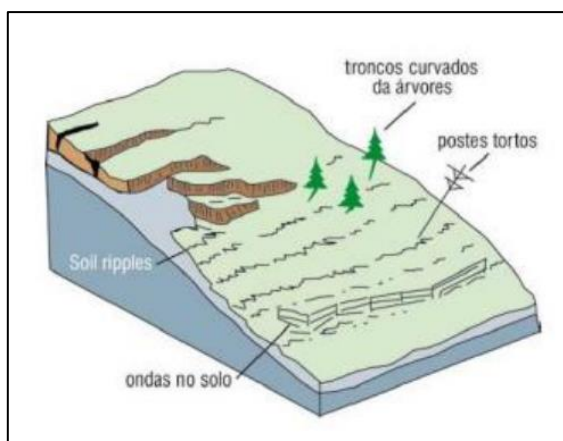
A seguir serão explicados, de forma mais detalhada, os movimentos de massa presentes no sistema de Augusto Filho.

- Escoamentos

Esse tipo de movimento de massa se caracteriza por provocar deformidades e movimentações contínuas, que a depender da velocidade, podem ser visíveis ou não na estrutura. Fazem parte de conceito os movimentos lentos, de rastejo, e os movimentos rápidos, de corrida (Guidicini; Nieble, 2016).

Rastejos podem ser definidos como movimentos de massa vagarosos e contínuos de encostas, onde os limites do material que se movimenta são indefinidos, como mostra a Figura 5. O rastejo frequentemente envolve grandes volumes de solo, sem apresentar uma distinção clara entre o material que está em movimento e o que permanece parado (Tominaga; Santoro; Amaral, 2009).

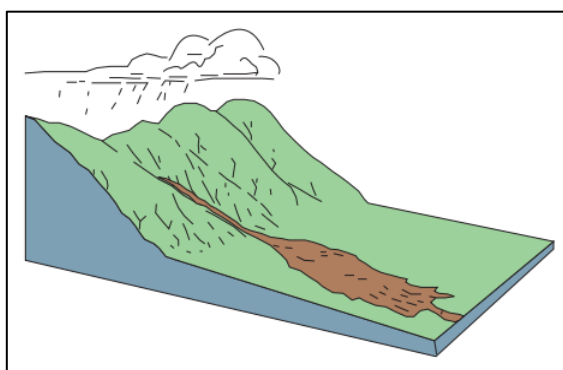
Figura 5 – Movimento de rastejo.



Fonte: Costa e Levindo (2013).

Corridas podem se definir como o movimento de escoamento rápido, e tem um caráter hidrodinâmico, mostrado na Figura 6. Originam-se quando existe um excesso de água na estrutura, causando a perda do atrito interno. Esse excesso de água pode fazer com que uma massa de solo e rocha atinja um certo grau de fluidez, fazendo o material se comportar de forma líquida. Tal comportamento também pode ocorrer por efeito de vibrações no solo e amolgamento (Guidicini; Nieble, 2016).

Figura 6 – Movimento de corrida.



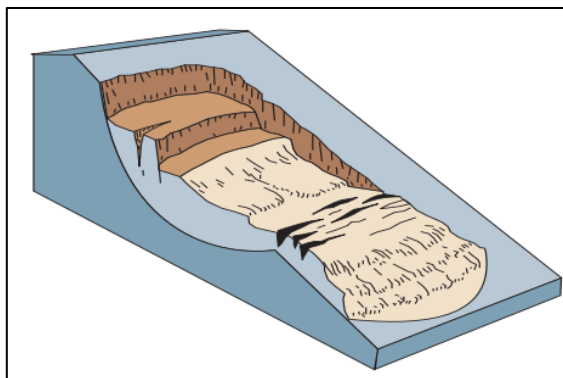
Fonte: Highland e Bobrowski (2008).

- Escorregamentos

Escorregamentos são caracterizados por deslizamentos e movimentação de massa, que acontecem de forma rápida e tem um volume de material bem definido, onde geralmente o centro de gravidade da massa se move para baixo e em direção para fora do talude (Guidicini; Nieble, 2016). O plano de ruptura desses movimentos é bem definido, e eles ocorrem quando

as tensões de cisalhamento da massa mobilizada superam a resistência ao cisalhamento do talude (Gerscovich, 2009). Os escorregamentos podem ocorrer de forma rotacional ou translacional. A Figura 7 mostra um exemplo de escorregamento.

Figura 7 – Movimento de escorregamento.



Fonte: Highland e Bobrowski (2008).

Na forma rotacional, as distribuições das pressões neutras e a variação da resistência ao cisalhamento dentro da massa do talude influenciam a posição e a forma da superfície de ruptura, fazendo com que a forma se aproxime de um arco de circunferência. Para tal, é necessário assumir que a tensão e a resistência ao cisalhamento sejam distribuídas ao longo da superfície de ruptura de forma uniforme. O colapso do material acontece ao longo da superfície e rotaciona em volta do centro do arco (Guidicini; Nieble, 2016).

Ao passo que escorregamentos rotacionais geralmente acontecem em taludes mais íngremes e possuem extensão mais restrita, os escorregamentos translacionais ocorrem em taludes mais decaídos e são geralmente mais extensos, chegando a atingir centenas ou milhares de metros (Guidicini; Nieble, 2016).

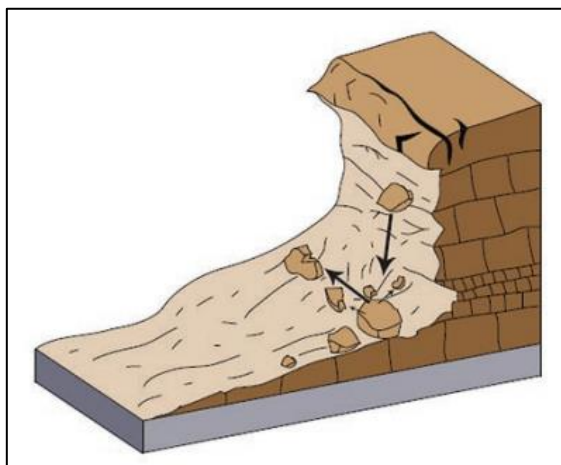
- Subsidiências

Subsidiências são deslocamentos verticais, que acontecem por conta da remoção de parte do maciço, ou do adensamento ou afundamento das camadas do solo. Pode se classificar como recalque, desabamento ou queda. De forma geral, recalques não causam problemas relacionados aos taludes (Gerscovich, 2009).

Os desabamentos ou quedas são movimentos de subsidiências repentinos, de alta velocidade, mostrado na Figura 8. São causados pela ruptura da estrutura, e envolvem o colapso

na superfície de ruptura. As quedas movem materiais como terra e blocos rochosos, que se deslocam em queda livre ou ao longo de uma inclinação (Gerscovich, 2009).

Figura 8 – Movimento de queda.



Fonte: Highland e Bobrowski (2008).

4.2.3 Métodos de análise de estabilidade de taludes

Os métodos usados atualmente para analisar a estabilidade de taludes assumem que a massa de solo, considerada como um corpo-rígido plástico, está em equilíbrio, mas na iminência de iniciar um processo de escorregamento (Massad, 2010).

Para Gerscovich (2009), existem duas técnicas com abordagens diferentes para a determinação do fator de segurança, a análise de tensões e a teoria do equilíbrio limite.

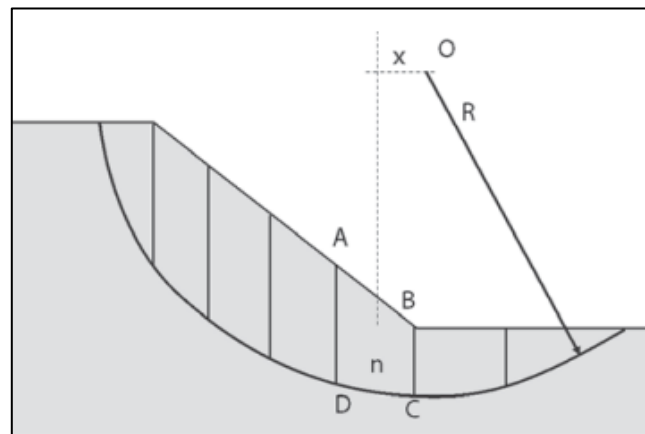
- **Análise de Tensões**

Os estudos de estabilidade fundamentados na análise de tensão são baseados nos métodos dos elementos finitos (MEF) ou das diferenças finitas (MDF), e são conduzidos com a ajuda de programas computacionais. Uma das vantagens desse tipo de análise é que os programas disponíveis permitem a inclusão de diversas características dos materiais envolvidos, tais como a não linearidade da curva, anisotropia, não homogeneidade, influência do estado inicial de tensões e etapas construtivas (Gerscovich, 2009).

- Equilíbrio Limite

De acordo com Gerscovich (2009), o método do equilíbrio limite tem como fundamento determinar o equilíbrio de uma massa de solo, que se delimita por uma superfície de ruptura circular, poligonal ou qualquer outra geometria. Existe o pressuposto de que a ruptura acontece ao longo de uma superfície e que todos os elementos desta atingem a mesma condição de $FS = 1$ ao mesmo tempo. O método funciona da seguinte maneira: define-se uma superfície potencial de ruptura, que pode ser circular, planar, ou alguma outra geometria. O solo acima desta superfície é subdividido em fatias, como mostrado a seguir na Figura 9.

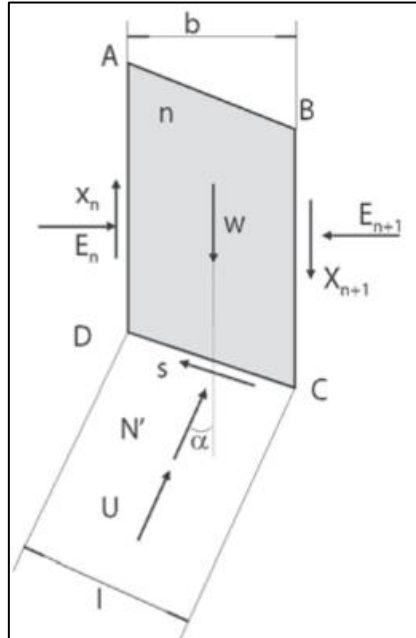
Figura 9 – Exemplo de divisão em fatias de uma superfície circular.



Fonte: Gerscovich (2009).

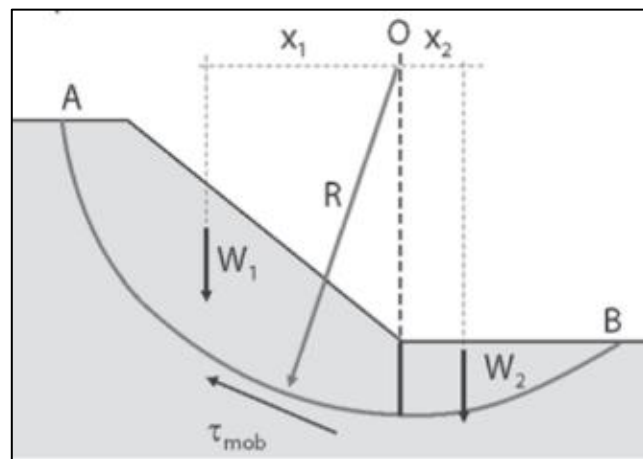
O equilíbrio é calculado por meio das equações da estática. O equilíbrio de forças leva em conta a análise do equilíbrio para cada fatia, mostrado na Figura 10, enquanto o equilíbrio de momentos é realizado comparando-se o somatório dos momentos estabilizantes com os instabilizantes, ilustrado na Figura 11.

Figura 10 – Equilíbrio de forças na fatia.



Fonte: Gerscovich (2009).

Figura 11 – Equilíbrio de momentos.



Fonte: Gerscovich (2009).

Quando se examina as incógnitas e as equações à disposição, percebe-se que o problema é indeterminado. Abaixo, é mostrado no Quadro 10 as equações e incógnitas que surgem desse método.

Quadro 10 – Quadro de equações x incógnitas.

EQUAÇÕES	
2n	Equilíbrio de forças
n	Equilíbrio de momentos
n	Envoltória de resistência ($T = f(N)$)
4n	TOTAL DE EQUAÇÕES
INCÓGNITAS	
1	Fator de segurança
n	Força tangencial na base da fatia (s)
n	Força normal na base da fatia (N')
n	Localização de N' na base da fatia
n - 1 (*)	Força tangencial entre fatias (T)
n - 1 (*)	Força normal entre fatias (E)
n - 1 (*)	Ponto de aplicação da força entre fatias (E e T)
6n - 2	Total de incógnitas
(*) Não existe força na extremidade	

Fonte: Adaptado de Gerscovich (2009).

Uma forma comum de resolver este problema no método é assumir que o esforço normal que atua na base da fatia é centralizado, reduzindo o número de incógnitas (Gerscovich, 2009). Dessa forma, muitos autores precisaram adotar diferentes hipóteses simplificadas de cálculo para tornar o problema estaticamente determinado (Massad, 2010).

Tonus (2009) reuniu esses métodos, também chamados de métodos das fatias. Além disso, exemplificou suas características de acordo com a forma da superfície de ruptura e as equações de equilíbrio estático que eram satisfeitas, como apresentado no Quadro 11.

Quadro 11 – Características dos métodos de equilíbrio limite.

MÉTODO	CARACTERÍSTICAS
Fellenius (1927)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos
Bishop Simplificado (1955)	Superfície de ruptura circular Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais
Janbu Simplificado (1968)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Morgenstern-Price (1965)	Superfície de ruptura qualquer Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais
Spencer (1967)	Superfície de ruptura qualquer

MÉTODO	CARACTERÍSTICAS
Spencer (1967)	Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais

Fonte: Adaptado de Tonus (2009).

4.2.3.1 Fellenius

O Método de Fellenius foi criado em 1936, e tem como base a análise estática do volume do material acima de uma superfície circular com possibilidade de escorregamento. Esse método é bastante simples, pois para calcular o fator de segurança (FS) utiliza-se apenas o equilíbrio de momentos em volta do centro da superfície de ruptura (Guidicini; Nieble, 2013). A Figura 12 ilustra as forças atuantes em uma fatia genérica do método. Esse método também é chamado de Método Ordinário, e para o cálculo do FS pode-se utilizar a Equação 2:

$$FS = \frac{\sum [c' \cdot l + (P \cdot \cos\theta - u \cdot l \cdot \cos^2\theta) \tan\Phi']}{\sum P \cdot \sen\theta} \quad (2)$$

Onde,

c' e Φ' = coesão e ângulo de atrito;

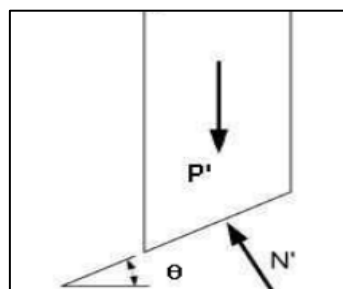
P = peso da fatia;

θ = inclinação da base da fatia;

u = poropressão no centro da base da fatia;

l = comprimento da base da fatia.

Figura 12 – Fatia genérica e forças do Método de Fellenius.



Fonte: TONUS, 2009.

4.2.3.2 Bishop simplificado

O método de Bishop foi criado em 1955, e tinha como objetivo analisar superfícies de ruptura de forma circular, mesmo que não se limite a essa forma. Sua estratégia de cálculo foi desconsiderar as forças de cisalhamento entre as fatias, mantendo o foco no equilíbrio de momentos (Ferreira, 2012). Como o equilíbrio das forças no método é feito na vertical, como ilustrado na Figura 13, ele satisfaz tanto o equilíbrio de momentos, como o das forças verticais (Tonus, 2009). O fator de segurança é calculado de acordo com a Equação 3:

$$FS = \frac{\left[c' \cdot l + \frac{P - u \cdot \Delta x - (c' \cdot \Delta x \cdot \tan\theta / FS)}{\cos\theta + (\tan\Phi' \cdot \sin\theta / FS)} \cdot \tan\Phi' \right]}{\sum(P \cdot \sin\theta)} \quad (3)$$

Onde,

c' e Φ' = coesão e ângulo de atrito;

P = peso da fatia;

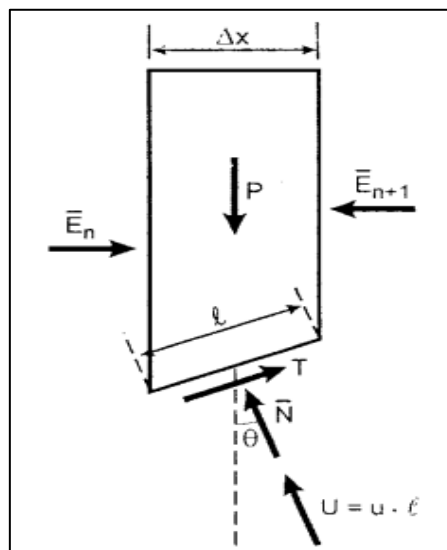
θ = inclinação da base da fatia;

u = poropressão no centro da base da fatia;

l = comprimento da base da fatia;

Δx = espessura da fatia.

Figura 13 – Fatia genérica e forças do Método Bishop Simplificado.



Fonte: Tonus (2009).

O processo de cálculo para esse método precisa ser iterativo, pois o FS aparece em ambos os lados da equação. De forma geral, são necessários três ciclos de interação para obter resultados satisfatórios (Massad, 2010).

4.2.3.3 Janbu simplificado

O Método de Janbu pode ser usado em qualquer tipo de superfície de ruptura. Assim como o de Bishop, ele dispõe de dois métodos, um método simplificado e um rigoroso. No método simplificado, o solo é dividido em fatias infinitesimais, e o equilíbrio de força e de momentos é realizado em cada fatia. Já para o método rigoroso, o fator de segurança (FS) é obtido a partir de programas computacionais (Gerscovich, 2009).

Esse método possui um fator de correção f_0 , obtido pelo gráfico mostrado na Figura 14. O FS é calculado por processo iterativo, de acordo com as Equações 4 e 5:

$$FS = \frac{f_0}{\sum P \cdot \tan\theta} \sum \frac{[c' \cdot \Delta x + (P - u \cdot \Delta x) \tan\Phi']}{\cos\theta \cdot m_\theta} \quad (4)$$

$$m_\theta = \cos\theta \left[\frac{1 + \tan\theta \cdot \tan\Phi'}{FS} \right] \quad (5)$$

Onde,

c' e Φ' = coesão e ângulo de atrito;

P = peso da fatia;

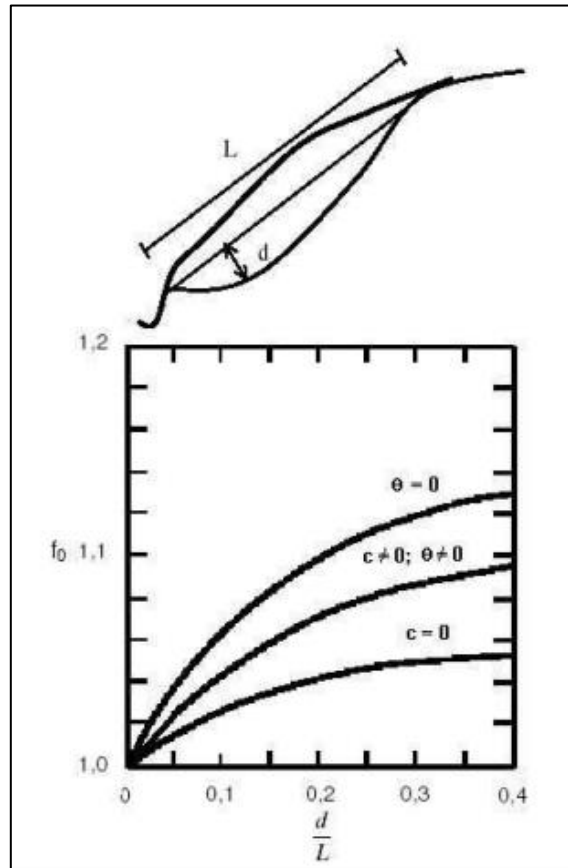
θ = inclinação da base da fatia;

u = poropressão no centro da base da fatia;

Δx = espessura da fatia;

f_0 = fator de correção.

Figura 14 – Gráfico para a obtenção do fator de correção (f_0) para o Método de Janbu Simplificado.

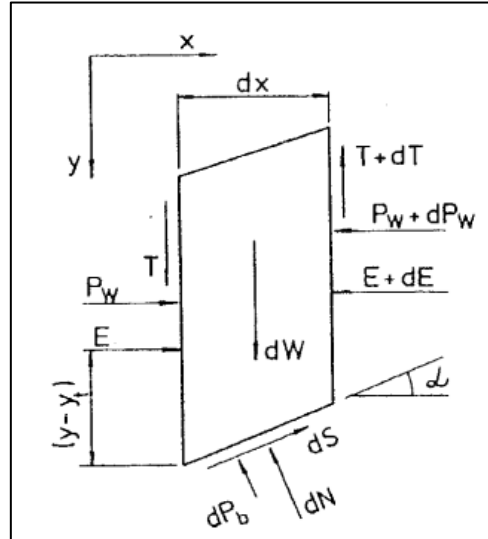


Fonte: Tonus (2009).

4.2.3.4 Morgenstern-Price

O Método de Morgenstern-Price é classificado como rigoroso, admite qualquer superfície de ruptura e satisfaz tanto as condições de equilíbrio de forças como de momentos (Tonus, 2009). A Figura 15 mostra o exemplo de uma fatia típica e as forças aplicadas sobre ela nesse método. Como Morgenstern-Price necessita de um grande número de interações, faz-se o uso de programas computacionais para determinar os cálculos para o fator de segurança (FS) (Gerscovich, 2009).

Figura 15 – Forças aplicadas em uma fatia típica no Método de Morgenstern-Price.



Fonte: Tonus (2009).

A figura acima mostra as forças aplicadas a uma fatia qualquer no método de Morgenstern-Price. Onde,

dW = peso da fatia;

T = força tangencial entre fatias;

E = força normal entre as fatias;

P_w = pressões neutras nas laterais da fatia;

dP_b = resultante das pressões neutras na base da fatia;

dN = força normal à base da fatia;

dS = força cisalhante mobilizada na base da fatia;

dx = espessura da fatia;

α = inclinação da fatia.

De forma a tornar o problema estatisticamente determinado, Morgenstern-Price declara que existe uma variação na inclinação da resultante (α) ao longo da superfície de ruptura (Gerscovich, 2009), admitindo-se uma relação entre as forças “E” e “T”, mostrada na Equação 6:

$$\tan\theta = \frac{T}{E} = f(x) \quad (6)$$

Onde,

λ = constante a ser determinada por processo iterativo;

$f(x)$ = função arbitrária;

T = força tangencial entre fatias;

E = força normal entre fatias.

Quando $f(x)$ for igualada a 0, o resultado do FS será igual ao de Bishop. Já quando $f(x)$ = constante, o FS será igual ao de Spencer (Gerscovich, 2009).

4.2.3.5 Spencer

O Método de Spencer tem como base o método das fatias, foi criado para os casos de ruptura circulares, e então adaptado para outras geometrias de superfície de ruptura. É um método considerado rigoroso, porque satisfaz todas as equações de equilíbrio de forças e de momentos. É necessário o uso de programas computacionais, como o software matemático Matlab ou Fortran, para o desenvolvimento dos cálculos (Cruz, 2009).

Das (2013) faz uma comparação entre o Método de Spencer e o de Bishop Simplificado, salientando que Spencer considera o momento e as forças entre as fatias, gerando dois fatores de segurança, enquanto Bishop considera apenas as equações de equilíbrio relativas ao momento.

De acordo com Strauss (1998), a equação para encontrar o fator de segurança relativo aos momentos no Método de Spencer é bastante parecida com a de Bishop Simplificado. O FS relativo às forças é calculado pelo somatório das forças horizontais. Porém, se for considerado que as forças entre as fatias anulam umas às outras, o fator de segurança pode ser encontrado pela Equação 7:

$$FS_f = \frac{\sum c'.l.\cos\alpha + (P - u.l).\tan\Phi'.\cos\alpha}{\sum P.\sen\alpha + \sum K.P \pm A - L.\cos\omega} \quad (7)$$

Onde,

FS_f = fator de segurança relacionado às forças;

K = coeficiente sísmico para determinar a força dinâmica horizontal;

A = resultante da pressão de água nas fissuras;

L = linha de força;

ω = ângulo da linha de carga com a horizontal.

O valor final do fator de segurança é obtido quando o equilíbrio de forças e de momentos é satisfeito em todas as fatias. Para isso, os cálculos devem ser repetidos de forma iterativa até a obtenção de um único valor de FS para os dois (Horst, 2007).

4.3 GeoStudio 2020(SLOPE/W)

O GeoStudio 2020 é um conjunto de softwares para a modelagem da estabilidade de taludes, fluxo de águas subterrâneas, deformações do solo e outros. O SLOPE/W é o seu principal software para a modelagem de taludes. Esse programa permite calcular o fator de segurança (FS), e fazer comparações entre diferentes métodos, utilizando a análise de equilíbrio limite (GEO SLOPE INTERNATIONAL LTD, 2024).

4.4 Caso de análise de estabilidade de taludes na CE-356

A seguir será apresentado um caso de estudo semelhante à do presente trabalho, serão mostrados os principais tópicos retratados, além dos resultados obtidos, buscando uma possível comparação entre os dados dos dois trabalhos.

O trabalho de conclusão de curso escrito por Ayrle Freitas da Costa (Costa, 2021), realizou a caracterização do solo de um talude em um trecho da CE-356 situado entre a cidade de Russas-CE e Baraúna-RN, conhecido como Estada da Fruta. Após a caracterização do solo, foi feita a análise da estabilidade do talude com a utilização do software SLOPE/W, para que fossem obtidos os fatores de segurança.

Esse trabalho foi justificado pela possível falta de segurança no talude estudado, já que no ano de 2019 ocorreram indícios de deslizamento no talude referido, resultando no interrompimento do tráfego na CE-356. Sendo assim, o trabalho se propôs a estudar as propriedades do solo do talude presente na CE-356, também como analisar a estabilidade desse talude (Costa, 2021).

Para a caracterização do solo, foram realizados os seguintes ensaios laboratoriais;

- Ensaio de granulometria;
- Ensaio dos limites de Atterberg;
- Ensaio de compactação;

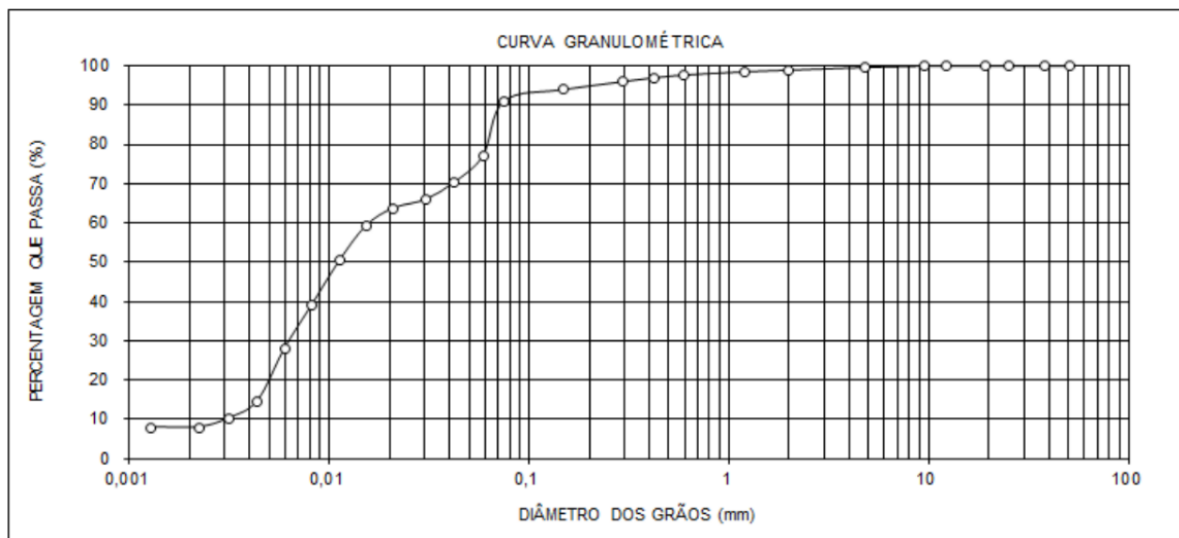
- Ensaio da densidade real;
- Ensaio de permeabilidade;
- Ensaio de cisalhamento direto.

Os resultados para os referidos ensaios formam os seguintes:

- Granulometria

Nesse ensaio foram obtidos o gráfico da curva granulométrica, como ilustrado na Figura 16, e a porcentagem da granulometria do solo e sua distribuição, como mostrado no Quadro 12.

Figura 16 - Gráfico da curva granulométrica.



Fonte: Costa (2021).

Quadro 12 - Resumo, em %, da granulometria e sua distribuição.

RESUMO DA GRANULOMETRIA			(%)
PEDREGULHO	ACIMA DE 4,8	mm	0,36
AREIA GROSSA	2,00 – 0,60	mm	1,29
AREIA MÉDIA	0,60 – 0,20	mm	1,64
AREIA FINA	0,20 – 0,06	mm	18,89
SILTE	0,06 – 0,002	mm	69,15
ARGILA	ABAIXO DE 0,002	mm	7,99
ARGILA COLOIDAL	ABAIXO DE 0,001	mm	99,32

Fonte: Adaptado de Costa (2021).

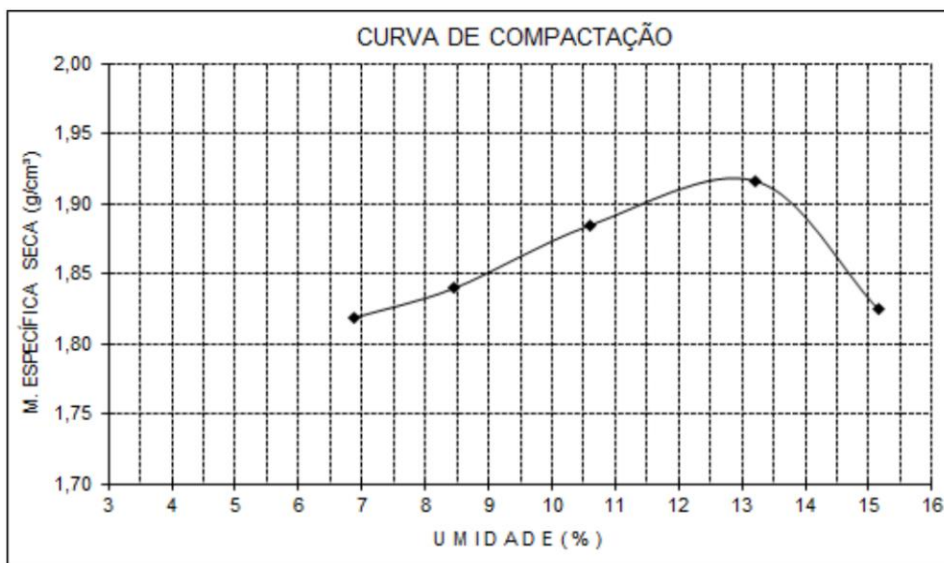
- Limites de Atterberg

Os resultados do ensaio para os limites de Atterberg foram um Limite de Liquidez (LL) de 19%, um Limite de Plasticidade (LP) de 14% e um Índice de plasticidade de 5. O trabalho acrescentou que o valor para o IP indica um solo de plasticidade baixa.

- Compactação

O ensaio de compactação resultou no gráfico da curva de compactação do solo, mostrado na Figura 17, e nos valores para a massa específica, de 1,92 g/cm³, e umidade ótima, de 13%.

Figura 17 - Gráfico da curva de compactação.



Fonte: Costa (2021).

- Densidade real

A densidade real do solo obtida no ensaio foi de 2,73.

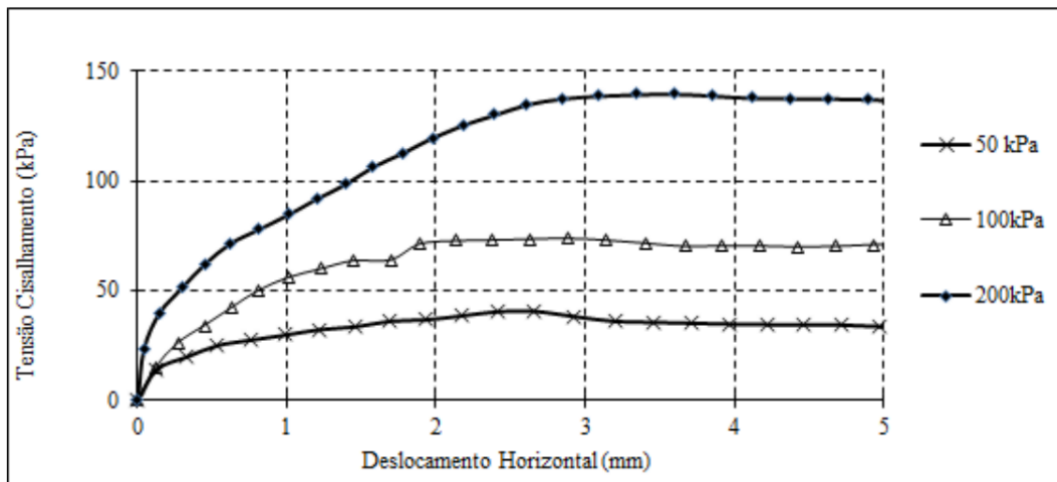
- Permeabilidade

o resultado obtido no ensaio de permeabilidade foi um coeficiente de permeabilidade de $8,9 \times 10^{-9}$ m/s para o solo estudado.

- Cisalhamento direto

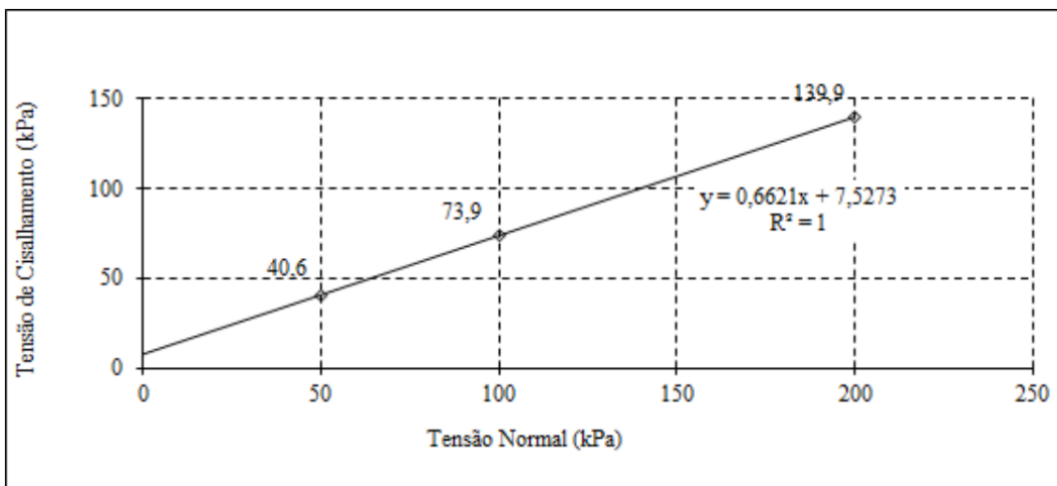
No ensaio de cisalhamento direto, foram obtidos o gráfico de tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal, mostrado na Figura 18, e o gráfico de tensão cisalhante versus tensão normal, mostrado na Figura 19, que forneceram o ângulo de atrito e a coesão da amostra, 33,5° e 7,53 kPa, respectivamente.

Figura 18 - Gráfico da tensão de cisalhamento versus deslocamento horizontal.



Fonte: Costa (2021).

Figura 19 - Gráfico da tensão cisalhante versus tensão normal.



Fonte: Costa (2021).

Com os resultados dos ensaios, o solo foi classificado como um silte inorgânico. Porém, por conta do Limite de plasticidade de 19% e do Índice de Plasticidade de 5, o solo poderia se classificar tanto como um silte inorgânico como uma argila inorgânica de baixa e média plasticidade.

No software SLOPE/W foram realizadas cinco simulações, uma para cada um dos seguintes métodos de análise, Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer e Morgenstern-Price, com o objetivo de comparar os resultados obtidos. Os resultados para os fatores de segurança de cada um dos métodos foram os seguintes;

- Fellenius – 0,726
- Bishop – 0,708
- Janbu – 0,736
- Spencer – 0,749
- Morgenstern-Price – 0,778

Pode-se notar que o método que obteve o menor valor para o fator de segurança foi o de Bishop, com 0,708, e o que obteve o maior valor foi o de Morgenstern-Price, com 0,778. A autora chega à conclusão de que todos os métodos mostraram que o talude está na iminência de uma ruptura, ou já rompeu, devido aos fatores de segurança menores do que 1.

5 METODOLOGIA

A metodologia do presente trabalho consiste na realização das seguintes etapas:

- Localização e coleta da amostra deformada do solo;
- Realização dos ensaios no laboratório;
- Modelagem do talude no software SLOPE/W;
- Análise dos Fatores de Segurança encontrados.

5.1 Localização e coletas das amostras

O talude de onde foi retirada a amostra, mostrado na Figura 20, localiza-se em trecho da CE-356 que liga a cidade de Russas/CE a Baraúna/RN, nas coordenadas de -4.98361 e -37,81417, e ele está a uma distância aproximada de 22 km do centro de Russas. A retirada das amostras foi feita no dia 08/07/2024.

Figura 20 – Talude escolhido.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

No talude foram coletadas duas amostras do topo, totalizando um valor aproximado de 40 kg de material. A coleta das amostras foi feita com o auxílio de pás e picaretas, como mostrado nas Figuras 21 e 22, visto que seriam retiradas na forma deformada. Em seguida as amostras foram guardadas em baldes forrados com sacos plásticos e tampados, para garantir que não haveria perda de umidade.

Figura 21 – Escavação da amostra.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Os baldes foram transportados até o Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Federal do Ceará (UFC), Campus de Russas – CE, permanecendo até a data de 16/07/2024, quando foram transferidos para o Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação - LMSP da UFC, Campus de Fortaleza – CE, para começar o preparo dos ensaios.

Figura 22 – Marcação das amostras.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

5.2 Preparação das amostras

A preparação das amostras seguiu conforme a ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) NBR 6457/2016: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. O material passou por uma secagem prévia ao ar livre até atingir a umidade higroscópica. Após isso, foi feita a homogeneização para desmanchar possíveis torrões no solo. Em seguida, foi feito o quarteamento das amostras, com o objetivo de obter uma amostra representativa do material. As amostras quarteadas são mostradas na Figura 23, a seguir.

Figura 23 – Quarteamento das amostras.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Esta preparação foi necessária para os seguintes ensaios de laboratório:

- Ensaio de Granulometria (ABNT NBR 7181/2016: Solo - Análise Granulométrica);
- Ensaio para os Limites de Atterberg
 - Limite de Liquidez (LL) (ABNT NBR 6459/2016: Solo - Determinação do limite de liquidez);
 - Limite de Plasticidade (LP) (ABNT NBR 7180/2016: Solo - Determinação do limite de plasticidade);
- Ensaio de Compactação (ABNT NBR 7182/2020: Solo – Ensaio de Compactação);
- Ensaio de Densidade Real (DNER-ME 093/1994);
- Ensaio de Permeabilidade (ABNT NBR 14545/2000: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável);

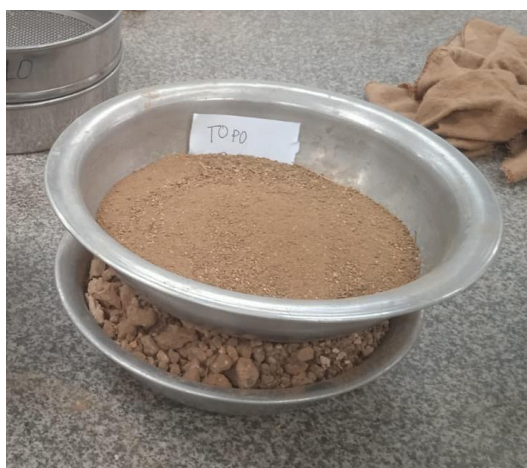
- Ensaio de Cisalhamento Direto (ASTM D3080/1998: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions).

Tais ensaios ocorreram no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará (UFC) - Campus de Fortaleza. Este laboratório localiza-se no Departamento de Transportes DET, e está sob a coordenação do Professor Dr. Francisco Chagas da Silva Filho.

5.3 Ensaio de granulometria

Para o ensaio de granulometria, a ABNT NBR 6457/1986: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização, diz que a amostra deve ser preparada com secagem prévia. Após a secagem, seguindo as instruções da ABNT NBR 7181/2016: Solo - Análise Granulométrica, a amostra foi passada na peneira com abertura de 2,0 mm. Para esse ensaio utilizaram-se 2,108 kg de material. A Figura 24 mostra a divisão do material que ficou retido na peneira de 2,0 mm, amostra de baixo, e o material que passou, amostra no topo.

Figura 24 – Amostras separadas depois de passar na peneira de 2,0 mm.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Dos grãos que passaram na peneira de 2,0 mm, foram retirados 70 g da amostra do topo, visto na Figura 25, por se tratar de um solo argiloso. A norma pede que essa mistura permaneça em repouso por no mínimo 12 horas, para este trabalho ela permaneceu durante 24h.

Figura 25 – Material para sedimentação e peneiramento fino.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

5.3.1 Peneiramento grosso

Conforme a ABNT NBR 7181/2016, seguiu-se o procedimento para o peneiramento grosso. O material que ficou retido nas peneiras é mostrado na Figura 26. As peneiras usadas neste ensaio e suas aberturas estão dispostas no Quadro 13.

Quadro 13 – Peneiras para o Peneiramento Grosso.

POLEGADAS/Nº DA PENEIRA	ABERTURA (mm)
1,5''	38,1
1''	25,4
3/4''	19,1
1/2''	12,27
3/8''	9,52
Nº 4	4,76
Nº 10	2,0

Fonte: elaborado pela autora (2024).

Figura 26 – Peneiramento grosso.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

5.3.2 Sedimentação

Seguindo a ABNT NBR 7181/2016, depois de 24h de repouso, o material imerso no hexametáfosfato foi colocado em um copo de dispersão, como mostrado na Figura 27, durante 15 minutos. Logo após, a mistura foi transferida para uma proveta, Figura 28.

Figura 27 – Aparelho de dispersão.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Adicionou-se água destilada na proveta até que a mistura atingisse o volume de 1000 ml. Logo após, a proveta foi agitada manualmente, com movimentos leves de rotação, por cerca de 1 minuto, depois colocada em repouso sob uma bancada. Foram feitas leituras nos tempos de 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h e 24h.

Figura 28 – Proveta.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Após a última leitura e a secagem do material na estufa, esse foi utilizado no processo de peneiramento fino.

5.3.3 Peneiramento fino

Como proposto pela ABNT NBR 7181/2016, o material seco foi passado por um conjunto de peneiras, cujo diâmetro é mostrado no Quadro 14. O material retido nas peneiras é mostrado na Figura 29. Após terminada a etapa do peneiramento fino, é possível montar o gráfico da Curva Granulométrica do solo.

Quadro 14 – Peneiras para o Peneiramento Fino.

POLEGADAS/Nº DA PENEIRA	ABERTURA (mm)
Nº 30	0,600
Nº 40	0,420
Nº 50	0,300
Nº 100	0,150
Nº 200	0,075

Fonte: elaborado pela autora (2024).

Figura 29 – Peneiramento fino.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

5.4 Ensaios para os Limites de Atterberg

Os ensaios para determinar os Limites de Atterberg são o de Limite de Liquidez, que segue a ABNT NBR 6459/2016, e o de Limite de Plasticidade, que segue a ABNT NBR 7180/2016. Determinar o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP) são necessários para a obter-se o Índice de Plasticidade (IP).

Quando o teor de umidade de um solo está muito alto, ele pode apresentar um comportamento líquido. Quando o solo perde parte dessa água, porém continua moldável, pode

apresentar um comportamento plástico. O limite de umidade para um solo ir de um estado plástico para líquido é chamado Limite de Liquidez, e o limite para que um solo passe de plástico para quebradiço é chamado de Limite de Plasticidade (Pinto, 2006).

5.4.1 Limite de liquidez (LL)

O ensaio seguiu conforme a ABNT NBR 6459/2016, que especifica um método para determinar o LL dos solos, com o auxílio do aparelho Casagrande. A amostra já tinha sido preparada de acordo com a ABNT NBR 6457/1986. O material foi moldado na concha do aparelho Casagrande, como visto na Figura 30.

Figura 30 – Aparelho de Casagrande.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Foram feitos testes em cinco amostras, mostradas na Figura 31. Com isso foi possível obter o gráfico de liquidez, onde se determina o Limite de Liquidez.

Figura 31 – Amostras.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

5.4.2 Limite de plasticidade (LP)

O ensaio para o Limite de Plasticidade seguiu conforme a ABNT NBR 7180/2016, o Limite de Plasticidade pode se definir como o menor teor de umidade em um solo no qual se molda um cilindro com dimensões de 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento, e o mesmo começa a fratura.

Quando o material se fragmentou, como mostra a Figura 32, foi transferido para uma cápsula e colocado na estufa para determinar seu teor de umidade. Esse processo foi repetido até serem obtidas quatro amostras.

Figura 32 – Amostras fragmentadas.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

5.4.3 Índice de plasticidade (IP)

Com o Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP), é possível encontrar o Índice de Plasticidade (IP), que se define como a diferença entre os dois limites. Esse índice retrata a faixa em que o solo demonstra características plásticas.

5.5 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi seguido como está descrito na ABNT NBR 7182/2020: Solo – Ensaio de Compactação. Como explica a norma, o cilindro a ser usado para esse ensaio foi o grande, pois, após a preparação, a maior parte da amostra não passou na peneira de 4,8 mm. A energia de compactação foi do tipo normal, o que confere 12 golpes por camada, como indicado no Quadro 15. Para esse ensaio, foram separados 6 kg de amostra, preparados a uma umidade aproximadamente 5% abaixo da umidade ótima. A Figura 33 mostra a compactação da primeira amostra.

Quadro 15 – Energias de compactação.

CILINDRO	CARACTERÍSTICAS INERENTES A CADA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	ENERGIA		
		NORMAL	INTERMEDIÁRIA	MODIFICADA
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador mm	63,5	63,5	63,5

Fonte: Adaptado da NBR 7182 (2020).

Figura 33 – Compactação em cinco camadas.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

O conjunto formado pelo molde do cilindro e o material foi pesado, para depois ser possível encontrar o valor da massa úmida de solo compactado (M_U), mostrado na Figura 34.

Figura 34 – Pesagem do cilindro e material escarificado.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Esse processo foi repetido 5 vezes, a norma pede que sejam obtidos pelo menos 5 pontos, dois no ramo seco, um próximo a umidade ótima, e dois no ramo úmido da curva de compactação. Depois que as amostras na estufa completaram o processo de secagem, foi possível calcular o peso específico seco para cada caso.

5.6 Ensaio da densidade real

Para esse ensaio, foi utilizada a norma do DNER-ME (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) 093/1994. Essa norma apresenta o procedimento necessário para determinar a densidade real de solos, que pode se definir como a razão entre o peso e o volume das partículas do solo.

Para o início do ensaio, foram pesados em uma balança três picnômetro vazios, estes serão considerados como a variável P_1 . Logo depois, foram colocadas em cada picnômetro cerca de 10 g do material da amostra, como mostra a Figura 35, estes foram pesados novamente e anotados como P_2 .

Figura 35 – Amostra de 10 g para ser colocada no picnômetro.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Após o banho maria e o resfriamento, foi realizada a pesagem dos picnômetros, Figura 36, e encontrada a variável P_3 . Os picnômetros foram limpos, e então cheios apenas com água destilada, como mostra a Figura 37.

Figura 36 – Pesagem do picnômetro com a amostra e água destilada.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Figura 37 – Pesagem do picnômetro com água destilada.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

5.7 Ensaio de permeabilidade

O ensaio de permeabilidade é normatizado pela ABNT NBR 14545/2000: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Ele tem o objetivo explicar os métodos para determinar o coeficiente de permeabilidade a carga variável.

A permeabilidade é uma propriedade do solo que representa a dificuldade de haver percolação de água através dos poros do mesmo.

Na base do permeâmetro foi colocada uma fina camada de material arenoso, como mostrado na Figura 38, em seguida adicionou-se a amostra de solo, que após a compactação atingiu uma altura de 23 mm. Em seguida foi adicionada uma camada de pedras para evitar o impacto direto da água sob o solo.

Figura 38 – Camada de material arenoso na base do permeâmetro.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Depois disso, seguindo as orientações da norma, o material foi deixado em saturação por 24 horas. Depois desse período, o ensaio foi iniciado.

Durante o ensaio, foram feitas quatro leituras de carga, e depois tirada uma média dessas leituras.

5.8 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é normatizado pela norma americana ASTM D3080/1998. Este ensaio tem o objetivo de estabelecer os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo.

A amostra foi preparada na umidade ótima e compactada dentro de um corpo de prova, uma forma quadrada de aproximadamente 5 cm de lado e 2 cm de altura, em seguida foi realizada a pesagem desse conjunto. Após isso, a amostra foi colocada em uma prensa de cisalhamento, que faz parte do conjunto de equipamentos para a execução do ensaio, como

mostrado na Figura 39. No ensaio foram adotadas três tensões normais sob o corpo de prova, de 50, 100 e 200 kPa. Foi usado um corpo de prova diferente para cada tensão.

Figura 39 – Equipamento para o ensaio de cisalhamento.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Foram realizadas as leituras de deformação pela observação dos extensômetros. A ruptura do corpo de prova é indicada quando a tensão cisalhante atinge seu valor máximo. Os corpos de prova após o ensaio são mostrados na Figura 40, a seguir.

Figura 40 – Corpos de prova após o ensaio de cisalhamento.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

6 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nessa parte do trabalho serão apresentados os resultados dos ensaios anteriores, bem como discursões referentes aos mesmos. Será apontado também a classificação do solo da amostra, de acordo com o SUCS. Os dados nesse tópico serão comparados com os dados mostrados em 4.4, para o caso de análise de estabilidade de taludes na CE-356, com o intuito de fazer um paralelo entre os dois trabalhos.

6.1 Granulometria

Para o peneiramento grosso, após a pesagem de cada amostra que ficou retida nas peneiras, como foi explicado no item 5.3.1, foram obtidos os resultados mostrados no Quadro 16. Os dados completos do ensaio de granulometria estão presentes no Anexo A desse trabalho.

Quadro 16 – Resultado do peneiramento grosso.

PENEIRAMENTO DO SOLO GRAÚDO				
PENEIRA		PESO RETIDO (g)	PESO PASSA (g)	% PASSA AM. TOTAL
POLEG.	mm			
2"	50,80	0,00	2107,33	100
1 1/2"	38,10	0,00	2107,33	100
1"	25,40	96,85	2010,48	95
3/4"	19,10	51,51	1958,97	93
1/2"	12,27	229,69	1729,28	82
3/8"	9,52	163,88	1565,40	74
Nº 4	4,76	381,27	1184,13	56
Nº 10	2,00	246,33	937,80	45

Fonte: elaborado pela autora (2024).

O ensaio de sedimentação foi feito com 70 g da amostra que passou na peneira de 2 mm, como explicado em 5.3.2. Após feitas todas as leituras no densímetro exigidas para esse ensaio, formulou-se o Quadro 17. Depois que a sedimentação foi finalizada, o material foi reutilizado, após a secagem, para o peneiramento fino. Os resultados são mostrados no Quadro 18.

Quadro 17 – Leituras para a sedimentação.

TEMPO DECORRIDO (S)	LEITURA (L)	TEMPERATURA (°C)	CORREÇÃO	LEITURA CORRIGIDA	ALT. DE QUEDA (cm)	LEITURA FINAL	“d” DOS GRÃOS (mm)	% <d AM. TOTAL (Q)
30	21,00	29	1,44	19,56	14,37	20,76	0,0769	17
60	19,00	29	1,44	17,56	14,71	18,76	0,0550	15
120	19,00	29	1,44	17,56	14,71	18,76	0,0389	15
240	15,00	29	1,44	13,56	14,49	14,76	0,0273	12
460	15,00	29	1,44	13,56	14,49	14,76	0,0197	12
900	14,00	29	1,44	12,56	14,66	13,76	0,0142	11
1800	13,00	29	1,44	11,56	14,84	12,76	0,0101	10
3600	12,00	29	1,44	10,56	15,01	11,76	0,0072	10
7200	11,00	29	1,44	9,56	15,18	10,76	0,0051	9
14400	10,00	29	1,44	8,56	15,36	9,76	0,0036	8
28800	8,00	29	1,44	6,56	15,70	7,76	0,0026	6
86400	6,00	29	1,44	4,56	16,05	5,76	0,0015	5

Fonte: elaborado pela autora (2024).

Quadro 18 – Resultado do peneiramento fino.

PENEIRAMENTO DO SOLO MIÚDO				
PENEIRA		PESO RETIDO (g)	PESO PASSA (g)	% PASSA AM. TOTAL
POLEGADA	mm			
Nº 16	1,19	5,04	94,89	42
Nº 30	0,590	3,94	90,95	41
Nº 40	0,420	1,61	89,34	40
Nº 50	0,297	1,76	87,58	39
Nº 100	0,149	5,05	82,53	37
Nº 200	0,075	5,21	77,32	34

Fonte: elaborado pela autora (2024).

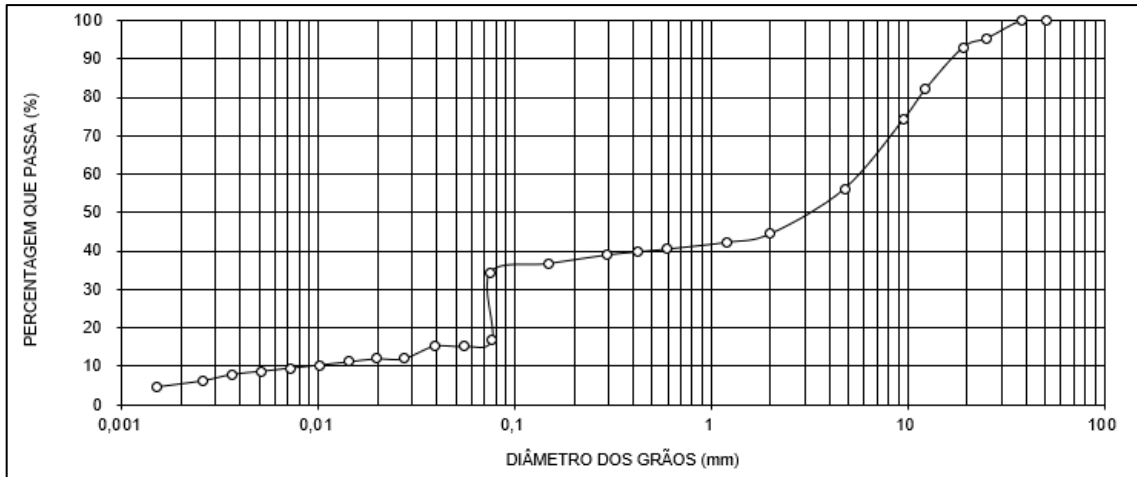
Com os resultados dos peneiramentos grosso e fino, e da sedimentação, é possível fazer um resumo da granulometria do solo, apresentado no Quadro 19, e sua curva granulométrica, mostrada o gráfico da Figura 41.

Quadro 19 – Granulometria e distribuição do solo.

RESUMO DA SEDIMENTAÇÃO		(%)
PEDREGULHO	ACIMA DE 4,8 mm	43,81
AREIA GROSSA	2,00 – 0,60 mm	4,00
AREIA MÉDIA	0,60 – 0,20 mm	1,50
AREIA FINA	0,20 – 0,06 mm	22,15
SILTE	0,06 – 0,002 mm	10,55
ARGILA	ABAIXO DE 0,002 mm	6,30
ARGILA COLOIDAL	ABAIXO DE 0,001 mm	11,69

Fonte: elaborado pela autora (2024).

Figura 41 – Gráfico da curva granulométrica.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Os dados mostrados no Quadro 16 indicam que o solo se classifica, pelo SUCS, como de graduação grossa, pois 45% do material passa na peneira N° 10 (2mm), ficando retido 55%. O SUCS define que para um solo se classificar como de graduação grossa, mais de 50% desse deve ficar retido na peneira de 2 mm. Os resultados do ensaio também demonstraram que a curva granulométrica possui um “salto” em sua continuidade, isso pode ser interpretado como um solo mal graduado.

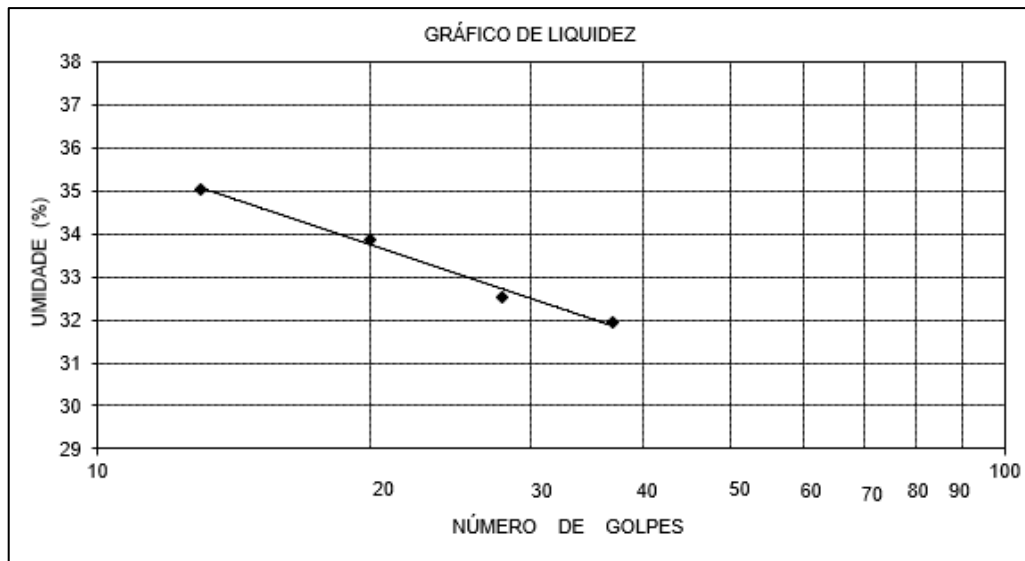
Fazendo uma comparação entre esses resultados e os apresentados no trabalho de Costa (2021), pela Figura 16, é visto que o solo desse também é mal graduado. Porém, o Quadro 12, que contém o resumo da graduação para esse trabalho, informa que mais de 99% do solo é composto por argila coloidal, indicando um solo de graduação fina.

6.2 Limites de Atterberg

O ensaio do limite de liquidez, como mostrado no item 5.4.1, foi realizado quatro vezes, para a obtenção de pelo menos quatro pontos. Para cada amostra, foi verificado o peso do solo úmido mais a tara (pbh), o peso do solo seco mais a tara (pbs), e o número de golpes do aparelho de Casagrande.

O ensaio para o limite de plasticidade também foi realizado quatro vezes, sendo medidos os valores de pbh e pbs para aferir o teor de umidade das amostras. Com os dados do ensaio para o limite de liquidez, foi possível a construção do gráfico da curva para o LL, mostrado na Figura 42. A tabela com os dados para os ensaios dos Limites de Atterberg está anexada no Apêndice B do trabalho.

Figura 42 – Gráfico de Liquidez.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

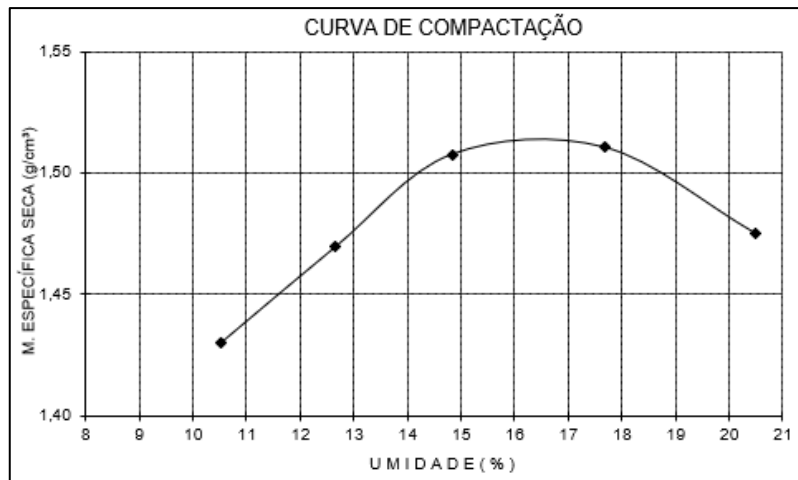
Como o limite de liquidez do solo está ligado a umidade quando são atingidos 25 golpes, é possível ver pelo gráfico que esse limite é de aproximadamente 33%. O limite de plasticidade é obtido com a média das amostras do ensaio, sendo de aproximadamente 19%. O índice de plasticidade é então calculado como a diferença entre o LL e o LP: $IP = 14$. Para Osterne (2015), solos que possuem o Índice de Plasticidade entre os valores 7 e 15, como o desse trabalho, são classificados como de plasticidade média, diferente de Costa (2021), onde a amostra possui $LL = 19\%$, $LP = 15\%$ e $IP = 4$, classificando-se como de plasticidade baixa.

A ABNT NBR 6459/2016, vista anteriormente no tópico 5.4.1, define o Limite de Liquidez como o teor de umidade de um solo, que representa o limite entre o estado líquido e o estado plástico para esse solo. Essa definição indica que o solo da amostra desse trabalho tem uma maior capacidade de absorver a água da chuva do que o de Costa (2021).

6.3 Compactação

O ensaio de compactação foi necessário para a obtenção da curva de compactação do solo, e com ela, os valores para a massa específica seca e a umidade ótima. Esse ensaio foi repetido cinco vezes para obterem-se cinco pontos no gráfico de compactação, mostrado na Figura 43. Os dados completos para o ensaio de compactação estão presentes no Apêndice C desse trabalho.

Figura 43 – Curva de compactação.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Na curva de compactação, é possível observar que a massa específica aparente seca e a umidade crescem de maneira aproximadamente proporcional, até que é atingida a umidade ótima do solo. A partir desse ponto, a massa específica seca vai diminuir enquanto a umidade aumenta. De acordo com o gráfico, a massa específica aparente seca é de 1,510 g/cm³ e a umidade ótima é de 16,5%. A massa específica aparente seca e a umidade ótima de Costa (2021), foram de 1,92 g/cm³ e 13%, respectivamente.

6.4 Densidade real

Foram feitas três determinações para a densidade, como descrito no item 5.6. Das três determinações, duas divergiam por menos de 0,009, a de 2,217 e a de 2,225, como mostrado no Quadro 20. A terceira determinação foi então descartada, e a densidade da temperatura ambiente foi determinada pela média das densidades dos picnômetros 1 e 3. A densidade real do solo, depois de corrigida com o fator K₂₀, foi de 2,22. A densidade real do solo para a amostra de Costa (2021) foi de 2,73.

Quadro 20 – Densidade relativa dos grãos.

DENSIDADE RELATIVA DOS GRÃOS										
Picnômetro	P1 (g)	P2 (g)	P3 (g)	P4 (g)	δ	$\Delta\delta$	δ	T°	K ₂₀	$\delta - 20^\circ$
1	29,26	39,28	85,89	80,39	2,217	0,008	2,221	26	0,9986	2,22
2	40,31	50,31	97,53	92,10	2,188					
3	43,83	53,82	100,91	95,41	2,225					

Fonte: elaborado pela autora (2024).

Segundo a DNER-ME 093/1994, a densidade real dos solos é definida como a relação entre o peso específico das partículas sólidas e o peso específico de igual volume de água pura. Para Kiehl (1979), quanto maior for a densidade de um solo, maior será sua compactação. Solos mais compactados também possuem um menor índice de vazios, o que aumenta sua resistência, tornando-os mais estáveis (Caputo, 1975). Dessa forma, poder-se-ia concluir que o solo da amostra de Costa (2021) seria o mais estável, em comparação com o presente trabalho, se a densidade real fosse o único fator a ser analisado.

6.5 Permeabilidade

Depois do ensaio de permeabilidade, foi montado o Quadro 21, com as variáveis importantes para o cálculo do coeficiente de permeabilidade (K). No mesmo quadro também, está presente o teor de umidade do solo, de 17,06%, um valor aproximado da umidade ótima calculada anteriormente, de 16,5%. Os dados referentes ao ensaio de permeabilidade encontram-se no Apêndice D desse trabalho.

Quadro 21 – Dados do ensaio de permeabilidade.

DADOS DO ENSAIO DE PERMEABILIDADE		
γ_s – PESO ESPECÍFICO SECO MÁXIMO (g/cm ³)		1,51
W – UMIDADE ÓTIMA DE COMPACTAÇÃO (%)		16,5 %
M – MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)		1150
L – ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)		2,3
A – ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)		181
γ_s – PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA		2,360
G – GRAU DE COMPACTAÇÃO (%)		
a – ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)		5,62
CÁLCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA (g)	15,7
	P.B.H. (g)	57,84
	P.B.S. (g)	51,70
	UMIDADE (%)	17,06

Fonte: elaborado pela autora (2024).

Após isso, foram feitas cinco leituras em intervalos de tempo de aproximadamente 11 minutos. A temperatura do ensaio também foi medida, pois influência nos resultados finais. Com essas leituras, foi obtido, pela média dos resultados, o coeficiente de permeabilidade de $2,6 \cdot 10^{-8}$, mostrado no Quadro 22. A amostra de Costa (2021) obteve um coeficiente de permeabilidade de $8,9 \cdot 10^{-9}$ m/s. Dessa forma, é possível concluir que a amostra do presente trabalho possui um maior fluxo de água, por possuir um maior coeficiente de permeabilidade.

Quadro 22 – Determinação do coeficiente de permeabilidade.

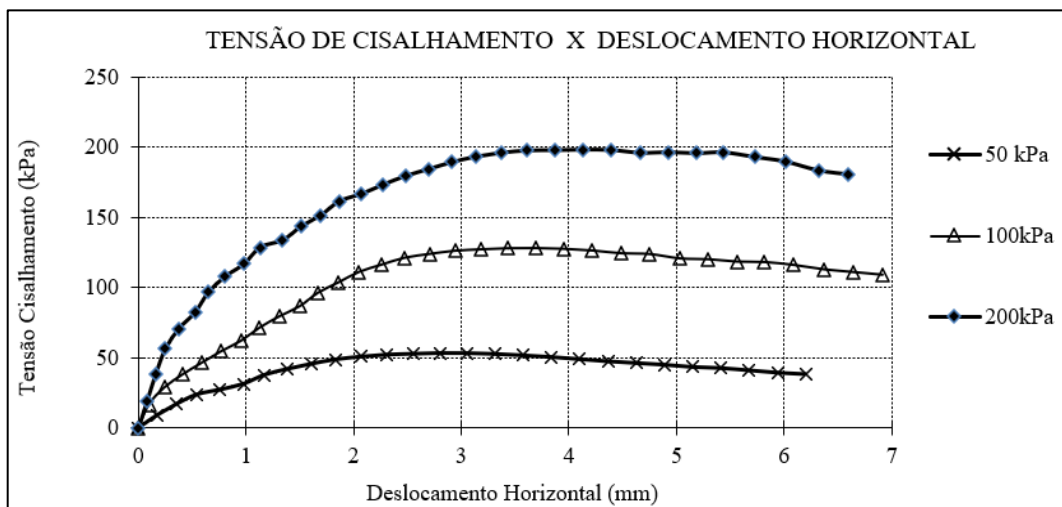
LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h_o (cm)	h_f (cm)	t (s)	K_{20} (cm/s)
1	29	0,811	145,00	140,60	674	2,6E-06
2	29	0,811	145,00	140,60	678	2,6E-06
3	29	0,811	145,00	140,60	677	2,6E-06
4	29	0,811	145,00	140,60	677	2,6E-06
5	29	0,811	145,00	140,60	677	2,6E-06

Fonte: elaborado pela autora (2024).

6.6 Cisalhamento direto

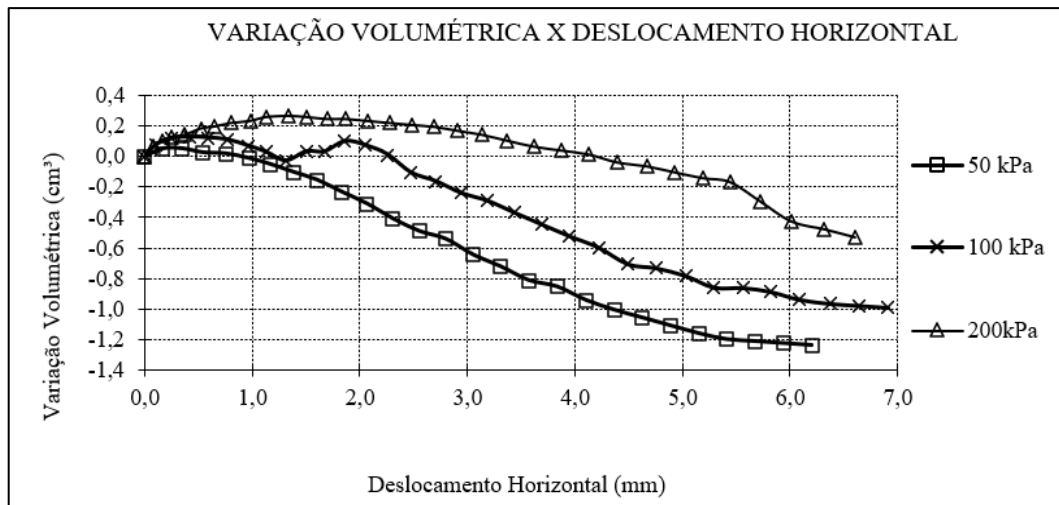
Depois do ensaio de cisalhamento direto, foram feitos os gráficos de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal, variação volumétrica versus deslocamento horizontal, e de tensão cisalhante versus tensão normal (envoltórias de ruptura), que correspondem as figuras 44, 45 e 46, respectivamente. O gráfico das envoltórias de ruptura mostra a coesão da amostra (c') e o ângulo de atrito (ϕ).

Figura 44 – Gráfico de tensão de cisalhamento x deslocamento horizontal.



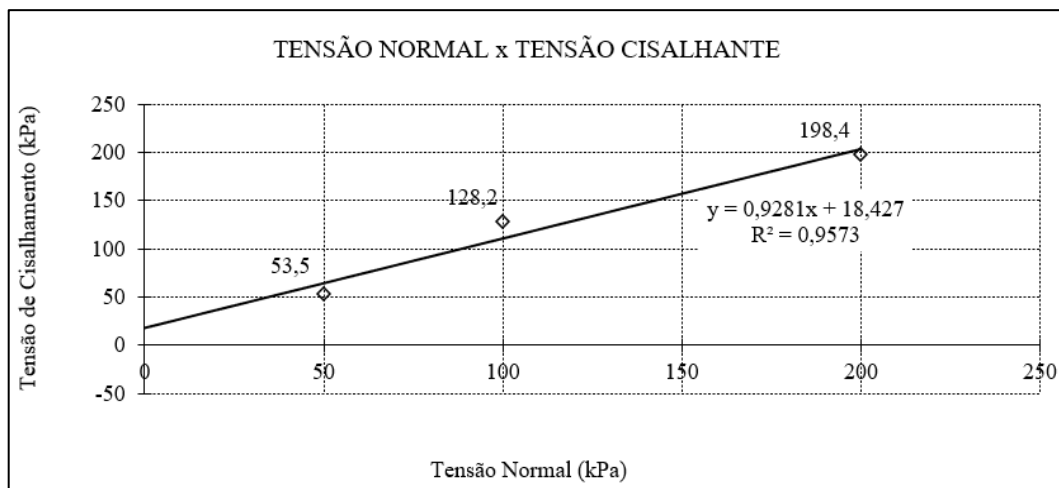
Fonte: elaborado pela autora (2024).

Figura 45 – Gráfico da variação volumétrica x deslocamento horizontal.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Figura 46 – Gráfico da tensão normal x tensão cisalhante.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

A resistência ao cisalhamento do solo define-se como a tensão máxima de cisalhamento que este pode suportar antes de sofrer uma ruptura. Para o gráfico de tensão cisalhante versus o deslocamento horizontal, foi observado que em nenhum dos casos de tensão aplicada, 50, 100 ou 200, o gráfico mostrou picos definidos. Isso é explicável como um comportamento comum para o solo, já que esse, de forma geral, se comporta de forma elástica até um certo nível de tensão, quando atinge a ruptura. A partir desse ponto, as tensões tendem a atingir um valor constante (Souza, 2014).

No gráfico de variação volumétrica versus deslocamento horizontal, observou-se uma variação mais brusca no volume referente às tensões de 50 e 100 kPa do que na de 200 kPa, que

apresentou uma variação mais constante. No gráfico das envoltórias de ruptura, a tensão normal e a cisalhante cresceram de maneira proporcional.

Foi construído o Quadro 23, com um resumo sobre o ensaio com os dados resultantes do ensaio, os obtidos do gráfico de tensão normal versus tensão cisalhante, ângulo de atrito e coesão, também a massa específica aparente seca, umidade e tensão cisalhante máxima, para as três tensões aplicadas no ensaio, 50, 100 e 200 kPa. As leituras feitas para as três tensões desse ensaio estão anexadas nos apêndices E, G e F do presente trabalho. Os valores para o ângulo de atrito (33,5°) e a coesão (7,53 kPa) da amostra foram iguais no presente trabalho e no de Costa.

Quadro 23 – Resultados do ensaio de cisalhamento direto.

CORPO DE PROVA	MASSA ESP. APAR. SECA (g/cm ³)	UMIDADE (%)	TENSÃO NORMAL (kPa)	TENSÃO CIS. MÁX. (kPa)	COESÃO (kPa)	ATRITO (Graus)
1	1,893	13,2	50	53,5	7,53	33,5
2	1,894	13,2	100	128,2		
3	1,891	13,2	200	198,4		

Fonte: elaborado pela autora (2024).

6.7 Classificação do solo

Após a conclusão dos ensaios, foram obtidos os dados necessários para realizar a classificação do solo do talude por meio do Sistema Unificado do Solo (SUCS).

De acordo com a tabela do Sistema Unificado do Solo, fornecida pelo DNIT, a primeira divisão que é feita para descobrir um tipo de solo é a sua granulometria. Os solos podem ser divididos como de graduação grossa, quando mais de 50% do material fica retido na peneira de N° 10, e de graduação fina, quando menos de 50% fica retido. Seguindo ainda a divisão por granulometria, 44% da amostra ficou retida na peneira N°4, correspondendo a classe de areia.

Como foi visto no item 6.1, 55% do solo ficou retido na peneira N° 10, o que classifica o solo como de graduação grossa. Observando o valor do LL do solo, 33%, ele se classifica como um solo de siltes ou argilas com LL 50%. Com o apoio da carta de plasticidade, verifica-se que o solo se enquadra como tendo uma plasticidade média.

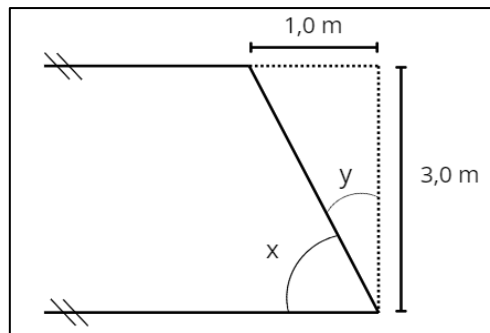
Como visto no Quadro 1 do trabalho, os solos de graduação grossa que se classificam como areias podem se enquadrar como areias bem graduadas (SW), areias mal graduadas (SP), areias siltosas (SM) ou areias argilosas (SC). Como a areia possui uma grande quantidade de

finos, e desses possui mais argila do que silte, essa amostra pode ser classificada como uma areia argilosa (SC).

6.8 Modelagem do Talude no Programa GeoStudio 2020(SLOPE/W)

Para iniciar a modelagem do talude, é necessário primeiro definir suas dimensões. Durante a retirada das amostras, foram feitas algumas medições no corpo do talude, elas serão usadas para calcular o ângulo de inclinação. O esboço do talude é mostrado na Figura 47.

Figura 47 – Desenho do talude.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

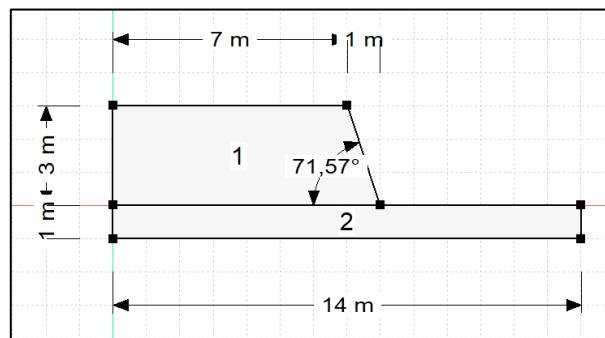
Utilizando de cálculos trigonométricos, pode-se chegar ao valor de y e x , e com isso, caracterizar o talude no programa SLOPE/W, como mostrado na Figura 48.

$$\tan y = 1,0/3,0$$

$$x = \arctg 3,0/1,0$$

$$x = 71,57^\circ$$

Figura 48 – Desenho do talude no SLOPE/W.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

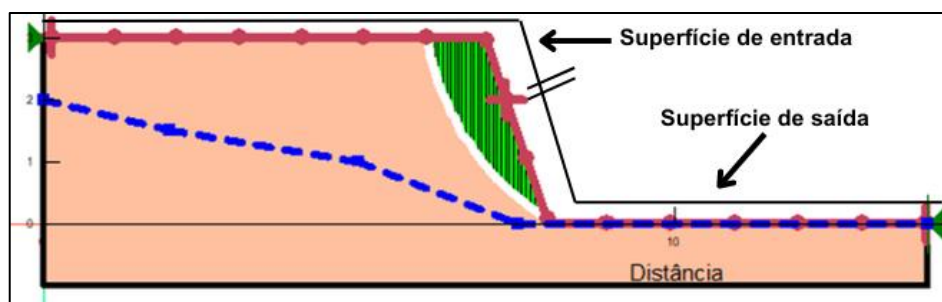
Para começar a modelagem, iniciou-se o programa especificando o método de análise que seria utilizado. Criaram-se então duas regiões, a do talude e a da fundação. Foi arbitrada uma fundação de 1 m de profundidade para o talude.

Em seguida, foi criado um novo tipo de material para representar o solo do talude. Foram aplicados os dados referentes ao peso específico ($15,1 \text{ Kn/m}^3$), coesão efetiva ($7,53 \text{ kPa}$) e ângulo de atrito efetivo do solo ($33,5^\circ$). Após isso, o material foi aplicado nas regiões criadas anteriormente.

A condição de poropressão escolhida foi a linha piezométrica. Como não houve uma investigação mais profunda no talude, os pontos escolhidos para a linha foram estimados de forma aleatória. As coordenadas dos quatro pontos dentro do talude foram: (0; 2), (2; 1,5), (5; 1), e (7,5; 0).

Após isso, foi necessário definir a superfície de pesquisa. Esse tópico define a direção do movimento da superfície de ruptura. A direção definida foi da esquerda para a direita. Para a superfície de entrada, foi traçada uma linha do ponto inicial da crista do talude à esquerda até o fim da crista, descendo a profundidade de um metro. Para a superfície de saída, traçou-se a linha do ponto onde a superfície de entrada terminava, seguindo até o pé do talude e mais 6 metros adiante, como detalhado na Figura 49.

Figura 49 – Superfícies de entrada e saída.

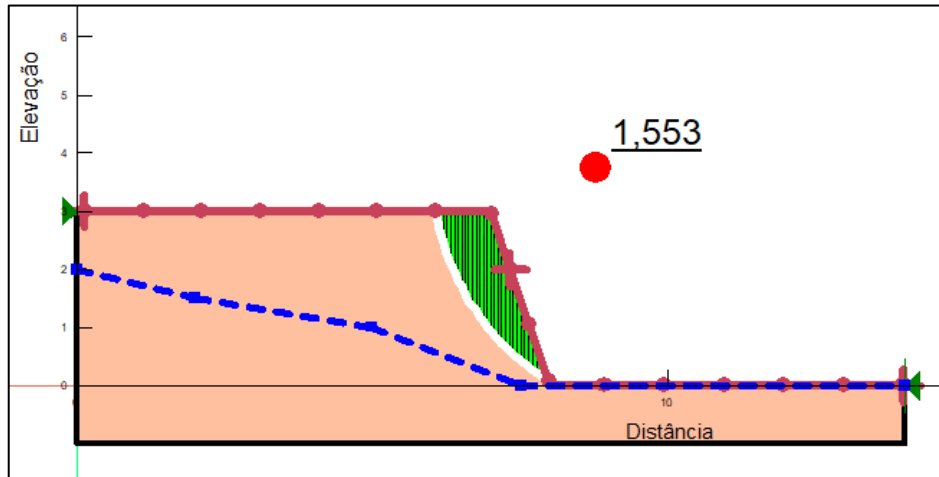


Fonte: elaborado pela autora (2024).

Com o talude modelado, foram feitas as simulações dos métodos para encontrar os fatores de segurança. Os métodos testados foram o de Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price e Spencer, mostrados nas figuras 50, 51, 52, 53 e 54, respectivamente.

- Fellenius:

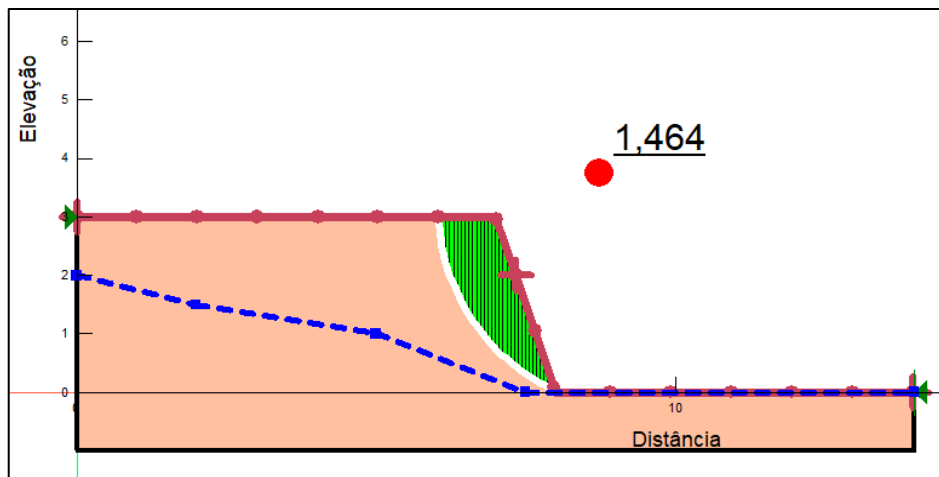
Figura 50 – Análise da estabilidade de talude, Método de Fellenius.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

- Bishop:

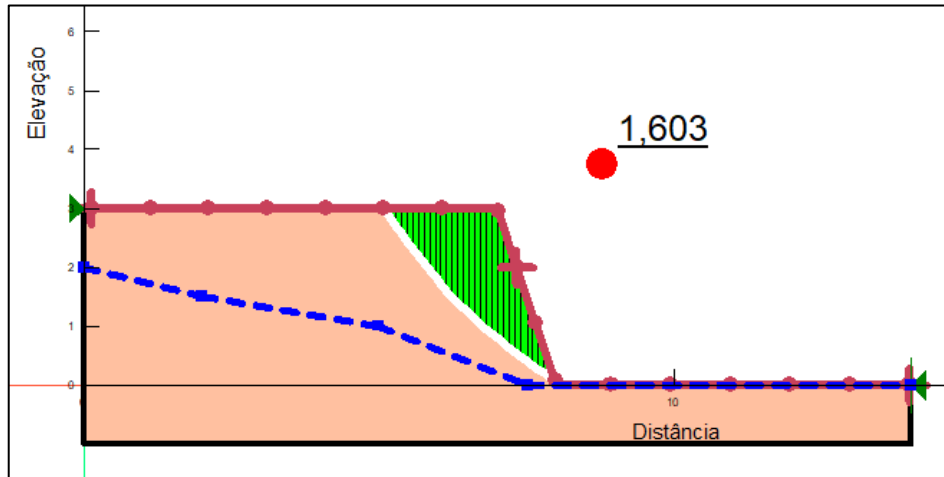
Figura 51 – Análise da estabilidade de talude, Método de Bishop.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

- Janbu:

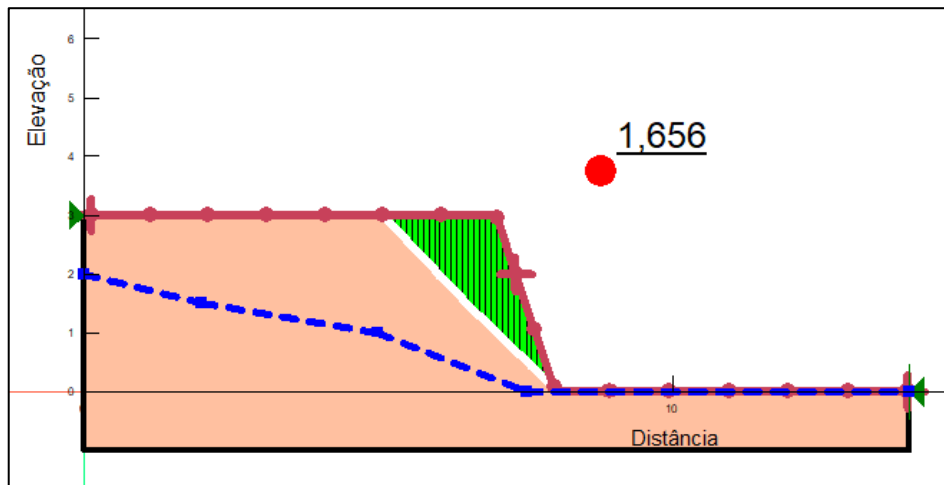
Figura 52 – Análise da estabilidade de talude, Método de Janbu.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

- Morgenstern-Price:

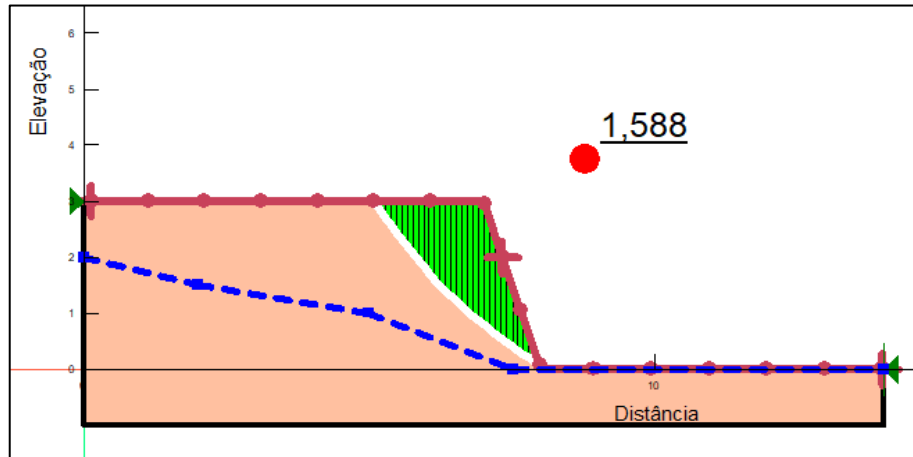
Figura 53 – Análise da estabilidade de talude, Método de Morgenstern-Price.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

- Spencer:

Figura 54 – Análise da estabilidade de talude, Método de Spencer.



Fonte: elaborado pela autora (2024).

Foi possível observar que os resultados variaram de um método para o outro, sendo a maior variação quando se compara o resultado de Morgenstern-Price (1,656), o maior resultado, com o de Bishop (1,464), uma diferença de quase 0,2. No estudo de Costa, embora os valores tenham sido diferentes, o método de Bishop também resultou no menor valor de FS (0,708) e o método de Morgenstern-Price resultou no maior valor de FS (0,778).

Todos os métodos apresentaram um $FS > 1$, indicando que o talude permanece estável. Além disso, quase todos os FS estão acima de 1,5, valor exigido para o fator de segurança pela NBR 11682 para casos de taludes rodoviários. O único método em que o FS não alcançou o valor pedido foi o de Bishop. Porém, como se trata de um método mais simples, e o valor está muito próximo do limite, considerou-se o talude como estável.

7 CONCLUSÃO

Esse trabalho tinha como objetivo principal analisar a estabilidade de um talude na CE-356, mais especificamente no trecho entre Russas-CE e Baraúna-RN, conhecido como “Estrada da Fruta”. Também possui objetivos mais específicos como a realização de ensaios laboratoriais com a amostra de solo retirada do talude, analisar as propriedades desse solo, dispor dos parâmetros encontrados para seguir com a modelagem do talude no software SLOPE/W, e por último, utilizar diferentes métodos de estabilidade para encontrar o fator de segurança do talude.

Os ensaios no laboratório renderam dados para a caracterização da amostra de solo, foi possível averiguar que a amostra é constituída, em sua maior parte, por pedregulho (43,81%) e areia fina (22,15%). O solo se classifica como uma areia argilosa (SC) pelo SUCS. Os limites de Atterberg também foram descobertos, limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade são, respectivamente, 33%, 19% e 14.

A massa específica do solo é de $1,51 \text{ g/cm}^3$ e sua umidade ótima é de 16,5%. Encontrou-se também nos ensaios a densidade do solo, 2,22, e o coeficiente de permeabilidade, 2,610-8 m/s. Pela baixa permeabilidade, pode-se deduzir que o solo absorve a água de forma lenta, isso é percebido principalmente após os períodos de saturação de 24 horas. Contudo, a quantidade considerável de finos presente tende deixar a textura do solo mais “lamacenta” quando entra em contato com a água. Esse pode ser considerado um dos motivos para a ocorrência de escorregamentos nos taludes da região, como citado no trabalho de Costa (2021).

O ensaio de cisalhamento conferiu três tensões máximas de cisalhamento para as três cargas aplicadas, que representavam a tensão normal. Para a carga de 50 kPa, a tensão máxima de cisalhamento foi de 53,5 kPa, para a carga de 100 kPa, a tensão foi de 128,2 kPa, e para a carga de 200 kPa, a tensão foi de 198,4 kPa. Nesse ensaio também foram obtidos a coesão, 7,53 kPa, e o ângulo de atrito, $33,5^\circ$. Esse valor de coesão se encontra no intervalo entre o valor para solos arenosos e argilosos, o que indica um solo com características mistas desses dois tipos, o solo apresenta certo grau de coesão, ao mesmo tempo que também se fragmenta com facilidade.

Com os dados do solo obtidos, utilizou-se o software SLOPE/W para realizar a análise da estabilidade do talude. Foram adicionados os valores de massa específica, coesão e ângulo de atrito, dados encontrados quando se estudou as propriedades do solo. Os métodos de estabilidade utilizados para a análise foram Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price e Spencer, vistos anteriormente no trabalho.

Com os resultados dos fatores de segurança para cada método, foi possível averiguar que a maioria dos métodos alcançou um FS maior do que 1,5, valor mínimo exigido pela NBR 11682 quando existe risco elevado de perdas materiais e de vidas humanas. O único valor abaixo do recomendado, o Método de Bishop, aproximou-se bastante desse. Outro trabalho que também envolveu a estabilidade de taludes na Estrada da Fruta, o de Costa (2021), obteve valores menores para o FS. Entretanto, o padrão para o menor fator de segurança ter sido dado pelo Método de Bishop, e o maior valor ser o de Morgenstern-Price, se manteve nos dois trabalhos. Pode-se concluir então, que o talude estudado é estável.

Contudo, também é importante ressaltar alguns pontos sobre o trabalho de análise, as medidas para as dimensões do talude foram aproximadas, por conta da configuração variável do talude. A amostra de solo utilizada estava em estado deformado. Além disso, os ensaios de laboratório foram feitos em um ambiente controlado e em condições otimizadas. Esses fatores podem explicar o porquê de a análise gerar uma situação mais propensa para a estabilidade do talude.

Deixa-se aqui a sugestão de um estudo mais profundo para o referido talude deste trabalho. Ensaio de sondagem simples a percussão, para a obtenção do perfil geotécnico do solo e a localização da linha piezométrica. Também fica indicado a modelagem do talude em 3D, utilizando softwares como o GeoStudio 3D.

REFERÊNCIAS

ALVES, Camila Adriana Oliveira; MATEUS, Thiago Vaz. **Estabilidade de taludes: estudo das condições de estabilização em taludes naturais**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Faculdade Doctum de João Monlevade, João Monlevade, 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080 - 98**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. In: Annual Book of ASTM Standards, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo - Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14545**: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.

AUGUSTO FILHO, O. **Caracterização geológico-geotécnica voltada a estabilização de encostas: uma proposta metodológica**. In: CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABMS/ABGE. 1992, p. 721-733.

AUGUSTO FILHO, O.; VIRGILI, J. C. **Estabilidade de Taludes**. In: OLIVEIRA, Antônio Manoel dos Santos; BRITO, Sérgio Nertan Alves de. Geologia de engenharia. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos. Volume I**, Rio de Janeiro: Editora Livros Técnicos e Científicos S.S., 1975.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1996.

CAVALCANTE, Leandro Vieira. A territorialidade do capital no campo: agronegócio e uso corporativo do território no Ceará. **Revista NERA**, v. 23, n. 53, p. 22-46, mai.-ago., 2020.

CNT, SEST SENAT, ITL. **Pesquisa CNT de Rodovias 2023**. 26. ed. Brasília, 2023.

COSTA, A. F. **Estudo das Propriedades Geotécnicas do Solo com Aplicação na Análise da Estabilidade de Talude da CE-356**. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Russas, 2021.

COSTA, Eduardo José da Silva; LEVINDO, Walter de Andrade. **Retaludamento e cobertura vegetal na estabilidade de taludes rodoviários**. 2013. 53f. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Faculdade Doctum de Minas Gerais, Minas Gerais, 2013.

CRUZ, Paulo T. da. **100 barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção, projeto**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

DAS, B. M. **Fundamento de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGENS - MÉTODO DE ENSAIO. **DNER-ME 093**: Solos - determinação da densidade real. DNER-ME, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT - IPR 719. **Manual de Pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro, 2006.

DYMINSKI, A. S. **Noções de estabilidade de taludes e contenções**. Notas de aula. Universidade Federal do Paraná, 2007.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa do Solo. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 2. ed. Rio de Janeiro, 2013.

FERREIRA, J.L.F. **Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Janbu e Spencer**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto: Faculdade de Engenharia, Porto, Portugal, 2012.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade de taludes**. Curitiba: Editora UFPR, 2009.

GEO SLOPE INTERNATIONAL LTD. 2024. Disponível em: [Seequent: Solutions for the mining, civil, environmental & energy industries](#) . Acesso em: 08 jan. 2024.

GERSCOVICH, Denise Maria Soares. **Estabilidade de taludes**. Universidade Estadual do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

GUIDICIN I, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes**. São Paulo, 2. ed. Oficina de Textos, 2016.

HIGHLAND, Lynn M.; BOBROWSKY, Peter. **The landslide handbook – A guide to understanding landslides**. Reston Virginia: United States Geological Survey Circular, 2008.

HORST, Rafael. **Avaliação dos métodos para cálculo de estabilidade de taludes em maciço terroso**. 2007. Monografia (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade regional do noroeste do estado do Rio Grande do Sul - Departamento de tecnologia, Ijuí, 2007.

KIEHL, E. J. **Manual de Edafologia**. São Paulo: Editora Agronômica Ceres, 1979. 262 p.

MASSAD, F. **OBRAS DE TERRA: CURSO BÁSICO DE GEOTECNIA**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Texto. 203 p., 2010.

OLIVEIRA, Vanessa Scoz. **Análise de Estabilidade bi e tridimensional de Talude Estabilizado em Solo Grampeado**. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

OSTERNE, Alyne Karla Nogueira. **Resistência ao cisalhamento de uma amostra de solo da UFRS Campus Angicos-RN**. 2015. 83f. Monografia (Graduação em Ciência e Tecnologia) - Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Angicos, 2015.

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

SANTOS, G.; MARTINEZ, S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação barreiras**. Tese (Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

SANTOS, H. G.; JACOMINE, P. K. T.; ANJOS, L. H. C. dos.; OLIVEIRA, V. A. de.; LUMBRERAS, J. F.; COELHO, M. R.; ALMEIDA, J. A. de.; ARAÚJO FILHO, J. C. de.; OLIVEIRA, J. B. de.; CUNHA, T. J. F. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 5. ed. Brasília. Embrapa, 2018.

SOUZA, Anna Paula Leopoldo de. **Estudos geotécnicos e de estabilidade de taludes da encosta do alto do Padre Cícero no município de Camaragibe-PE**. 2014. Dissertação - Mestrado – (Pós Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014.

STRAUSS, Anselm; CORBIN, Juliet. **Basics of qualitative research: grounded theory procedures and techniques**. Newbury Park, CA: Sage Publications, 1998.

TABALIPA, N. L. **Estudo da estabilidade de vertentes da bacia do Rio Ligeiro, Pato Branco, Paraná**. Tese (Doutorado em Geologia) – Setor de Ciências da Terra, UFPR, Curitiba, 2008.

TOMINAGA, L.K.; SANTORO, J.; AMARAL, R. (organização). **Desastres Naturais: Conhecer para Prevenir**. São Paulo: Instituto Geológico, 2009.

TONUS, B. P. de A. **Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. Tese de

Doutorado. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

VARNES, D. J. **Slope movement types and processes**. In: SCHUSTER, R. L.; KRIZEK, R. J. (Ed.). Special report 176: *landslides: analysis and control*. Washington, DC: National Research Council, 1978. p 11-33.

APÊNDICE A – ENSAIO DE GRANULOMETRIA

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR SEDIMENTAÇÃO Com dispersor e Com defloculante

INTERESSADO:	AMOSTRA:	1	DATA 08/2024
UMIDADE DA SEDIMENTAÇÃO		RESUMO DA SEDIMENTAÇÃO (%)	
CAPSULA No.	1	PEDREGULHO	ACIMA DE 4,8 mm 43,81
PESO BRUTO UMIDO(g)	76,97	AREIA GROSSA	2,00 - 0,60 mm 4,00
PESO BRUTO SECO(g)	73,30	AREIA MÉDIA	0,60 - 0,20 mm 1,50
PESO DA CAPSULA(g)	22,23	AREIA FINA	0,20 - 0,06 mm 22,15
PESO DA AGUA(g)	3,67	SILTE	0,06 - 0,002 mm 10,55
PESO DO SOLO SECO(g)	51,07	ARGILA	ABAIXO DE 0,002 mm 6,30
UMIDADE(%)	7,2%	ARGILA COLOIDAL	ABAIXO DE 0,001 mm 12

AMOSTRA SECA		PENEIRAMENTO DO SOLO GRAUDO					
	AM.TOTAL	AM.PARC.	PENEIRA		PESO(g) RETIDO	PESO(g) PASSA	% PASSA AM. TOTAL
			POLEG.	mm			
CAPSULA No.	1	2	2"	50,80	0,00	2107,33	100
PESO SOLO UMIDO(g)	2108,00	100,00	1 1/2"	38,10	0,00	2107,33	100
PESO PEDREG.(g)	1169,53		1"	25,40	96,85	2010,48	95
P.S.MIUDO UMIDO(g)	938,47	-	3/4"	19,10	51,51	1958,97	93
P.S. MIUDO SECO(g)	937,80	-	1/2"	12,27	229,69	1729,28	82
P. AMOSTRA SECA(g)	2107,33	99,93	3/8"	9,52	163,88	1565,40	74
CTE. DO FATOR K	-	0,812	No. 4	4,76	381,27	1184,13	56
DENSIDADE A 20 °C	2,22		No. 10	2,00	246,33	937,80	45

PENEIRAMENTO DO SOLO MIUDO					
	PENEIRA		PESO(g) RETIDO	PESO(g) PASSA	% PASSA AM. TOTAL
	POLEGADA	mm			
	No. 16	1,19	5,04	94,89	42
	No. 30	0,590	3,94	90,95	41
	No. 40	0,420	1,61	89,34	40
	No. 50	0,297	1,76	87,58	39
	No. 100	0,149	5,05	82,53	37
	No. 200	0,075	5,21	77,32	34

DENSIMETRO No.: 1					PROVETA No.: 1			
TEMPO DECORRIDO	LEITURA (L)	TEMPERAT. (o C)	CORREC. MEIO DISPERSOR	LEITURA CORRIGIDA	ALT. DE QUEDA (cm)	LEIT. COR. FINAL	"d" DOS GRAOS (mm)	% <d AM. TOTAL(Q)
30	21,00	29,00	1,44	19,56	14,37	20,76	0,0769	17
60	19,00	29,00	1,44	17,56	14,71	18,76	0,0550	15
120	19,00	29,00	1,44	17,56	14,71	18,76	0,0389	15
240	15,00	29,00	1,44	13,56	14,49	14,76	0,0273	12
460	15,00	29,00	1,44	13,56	14,49	14,76	0,0197	12
900	14,00	29,00	1,44	12,56	14,66	13,76	0,0142	11
1800	13,00	29,00	1,44	11,56	14,84	12,76	0,0101	10
3600	12,00	29,00	1,44	10,56	15,01	11,76	0,0072	10
7200	11,00	29,00	1,44	9,56	15,18	10,76	0,0051	9
14400	10,00	29,00	1,44	8,56	15,36	9,76	0,0036	8
28800	8,00	29,00	1,44	6,56	15,70	7,76	0,0026	6
86400	6,00	29,00	1,44	4,56	16,05	5,76	0,0015	5

APÊNDICE B – ENSAIO PARA OS LIMITES DE ATTERBERG

ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA								
TALUDE RODOVIÁRIO CE-356 (ESTRADA DA FRUTA)								
LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE			
No. DE GOLPES	37	28	20	13				
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	15,42	14,92	13,97	15,26	6,38	7,40	7,58	6,57
SOLO+TARA (g)	13,20	12,76	11,85	12,94	6,18	7,22	7,42	6,43
TARA (g)	6,25	6,12	5,59	6,32	5,11	6,27	6,54	5,68
ÁGUA (g)	2,22	2,16	2,12	2,32	0,20	0,18	0,16	0,14
SOLO (g)	6,95	6,64	6,26	6,62	1,07	0,95	0,88	0,75
UMIDADE (%)	31,94	32,53	33,87	35,05	18,69	18,95	18,18	18,67
LIMITE DE LIQUIDEZ					(LL):	33 %		
LIMITE DE PLASTICIDADE					(LP):	19 %		
ÍNDICE DE PLASTICIDADE					(IP):	14 %		

APÊNDICE C – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL					
TALUDE RODOVIÁRIO CE-356 (ESTRADA DA FRUTA)					
RESULTADOS:					
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA:					1,510 g/cm ³
UMIDADE ÓTIMA:					16,5 %
CILINDRO No.	1	VOLUME	2758 cm ³	PESO	4062 g
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)	8422	8628	8836	8964	8964
PESO DA AMOSTRA (g)	4360	4566	4774	4902	4902
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)	1,581	1,656	1,731	1,777	1,777
CÁPSULA No.	1	2	3	4	5
P.BRUTO ÚMIDO (g)	88,20	89,47	93,10	85,19	74,34
P. BRUTO SECO (g)	81,96	81,88	84,23	75,90	64,00
P.DA CÁPSULA (g)	22,72	21,94	24,42	23,34	13,55
ÁGUA (g)	6,24	7,59	8,87	9,29	10,34
SOLO (g)	59,24	59,94	59,81	52,56	50,45
UMIDADE (%)	10,53	12,66	14,83	17,68	20,50
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)	1,430	1,469	1,507	1,510	1,475

APÊNDICE D – ENSAIO DE PERMEABILIDADE

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA VARIÁVEL

LETICIA MAURICIO		AMOSTRA: argila				
OBRA: TALUDE DA CE-356						
	γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO MÁXIMO (g/cm ³)		1,51			
	w - UMIDADE ÓTIMA DE COMPACTAÇÃO (%)		16,5			
	M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)		1150			
	L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)		2,3			
	A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)		181			
	γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)		2,360			
	G - GRAU DE COMPACTAÇÃO (%)					
	a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)		5,62			
	CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA		TARA		15,7	
			P.B.H		57,84	
P.B.S.			51,70			
UMIDADE (%)			17,06			
T - TEMPERATURA DO ENSAIO (°C) Fc - FATOR DE CORREÇÃO (20°C) h ₀ - ALTURA INICIAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm) h _f - ALTURA FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm) t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO (s)						
RESULTADO: K₂₀ = 2,6E-08 m/s						
LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h ₀ (cm)	h _f (cm)	t (seg)	K ₂₀ (cm/s)
01	29	0,811	145,00	140,60	674,00	2,6E-06
02	29	0,811	145,00	140,60	678,00	2,6E-06
03	29	0,811	145,00	140,60	677,00	2,6E-06
04	29	0,811	145,00	140,60	677,00	2,6E-06
05	29	0,811	145,00	140,60	677,00	2,6E-06

APÊNDICE E – ENSAIO DE CISALHAMENTO ($\sigma = 50$ kPa)

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO									
ALUNA: LETICIA MAURICIO					σ : 50 kPa				
Anel nº 1	Área: 25,806 cm ²			Tara: 82,06 g		Dens. Real	2,22		
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)		192,65		
Cápsula N ^o	1		2		Peso do C.P.+água (g)		110,59		
Solo+Tara+água (g)	27,16		140,73		Altura do C.P. (cm)		2		
Solo+Tara (g)	25,58		127,58		Volume (cm ³)		51,61		
Tara (g)	13,59		40,72		Dens. Úmida (g/cm ³)		2,14		
Água (g)	1,58		13,15		Dens. Seca (g/cm ³)		1,893		
Solo (g)	11,99		86,86		Grau de saturação (%)				
Umidade (%)	13,18		15,14		Constante do anel (kgf/mm)		29		
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Deform. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Deform. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
-	6,270	0,000	0,000	0,00	25,806	0,000	0,000	0,000	0,00
-	6,250	0,250	0,080	2,32	25,720	0,170	9,020	0,020	0,05
-	6,250	0,500	0,150	4,35	25,628	0,350	16,973	0,020	0,05
-	6,260	0,750	0,210	6,09	25,532	0,540	23,853	0,010	0,03
-	6,263	1,000	0,240	6,96	25,420	0,760	27,380	0,007	0,02
-	6,275	1,250	0,275	7,98	25,311	0,975	31,508	-0,005	-0,01
-	6,290	1,500	0,330	9,57	25,212	1,170	37,959	-0,020	-0,05
-	6,310	1,750	0,365	10,59	25,102	1,385	42,167	-0,040	-0,10
-	6,330	2,000	0,395	11,46	24,991	1,605	45,837	-0,060	-0,15
-	6,360	2,250	0,420	12,18	24,876	1,830	48,962	-0,090	-0,23
-	6,390	2,500	0,435	12,62	24,757	2,065	50,955	-0,120	-0,31
-	6,428	2,750	0,445	12,91	24,635	2,305	52,385	-0,158	-0,41
-	6,460	3,000	0,448	12,99	24,510	2,552	53,008	-0,190	-0,49
-	6,480	3,250	0,450	13,05	24,384	2,800	53,520	-0,210	-0,54
-	6,520	3,500	0,447	12,96	24,255	3,053	53,444	-0,250	-0,65
-	6,550	3,750	0,440	12,76	24,125	3,310	52,892	-0,280	-0,72
-	6,585	4,000	0,429	12,44	23,992	3,571	51,855	-0,315	-0,81
-	6,601	4,250	0,417	12,09	23,859	3,833	50,686	-0,331	-0,85
-	6,635	4,500	0,402	11,66	23,724	4,098	49,140	-0,365	-0,94
-	6,660	4,750	0,387	11,22	23,590	4,363	47,576	-0,390	-1,01
-	6,680	5,000	0,375	10,88	23,457	4,625	46,362	-0,410	-1,06
-	6,700	5,250	0,363	10,53	23,323	4,887	45,135	-0,430	-1,11
-	6,720	5,500	0,348	10,09	23,189	5,152	43,521	-0,450	-1,16
-	6,735	5,750	0,340	9,86	23,058	5,410	42,762	-0,465	-1,20
-	6,740	6,000	0,325	9,43	22,923	5,675	41,116	-0,470	-1,21
-	6,745	6,250	0,310	8,99	22,789	5,940	39,450	-0,475	-1,23
-	6,750	6,500	0,300	8,70	22,656	6,200	38,400	-0,480	-1,24

APÊNDICE F – ENSAIO DE CISALHAMENTO ($\sigma = 100$ kPa)

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO									
ALUNA: LETICIA MAURICIO									
$\sigma: 100$ kPa									
Anel nº 1	Área: 25,806 cm ²			Tara: 82,06 g			Dens. Real	2,22	
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)			192,72	
Cápsula N ^o	1		2,0		Peso do C.P.+água (g)			110,66	
Solo+Tara+água (g)	27,16		144,91		Altura do C.P. (cm)			2	
Solo+Tara (g)	25,58		131,61		Volume (cm ³)			51,61	
Tara (g)	13,59		40,72		Dens. Úmida (g/cm ³)			2,14	
Água (g)	1,58		13,30		Dens. Seca (g/cm ³)			1,894	
Solo (g)	11,99		90,89		Grau de saturação (%)				
Umidade (%)	13,18		14,63		Constante do anel (kgf/mm)			29	
ΔT	Extensômetro (mm)		Desl. do	Carga	Área corrig.	Desl. Horiz.	τ	Deform. Vert.	ΔV
Minuto	Vertical	Horizontal	Dinam. (mm)	Horiz. (kgf)	do C.P. (cm ²)	do C.P. (mm)	kPa	do C.P. (mm)	cm ³
-	7,397	0,000	0,000	0,00	25,806	0,000	0,00	0,000	0,00
-	7,368	0,250	0,150	4,35	25,755	0,100	16,89	0,029	0,07
-	7,352	0,500	0,257	7,45	25,683	0,243	29,02	0,045	0,12
-	7,348	0,750	0,338	9,80	25,597	0,412	38,29	0,049	0,13
-	7,350	1,000	0,410	11,89	25,506	0,590	46,62	0,047	0,12
-	7,355	1,250	0,480	13,92	25,415	0,770	54,77	0,042	0,11
-	7,370	1,500	0,544	15,78	25,320	0,956	62,31	0,027	0,07
-	7,386	1,750	0,623	18,07	25,233	1,127	71,60	0,011	0,03
-	7,408	2,000	0,690	20,01	25,141	1,310	79,59	-0,011	-0,03
-	7,385	2,250	0,750	21,75	25,044	1,500	86,85	0,012	0,03
-	7,385	2,500	0,830	24,07	24,958	1,670	96,44	0,012	0,03
-	7,359	2,750	0,890	25,81	24,861	1,860	103,82	0,038	0,10
-	7,369	3,000	0,950	27,55	24,765	2,050	111,25	0,028	0,07
-	7,393	3,250	0,990	28,71	24,658	2,260	116,43	0,004	0,01
-	7,438	3,500	1,027	29,78	24,550	2,473	121,32	-0,041	-0,11
-	7,460	3,750	1,045	30,31	24,432	2,705	124,04	-0,063	-0,16
-	7,490	4,000	1,059	30,71	24,312	2,941	126,32	-0,093	-0,24
-	7,510	4,250	1,062	30,80	24,187	3,188	127,34	-0,113	-0,29
-	7,540	4,500	1,063	30,83	24,060	3,437	128,13	-0,143	-0,37
-	7,570	4,750	1,058	30,68	23,930	3,692	128,21	-0,173	-0,45
-	7,600	5,000	1,048	30,39	23,798	3,952	127,71	-0,203	-0,52
-	7,628	5,250	1,032	29,93	23,663	4,218	126,47	-0,231	-0,60
-	7,670	5,500	1,010	29,29	23,525	4,490	124,51	-0,273	-0,70
-	7,680	5,750	1,000	29,00	23,393	4,750	123,97	-0,283	-0,73
-	7,700	6,000	0,969	28,10	23,250	5,031	120,86	-0,303	-0,78
-	7,729	6,250	0,959	27,81	23,118	5,291	120,30	-0,332	-0,86
-	7,730	6,500	0,940	27,26	22,982	5,560	118,62	-0,333	-0,86
-	7,740	6,750	0,932	27,03	22,850	5,818	118,28	-0,343	-0,89
-	7,760	7,000	0,910	26,39	22,712	6,090	116,19	-0,363	-0,94
-	7,770	7,250	0,880	25,52	22,570	6,370	113,07	-0,373	-0,96
-	7,775	7,500	0,860	24,94	22,433	6,640	111,18	-0,378	-0,98
-	7,780	7,750	0,840	24,36	22,296	6,910	109,26	-0,383	-0,99

APÊNDICE G – ENSAIO DE CISALHAMENTO ($\sigma = 200$ kPa)

ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DIRETO									
ALUNA: LETICIA MAURICIO									
$\sigma: 200$ kPa									
Anel nº 1	Área: 25,806 cm ²			Tara: 82,06 g			Dens. Real	2,22	
DETERMINAÇÕES	Antes do Ensaio		Depois do Ensaio		Peso do C.P.+água+Tara (g)			192,51	
Cápsula N ^o	1		02		Peso do C.P.+água (g)			110,45	
Solo+Tara+água (g)	27,16		143,16		Altura do C.P. (cm)			2	
Solo+Tara (g)	25,58		130,51		Volume (cm ³)			51,61	
Tara (g)	13,59		40,72		Dens. Úmida (g/cm ³)			2,14	
Água (g)	1,58		12,65		Dens. Seca (g/cm ³)			1,891	
Solo (g)	11,99		89,79		Grau de saturação (%)				
Umidade (%)	13,18		14,09		Constante do anel (kgf/mm)			29	
ΔT Minuto	Extensômetro (mm)		Desl. do Dinam. (mm)	Carga Horiz. (kgf)	Área corrig. do C.P. (cm ²)	Desl. Horiz. do C.P. (mm)	τ kPa	Deform. Vert. do C.P. (mm)	ΔV cm ³
	Vertical	Horizontal							
-	6,075	0,000	0,000	0,00	25,806	0,000	0,000	0,000	0,00
-	6,050	0,250	0,170	4,93	25,765	0,080	19,134	0,025	0,06
-	6,035	0,500	0,340	9,86	25,725	0,160	38,329	0,040	0,10
-	6,025	0,750	0,500	14,50	25,679	0,250	56,466	0,050	0,13
-	6,020	1,000	0,625	18,13	25,616	0,375	70,758	0,055	0,14
-	6,004	1,250	0,725	21,03	25,539	0,525	82,324	0,071	0,18
-	5,999	1,500	0,850	24,65	25,476	0,650	96,758	0,076	0,20
-	5,990	1,750	0,945	27,41	25,397	0,805	107,906	0,085	0,22
-	5,985	2,000	1,020	29,58	25,308	0,980	116,879	0,090	0,23
-	5,975	2,250	1,120	32,48	25,232	1,130	128,726	0,100	0,26
-	5,972	2,500	1,160	33,64	25,125	1,340	133,889	0,103	0,27
-	5,975	2,750	1,240	35,96	25,039	1,510	143,616	0,100	0,26
-	5,980	3,000	1,305	37,85	24,945	1,695	151,714	0,095	0,25
-	5,980	3,250	1,385	40,17	24,859	1,865	161,574	0,095	0,25
-	5,985	3,500	1,425	41,33	24,752	2,075	166,957	0,090	0,23
-	5,990	3,750	1,475	42,78	24,650	2,275	173,527	0,085	0,22
-	5,995	4,000	1,520	44,08	24,546	2,480	179,580	0,080	0,21
-	6,000	4,250	1,555	45,10	24,437	2,695	184,536	0,075	0,19
-	6,010	4,500	1,589	46,08	24,327	2,911	189,422	0,065	0,17
-	6,020	4,750	1,615	46,84	24,213	3,135	193,426	0,055	0,14
-	6,035	5,000	1,630	47,27	24,094	3,370	196,189	0,040	0,10
-	6,050	5,250	1,635	47,42	23,970	3,615	197,813	0,025	0,06
-	6,060	5,500	1,628	47,21	23,839	3,872	198,045	0,015	0,04
-	6,070	5,750	1,622	47,04	23,709	4,128	198,397	0,005	0,01
-	6,090	6,000	1,611	46,72	23,576	4,389	198,160	-0,015	-0,04
-	6,100	6,250	1,585	45,97	23,436	4,665	196,128	-0,025	-0,06
-	6,115	6,500	1,580	45,82	23,307	4,920	196,596	-0,040	-0,10
-	6,130	6,750	1,565	45,39	23,172	5,185	195,861	-0,055	-0,14
-	6,140	7,000	1,561	45,27	23,043	5,439	196,454	-0,065	-0,17
-	6,190	7,250	1,525	44,23	22,898	5,725	193,141	-0,115	-0,30
-	6,240	7,500	1,490	43,21	22,753	6,010	189,909	-0,165	-0,43
-	6,260	7,750	1,430	41,47	22,595	6,320	183,532	-0,185	-0,48
-	6,280	8,000	1,400	40,60	22,453	6,600	180,820	-0,205	-0,53