



MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DA EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DO TOCANTINS
CAMPUS PALMAS
CURSO SUPERIOR DE ENGENHARIA CIVIL

DIÓGENES SÁVIO DA CÂMARA SANTOS

**VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES DA ZONA URBANA DE
PALMAS - TO**

Palmas
2019

DIÓGENES SÁVIO DA CÂMARA SANTOS

**VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES DA ZONA URBANA DE
PALMAS - TO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de Curso de
Engenharia Civil do Instituto Federal do
Tocantins, *campus* Palmas, como
exigência à obtenção do grau de Bacharel
em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Me. Cleber Decarli de
Assis

Palmas

2019

Santos, Diógenes Sávio da Câmara

Verificação da Estabilidade de Taludes da Zona Urbana de Palmas -
TO / Diógenes Sávio da Câmara Santos. – Palmas, 2019.
109 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) –
Instituto Federal de Educação do Tocantins, *Campus* Palmas, 2019.

Orientador: Prof. Me. Cleber Decarli de Assis

1. Estabilidade de Taludes 2. Fator de Segurança 3. Análise 4.
Prevenção

I. Verificação da estabilidade de taludes da zona urbana de Palmas –
TO.

DIÓGENES SÁVIO DA CÂMARA SANTOS

**VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DE TALUDES DA ZONA URBANA DE
PALMAS - TO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Coordenação de Curso de
Engenharia Civil do Instituto Federal do
Tocantins, *Campus* Palmas, como
exigência à obtenção do grau de Bacharel
em Engenharia Civil.

Aprovado em: ____/____/____

BANCA AVALIADORA

Me. Cleber Decarli de Assis
IFTO – *Campus* Palmas

Me. Alexandre Cerqueira de Jesus
IFTO – *Campus* Palmas

Me. José Djair Casado de Assis Junior
Secretaria Municipal de Segurança e Mobilidade Urbana

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por ter me dado força e saúde até o fim dessa importante etapa de minha vida.

À minha família, em especial meus pais Carlinhos e Nina por todo amor, apoio e compreensão.

Ao meu orientador professor Me. Cleber Decarli de Assis pela atenção, orientações e apoio, essenciais à concretização deste trabalho.

Aos professores Alexandre Cerqueira e José Djair pelas importantes contribuições neste estudo.

Ao meu irmão Bruno pela grande ajuda na coleta das amostras de solo e por sempre se mostrar prestativo em me auxiliar no que precisasse.

À minha madrinha Luzia e a minha tia Carmem por todo carinho, paciência e suporte durante toda essa caminhada.

A todos os meus amigos que contribuíram na consolidação deste trabalho, em especial Hilton, João Pedro, Matheus, Oscar e Paulo Henrique.

À ITPAC pela disponibilização do laboratório e suporte, em especial à Cárita, Mateus e Diego.

A todos os meus professores do IFTO pelos conhecimentos transmitidos durante esta graduação.

Ao IFTO pela oportunidade de realizar este objetivo.

RESUMO

Este trabalho analisou a estabilidade de três taludes localizados na zona urbana de Palmas - TO. Os taludes podem ser definidos como uma superfície inclinada de corte ou aterro, sendo formado por um material terroso e/ou rochoso. É importante a análise desse tipo de superfície devido ao caráter preventivo em razão dos custos e demais transtornos que um colapso pode ocasionar. Para determinação do nível de estabilidade que um talude possui faz-se uso de um critério chamado “fator de segurança” que é a razão entre a tensão resistente e a tensão atuante. Sendo assim, nesse estudo um dos taludes teve um princípio de rompimento, afetando estruturalmente a ponte ao lado, causando a interdição da via. Nos outros dois taludes, foi constatado alguns processos de instabilização e por conta dos riscos estruturais e antrópicos que acarretariam a ruptura dos mesmos, tendo em vista ainda que os períodos de chuva intensa apresentam maior criticidade, verificou-se a necessidade do estudo e produção deste trabalho. Assim, analisou-se as características da região/entorno e procedeu-se com os levantamentos topográficos por estação total e drone. Além disso, foi realizada a caracterização dos solos e executado ensaios de cisalhamento direto para determinação dos parâmetros geotécnicos na condição inundada desses taludes. Identificou-se, também, por meio da ABNT NBR 11682 (2009) os fatores de segurança mínimos e utilizando o software *GeoStudio – Slope/W* (2012) como ferramenta de cálculo foi adotado e comparado os métodos de Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Jambu Simplificado para a definição do fator de segurança crítico na condição saturada do material que compõe o centro desses taludes. Sendo assim, foi verificado em dois taludes FS acima do mínimo determinado em norma, porém também foi identificado a necessidade de procedimentos de prevenção de futuras instabilizações mais graves. Contudo, no talude em que houve a ruptura, verificou-se FS abaixo do mínimo, sendo isso, uma confirmação que o talude tenderia a entrar em colapso. Portanto, este trabalho almeja que os setores públicos e privados responsáveis pela fiscalização e manutenção dessas vias possam interferir o quanto antes nessas superfícies inclinadas. Espera-se também que possa servir de base para estudos futuros.

Palavras-chave: Estabilidade de Taludes. Fator de Segurança. Análise. Prevenção.

ABSTRACT

This work analyzed the stability of three land slopes located in the urban area of Palmas - TO. The slopes may be defined as a sloping cut or landfill, being formed of an earthy and / or rocky material. It is important to analyze this type of surface because of the preventive nature due to the costs and other disorders that a collapse may cause. To determine the level of stability that a slope has, a criterion called "safety factor" is used, which is the ratio between the tensile strength and the working tension. Therefore, in this study one of the slopes had a beginning of rupture, structurally affecting the bridge at its side, causing the interdiction of the road. In the other two slopes, it was observed some processes of instability and because of the structural and anthropic risks that might lead to their rupture, considering that the periods of intense rainfall are more critical, it was verified the necessity of the study and production of this work. Thus, the characteristics of the region / environment were analyzed and the topographic surveys were performed by total station and drone. In addition, soil characterization was performed and direct shear tests were carried out to determine the geotechnical parameters in the flooded condition of these slopes. It was also identified, through ABNT NBR 11682 (2009), the minimum safety factors and using the GeoStudio-Slope / W (2012) software as calculation tool was adopted and compared the Simplified Bishop, Morgenstern-Price and Jambu Simplified methods to define the critical safety factor in the saturated condition of the material that composes the center of these slopes. Therefore, it was verified a FS above the minimum established by the standard, however, it was also identified the need for procedures to prevent further serious instability. However, in the slope where the rupture occurred, FS was below the minimum, which was a confirmation that the slope would tend to collapse. Therefore, this work intends that the public and private sectors responsible for the supervision and maintenance of these ways may interfere as soon as possible with these inclined surfaces. It is also expected to serve as a basis for future studies.

Keywords: Slopes Stability. Safety Factor. Analyze. Prevention.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ruptura de talude rodoviário.....	22
Figura 2 - Terminologia dos taludes terrosos.	23
Figura 3 - Exemplificação de ruptura.....	24
Figura 4 - Exemplo de movimento de massa do tipo rastejo (creep).	26
Figura 5 - Escorregamento rotacional.	28
Figura 6 - Escorregamento translacional.....	28
Figura 7 - Exemplo de queda de blocos.....	29
Figura 8 - Exemplo de movimento de massa do tipo corrida.	30
Figura 9 - Representação do círculo de Mohr e envoltória de ruptura.	32
Figura 10 - Aparelho para execução do ensaio de cisalhamento direto.....	36
Figura 11 - Parâmetros envolvidos na análise da estabilidade de taludes levando-se em conta a superfície curva de ruptura.....	47
Figura 12 - Fatia analisada seguindo o Método de Fellenius.	48
Figura 13 - Fatia analisada seguindo o Método de Bishop Simplificado.	49
Figura 14 - Fatia analisada seguindo o Método de Morgenstern-Price.....	51
Figura 15 - Exemplo de retaludamento.	53
Figura 16 - Indicação dos dispositivos de drenagem.	54
Figura 17 - Exemplo de revestimento vegetal.....	55
Figura 18 - Muro de concreto ciclópico.	56
Figura 19 - Cortinas atirantadas.....	57
Figura 20 - Exemplo de talude com bermas.....	58
Figura 21 - Etapas para análise da estabilidade.	59
Figura 22 - Talude 1.	60
Figura 23 - Talude 2.	61
Figura 24 - Talude 3.	61
Figura 25 - Localização do talude 1 na cidade de Palmas-TO.....	62
Figura 26 - Localização do talude 2 na cidade de Palmas-TO.....	62
Figura 27 - Localização do talude 3 na cidade de Palmas-TO.....	62
Figura 28 – Mapa geológico do município de Palmas - TO.....	63
Figura 29 – Pedologia do município de Palmas - TO.....	64
Figura 30 - Erodibilidade potencial da região central do estado do Tocantins.	65
Figura 31 - Precipitação média anual da região central do estado do Tocantins.	66
Figura 32 - Modelo 3D da superfície do local (Talude 1).....	68
Figura 33 - Seção escolhida do Talude 1.....	69
Figura 34 - Seção escolhida do Talude 2.....	69
Figura 35 – Seções escolhidas para análise do Talude 3.	70
Figura 36 - Coleta das amostras.	71
Figura 37 - Amostras deformadas.....	72
Figura 38 - Cilindro de coleta de amostras indeformadas.	72
Figura 39 - Moldagem de amostra indeformada.....	73
Figura 40 - Destorroamento de solo.....	74

Figura 41 - Peneiramento em agitador mecânico.....	76
Figura 42 - Ensaio de sedimentação.....	76
Figura 43 - Ensaio de limite de plasticidade.....	77
Figura 44 - Ensaio de limite de liquidez.....	79
Figura 45 - Copo de dispersão.....	80
Figura 46 - Conjunto picnômetro, água destilada e solo sendo retirado o ar.	81
Figura 47 - Moldagem dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto. .	82
Figura 48 - Leitura do ensaio de cisalhamento direto.....	82
Figura 49 - Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto.	83
Figura 50 - Modelagem do talude 1 (NS-03).....	85
Figura 51 - Modelagem do talude 2 (LO-27).	85
Figura 52 - Modelagem do perfil 1 e perfil 2 para o Talude 3 (NS-15).	86
Figura 53 - Talude 1 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.	98
Figura 54 - Talude 1 calculado pelo Método de Morgenstern-Price na condição saturada.	98
Figura 55 - Talude 1 calculado pelo mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.	98
Figura 56 - Talude 2 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.	100
Figura 57 - Talude 2 calculado pelo método de Morgenstern-Price na condição saturada.	100
Figura 58 - Talude 2 calculado pelo mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.	100
Figura 59 – Perfil 1 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.	102
Figura 60 – Perfil 1 calculado pelo Método de Morgenstern-Price na condição saturada.	103
Figura 61 - Talude 3 calculado pelo Mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.	103
Figura 62 - Perfil 2 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.	104
Figura 63 - Perfil 2 pelo Método de Morgenstern-Price na condição saturada.....	104
Figura 64 - Perfil 2 calculado pelo Mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.	104

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva granulométrica do talude 1.....	88
Gráfico 2 - Curva granulométrica do talude 2.....	89
Gráfico 3 - Curva granulométrica do talude 3.....	89
Gráfico 4 - Tensão tangencial x deslocamento horizontal do Talude 1 (NS-03).....	94
Gráfico 5 - Tensão tangencial x tensão normal do Talude 1 (NS-03).....	94
Gráfico 6 - Tensão tangencial x deslocamento horizontal do Talude 2 (LO-27).....	95
Gráfico 7 - Tensão tangencial x tensão normal do Talude 2 (LO-27).....	95
Gráfico 8 - Tensão tangencial x deslocamento horizontal do perfís 1 e 2 (Talude 3 - NS-15).	96
Gráfico 9 - Tensão tangencial x tensão normal dos perfís 1 e 2 Talude 3 (NS-15)... ..	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Geometria dos taludes.	70
Tabela 2 - Relação dos ensaios e dados buscados.	74
Tabela 4 - Composição granulométrica dos taludes.	90
Tabela 5 - Caracterização dos taludes.	91
Tabela 6 - Índices físicos de cada furo dos taludes.	91
Tabela 7 - Corpos de prova com as suas respectivas cargas aplicadas e resistências aferidas.	92
Tabela 8 - Parâmetros de coesão e ângulo de atrito de cada talude na condição inundada.	93
Tabela 9 - Fatores de segurança calculados por métodos consagrados.	97

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Fatores naturais que atuam na formação do talude natural.	25
Quadro 2 - Valores típicos do ângulo de atrito para areias e siltes.	33
Quadro 3 - Agentes e causas dos movimentos de massa.	38
Quadro 4 - Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas.	43
Quadro 5 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.....	43
Quadro 6 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.	44
Quadro 7 - Nível de segurança adotado contra a perda de vidas humanas.	84

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

AASHTO	American Association Of State Highway and Transportations Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
IFTO	Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Tocantins
ITPAC	Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos Porto Ltda.
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
SEPLAN	Secretaria de Planejamento do Tocantins
SUCS	Sistema de Classificação Unificada dos Solos
ϕ'	Ângulo de atrito do solo
ϕ'_p	Ângulo de atrito de pico
ϕ'_d	Ângulo de atrito minorado
c'	Coesão do solo
c'_p	Coesão de pico
c'_d	Coesão corrigida/minorada
cp	Corpo de prova
T_f	Resistência ao cisalhamento do solo
T_{mob}	Tensão cisalhante atuante
σ	Tensão normal
FS	Fator de segurança
FS _{min}	Fator de segurança mínimo por norma
FS _c	Fator de segurança para coesão
FS _{ϕ}	Fator de segurança para ângulo de atrito
FS _i	Fator de segurança arbitrado
g	Gravidade
WL	Limite de liquidez
WP	Limite de plasticidade
IP	Índice de plasticidade
IG	Índice de grupo
O	Centro da circunferência de ruptura do talude
Δx	Largura da fatia
θ	Ângulo da fatia
h	Altura da fatia
P	Peso da fatia

u	Poropressão na base das fatias
z	Altura da fatia
T	Componente paralela
N	Componente normal
dW	Peso da fatia (Método de Morgenstern-Price)
P_w	Poropressão no contorno da fatia (Método de Morgenstern-Price)
dP_b	Resultante poropressão na base da fatia (Método de Morgenstern-Price)
D_s	Resistência na base (Método de Morgenstern-Price)
λ	parâmetro especificado por meio de uma função arbitrária
e	Índice de vazios
γ_{nat}	Peso específico aparente do solo natural
γ_s	Peso específico dos sólidos
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_{sat}	Peso específico saturado
γ_w	Peso específico da água
n	Porosidade
w	Teor de umidade higroscópica
W_{nat}	Teor de umidade do solo
S_r	Grau de saturação

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 PROBLEMA DE PESQUISA	19
3 JUSTIFICATIVA.....	19
4 OBJETIVOS.....	21
4.1 Objetivo Geral	21
4.2 Objetivos Específicos	21
5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	22
5.1 Taludes	23
5.2 Tipos de Movimento de Massa	25
5.2.1 Rastejo	25
5.2.2 Subsidências	27
5.2.3 Escorregamentos Rotacionais e Translacionais	27
5.2.4 Quedas de Blocos	29
5.2.5 Corridas.....	30
5.3 Parâmetros de Resistência do Solo.....	31
5.3.1 Ângulo de atrito	33
5.3.2 Coesão	35
5.4 Ensaio Geotécnico.....	35
5.4.1 Ensaio de Cisalhamento Direto	36
5.5 Agentes e Causas dos Movimentos de Massa	37
5.5.1 Agentes	39
5.5.2 Causas	39
5.6 Métodos de Análise	40
5.6.1 Fator de Segurança.....	41
5.6.2 Métodos utilizados.....	45
5.7 Métodos de Estabilização de Taludes	52
5.7.1 Diminuição da inclinação do talude (Retaludamento)	53

5.7.2 Drenagem	54
5.7.3 Revestimento de talude.....	55
5.7.4 Emprego de materiais estabilizantes.....	56
5.7.5 Muros de arrimo e ancoragens	56
5.7.6 Utilização de bermas.....	57
5.7.7 Prévia consolidação da fundação	58
6 MATERIAIS E MÉTODOS	59
6.1 Identificação dos Taludes e Caracterização da Região	60
6.1.1 Identificação dos Taludes.....	60
6.1.2 Caracterização da Região	63
6.2 Caracterização Geométrica	66
6.2.1 Levantamento Topográfico.....	67
6.2.2 Seções Escolhidas para Análise	68
6.3 Amostragem	70
6.3.1 Amostra Deformada	71
6.3.2 Amostra Indeformada.....	72
6.4 Ensaios de Caracterização e de Determinação de Propriedades Mecânicas..	73
6.4.1 Granulometria	75
6.4.2 Limites de Atterberg	76
6.4.3 Massa específica dos sólidos.....	79
6.4.4 Cisalhamento Direto.....	81
6.5 Análise de Estabilidade dos Taludes	83
6.5.1 Determinação do Fator de Segurança Mínimo.....	83
6.5.2 Análise da estabilidade atual.....	84
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	88
7.1 Caracterização das Amostras de Solo.....	88
7.2 Resistência ao cisalhamento	92
7.3 Verificação dos fatores de segurança.....	97
7.3.1 Talude 1	97
7.3.2 Talude 2	99

7.3.3 Talude 3	101
8 CONCLUSÕES	105
REFERÊNCIAS.....	107

1 INTRODUÇÃO

O solo é o local onde todas as obras de engenharia civil se apoiam e por se tratar de um material heterogêneo é indispensável uma análise criteriosa do comportamento do mesmo (PINTO, 2006). Assim, as áreas com relevos acidentados geralmente necessitam de obras geotécnicas. Comumente, nessas obras surgem os taludes, que são superfícies inclinadas de maciço terroso e/ou rochoso, podendo ser naturais ou artificiais.

Deste modo, nos projetos de vias urbanas e rurais são comuns o surgimento dessas superfícies, fazendo-se necessário o uso de cortes e aterros para regularização e desobstrução do trecho.

A análise da estabilidade de um talude se dá por meio de um fator de segurança em que a ABNT NBR 11682 (2009) estabelece um valor mínimo e calcula-se o fator real de acordo com as dimensões e características geotécnicas dos taludes e encostas. Contudo, nos períodos chuvosos há um acréscimo da poropressão fazendo com que os taludes apresentem sua fase mais crítica com relação a processos de instabilização, e caso não sejam corretamente dimensionados podem gerar transtornos e prejuízos de ordem econômica ou até mesmo de vidas humanas.

Por conta das graves consequências que um rompimento pode causar, são necessários cada vez mais, estudos detalhados das instabilizações dos taludes e quais formas de contenção são possíveis para estabilizá-los (ORIGE, 2016). Porém, é imprescindível a identificação de processos de instabilização do talude em seu estágio inicial. Dessa forma, o tratamento geotécnico se torna menos dispendioso, mais rápido e anterior ao surgimento de rupturas nos trechos viários. Segundo Carvalho (1991), a conservação das rodovias se faz crucial, pois permite a operação contínua e eficiente da malha, além de diminuir os custos do tratamento, tendo em vista que o gasto com a manutenção é substancialmente menor do que seria para realizar obras maiores de estabilização.

Portanto, o presente trabalho busca verificar a estabilidade de três taludes localizados na zona urbana da cidade de Palmas-TO. Em dois taludes, são perceptíveis sinais erosivos e/ou escorregamentos, podendo ocasionar prejuízos em trechos das vias em que se localizam. Em um dos taludes estudados, já houve um princípio de ruptura afetando a ponte ao lado causando assim, a interdição da via. Deste modo, serão realizadas análises topográficas, bem como a caracterização do

solo e dos parâmetros geotécnicos desses taludes. A partir dos dados obtidos, serão utilizados modelos numéricos pelo software *GeoStudio* versão 2012 através da rotina *Slope/W* seguindo métodos consagrados para a modelagem de forma que se aproxime da condição real de cada um dos três taludes em estudo.

2 PROBLEMA DE PESQUISA

A negligência nos projetos para execução de vias e o dimensionamento estrutural dos taludes com cortes e aterros sem qualquer critério nessas superfícies inclinadas são fatores a serem combatidos.

Considerando, então, os casos existentes de rompimento de taludes e os riscos associados que este rompimento pode causar, conclui-se que é indispensável uma análise e verificação criteriosa da estabilidade desses taludes com base no fator de segurança em cada um deles.

Diante do fato supracitado, este trabalho pretende resolver o seguinte problema de pesquisa:

De que modo analisar três taludes na cidade de Palmas-TO e verificar os fatores de segurança por métodos consagrados identificando se são necessários procedimentos corretivos para estabilização dos maciços?

3 JUSTIFICATIVA

Carvalho (1991) diz que é importante os trabalhos de conservação de trechos viários por conta do seu caráter preventivo, diminuindo custos e demais transtornos que ocorrências mais graves poderiam gerar.

Tendo em vista que as avenidas NS-03, LO-27 e NS-15 situam-se no perímetro urbano da cidade de Palmas-TO e que apresentam tráfego intenso de veículos todos os dias, torna-se relevante a identificação nessas vias de superfícies inclinadas com algum processo de instabilização.

Deste modo, identificou-se três taludes para a realização deste trabalho. A análise desses taludes também se torna significativa por conta do prejuízo material,

econômico e social que a ruptura dessas superfícies poderia acarretar, bem como dos riscos para a população que transita nesses trechos.

Sendo assim, este estudo visa identificar a estabilidade, apresentando os conceitos e ferramentas para análise de cada um dos taludes de acordo com métodos consagrados de cálculo de estabilidade de taludes tendo como ferramenta a rotina *Slope/W* do software *GeoStudio* (2012) e, servindo assim, para setores públicos e privados responsáveis pelo acompanhamento e manutenção das vias, bem como para estudantes e professores em trabalhos futuros.

4 OBJETIVOS

4.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral analisar a estabilidade de três taludes localizados na zona urbana da cidade de Palmas - TO.

4.2 Objetivos Específicos

- a) Levantar a topografia dos três taludes;
- b) Verificar e avaliar as características geológico-geotécnicas dos solos;
- c) Avaliar e definir os fatores de segurança mínimos de acordo com a ABNT NBR 11682 (2009);
- d) A partir da rotina *Slope/W* do software *GeoStudio* (2012), identificar os fatores de segurança por meio de três métodos e assim, atentar para os possíveis riscos na superfície crítica dos taludes estudados.

5 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com a crescente necessidade de construção, ampliação e/ou melhoramento de trechos viários, para o desenvolvimento social e econômico de determinadas regiões do Brasil, as obras geotécnicas se tornam importantes por serem fundamentais à estruturação viária.

Seguindo esse raciocínio, Dyminski explica que as obras de estabilização de taludes são essenciais por sua característica de risco, tendo em vista os grandes desastres ocasionados por escorregamentos. Além disso, existe uma tendência de aumento dos deslizamentos por fatores ligados à urbanização de áreas de risco, desflorestamento e mudanças climáticas, principalmente pelo aumento da pluviometria. Portanto, a figura 1 apresenta um talude rompido ao lado de uma rodovia.

Figura 1 - Ruptura de talude rodoviário.



Fonte: Gerscovich (2009).

Diante disso, surgem as obras de estabilização que, feitas de forma correta, mitigam os riscos à segurança e/ou solucionam movimentos de massa já ocorridos.

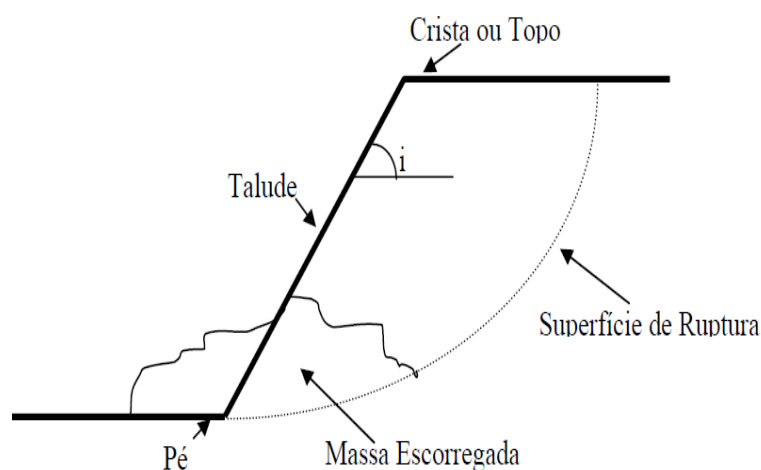
5.1 Taludes

Taludes são superfícies inclinadas formadas de maneira natural ou artificial, suscetíveis a rupturas devido a ações da gravidade e intensificadas com as precipitações pluviométricas. Fiori e Carmignani (2013) apresentam a definição de talude como um termo genérico que envolve toda superfície que seja inclinada e formada por um maciço terroso e/ou rochoso, sendo as encostas ou vertentes os taludes naturais e os cortes e aterros os taludes feitos pelo homem.

De acordo com Machado (1997), pode-se dizer que são taludes, os terrenos que tenham superfícies não horizontais e que podem ser naturais ou artificiais. Os taludes naturais são formados sem ação humana e são denominados de encostas enquanto, os taludes artificiais são aqueles que passaram por modificações (corte, aterro) provocadas pelo homem. Machado (1997) ainda afirma que o desnível do terreno provoca esforços gravitacionais e por vezes percolação. Dessa forma, ocorre uma tendência de o solo mover e se instabilizar.

Portanto, considerando que um talude tem variadas partes, a figura 2 apresenta as nomenclaturas usuais na formação de um talude.

Figura 2 - Terminologia dos taludes terrosos.



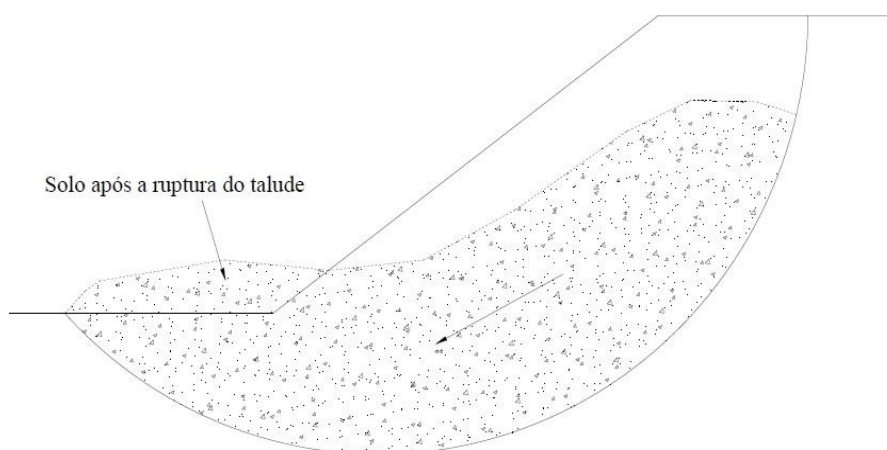
Fonte: Dyminski.

Das (2007) define talude como, “*uma superfície de solo exposta que forma um ângulo com a superfície horizontal*”. Além disso, diz que o talude pode ser natural ou artificial. Por meio de uma superfície que não seja horizontal, a gravidade tende a

fazer o solo deslocar para baixo, podendo ocorrer a ruptura se a força motriz se tornar maior que a resistência ao cisalhamento do solo na superfície crítica.

Massad (2010) relata que a estabilidade de encostas naturais tem provocado interrupções em estradas e tragédias para a população nos períodos chuvosos, principalmente nas periferias. Esses escorregamentos têm uma tendência natural, pois, segundo Massad (2010), “*os solos das encostas tendem a descer para atingir um nível de base*”, sendo esta situação chamada de peneplanização. Portanto, encostas naturais tendem a possuir um coeficiente de segurança por volta de 1, fazendo com que intervenções humanas e os períodos de chuvas se tornem agentes causadores de risco. Sendo assim, a figura 3 mostra um exemplo de ruptura de um talude.

Figura 3 - Exemplificação de ruptura.



Fonte: Das, 2007 (adaptado).

Fiori e Carmignani (2013) explicam ainda, que os taludes estão sujeitos a forças compostas pelo peso dos materiais, pelo escoamento da água e a resistência ao cisalhamento e que essas forças são consideradas na análise da estabilidade dos taludes tendo como base o equilíbrio desses esforços. Assim, é tratado como equilíbrio-limite o esforço que se aproxima do limite para gerar a ruptura do talude.

Dessa forma, também é importante destacar as diferenças estruturais e de composição que os taludes naturais têm dos artificiais. Seguindo essa linha, Marangon (2006), explica que os taludes artificiais, por terem características de um solo mais homogêneo, tendem a ser melhor representados pelos métodos de análise

de estabilidade de taludes. Enquanto isso, os taludes naturais necessitam de um rigoroso conjunto de estudos do solo, pois se torna crucial identificar o tipo de solo, bem como as tensões que foram ou que são submetidas no maciço. É dito ainda, que se apresentam diversos fatores que propiciaram a formação e a definição das características de um talude natural, agrupando em fatores geológicos e ambientais, de acordo com o quadro 1:

Quadro 1 - Fatores naturais que atuam na formação do talude natural.

FATORES GEOLÓGICOS	FATORES AMBIENTAIS
➤ Litologia ➤ Estruturação ➤ Geomorfologia	➤ Clima ➤ Topografia ➤ Vegetação

Fonte: Marangon, 2006 (adaptado).

5.2 Tipos de Movimento de Massa

Para Das (2011), talude pode ser definido como uma superfície exposta inclinada, podendo ser natural ou construídos pelo homem e que estaria sujeita ao rompimento de diversas maneiras. Diante disso, os movimentos de terra têm diversas classificações, sendo as principais:

5.2.1 Rastejo

Rastejo é um movimento de massa que se caracteriza pela baixa velocidade (não passando dos centímetros ao ano) e pela sua geometria indefinida de solo movimentado.

De acordo com Machado (1997), rastejos são movimentos que surgem nas superfícies da massa de solo de forma lenta e contínua, em que a ruptura pode não ocorrer de forma brusca, podendo haver deslocamentos de massa pequenos, porém suficientes para provocar danos a árvores e benfeitorias em volta da superfície afetada. O rastejo e a sua velocidade de movimentação dependem de fatores do local, como a geometria do talude, os parâmetros do solo ou mesmo o clima.

Caputo (1988b) apresenta o conceito de rastejo como o “*deslocamento lento e contínuo de camadas superficiais sobre camadas mais profundas, com ou sem*

limite definido entre a massa de terreno que se desloca e a que permanece estacionária”.

De acordo com Massad (2010), o rastejo, também conhecido como “creep”, é o movimento lento e superficial do solo, não passando de milímetros por ano o seu deslocamento e dependendo da época do ano, pode-se acelerar nas chuvas e diminuir nos meses de seca. A figura 4 demonstra como é a movimentação do tipo rastejo.

Figura 4 - Exemplo de movimento de massa do tipo rastejo (creep).



Fonte: Highland e Brobowski (2008).

Massad (2010) continua dizendo que, esse tipo de movimento tem pouca importância ou impacto para a engenharia, tendo como ressalva, estruturas que se situam no ponto de movimento de massa. É dito ainda, que o rastejo pode se tornar um escorregamento com o decorrer tempo.

Guidicini e Nieble (1984) explica que a ação da gravidade, bem como as variações de temperatura e umidade provocam rastejo. Isto se deve, à ação de expansão e contração quando a temperatura local se altera, porém, essa ação somente acontece na espessura de massa que a variação de temperatura atinja, sendo o movimento de rastejo abaixo dessa espessura ocasionado pela gravidade. Desta forma, ocorre o chamado *rastejo constante* em razão da movimentação constante.

Guidicini e Nieble (1984) caracterizam o rastejo também pela superfície, tendo em vista que há uma tendência de não verticalidade das arvores e identifica o período de ocorrência do rastejo analisando os anéis da seção da árvore.

5.2.2 Subsidiências

Caputo (1988b) apresenta esse movimento de massa como, um deslocamento com direção vertical. Assim, Guidicini e Nieble (1984) apresentam esse movimento mais detalhadamente como o efeito de adensamento ou afundamento de camadas e com movimentação horizontal quase nula. Isso ocorre por ação natural ou antrópica em razão de alguma fase do substrato extinguir.

Ainda de acordo com Guidicini e Nieble (1984), esse tipo de movimentação de terra é comum em países mais desenvolvidos, em consequência da alta exploração de recursos naturais.

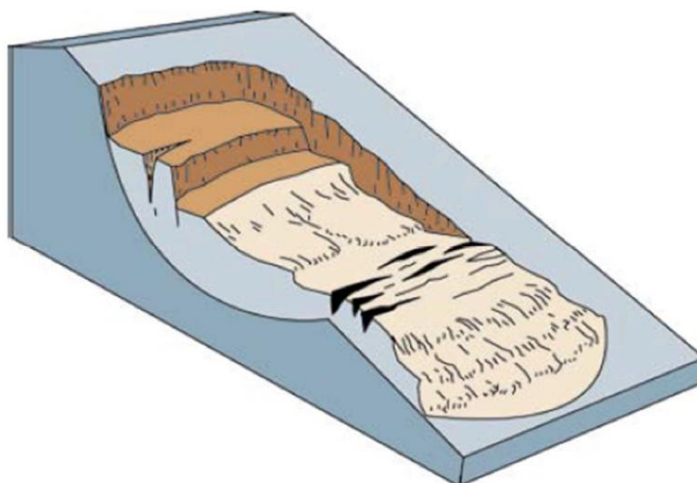
Gerscovich (2009) lista as principais causas para o surgimento desse movimento de massa. São eles:

- *Ação erosiva das águas subterrâneas;*
- *Atividades de mineração;*
- *Efeito de vibração em sedimentos não consolidados;*
- *Bombeamento de águas subterrâneas.*

5.2.3 Escorregamentos Rotacionais e Translacionais

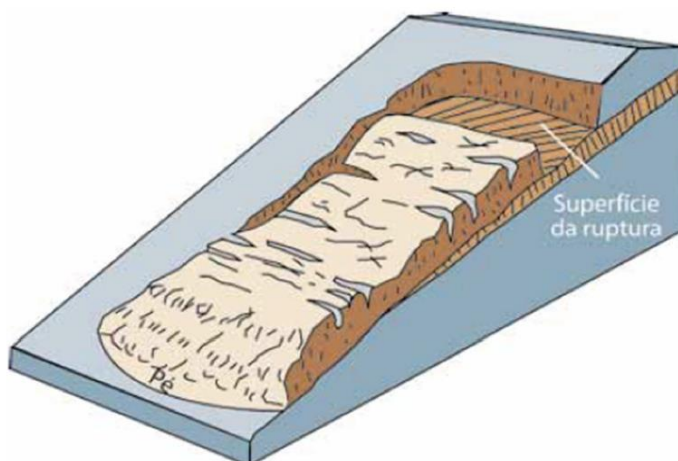
Escorregamentos são movimentos de massa que se apresentam de forma rápida, deslocando material terroso e/ou rochoso e a sua geometria de ruptura podendo apresentar-se de forma rotacional, translacional ou até mesmo composta. Para melhor compreensão, as figuras 5 e 6 demonstram como se caracteriza os escorregamentos do tipo rotacional e translacional.

Figura 5 - Escorregamento rotacional.



Fonte: Highland e Bobrowski (2008).

Figura 6 - Escorregamento translacional.



Fonte: Highland e Bobrowski (2008).

Segundo Machado (1997), os escorregamentos podem ocorrer de forma rápida ou lenta, iniciando com a ruptura de uma cunha de solo que se desloca sobre a massa estável, formando uma ruptura circular ou não, a depender do tipo de solo formador do talude.

Para Caputo (1988b), escorregamento é o movimento rápido da massa de um solo ou rocha, que a partir da ruptura, produz um deslizamento para baixo e para os lados. Esse movimento de massa pode ser por rotação ou translação tendo em vista, solos coesivos homogêneos e maciços rochosos estratificados.

Guidicini e Nieble (1984) explicam que o escorregamento é a ruptura em decorrência da diminuição da resistência ao cisalhamento e que, num primeiro

momento, o movimento é acelerado e conforme vai se prolongando pela superfície, a velocidade diminui até se estabilizar, podendo inclusive tornar-se um movimento de *rastejo*.

5.2.4 Quedas de Blocos

As quedas de blocos são movimentos de massa que se apresentam com velocidades altas, afetando primordialmente, os materiais rochosos e se deslocando num movimento do tipo queda livre.

Segundo Massad (2010), é possível em encostas ocorrer o desprendimento de rochas intactas em decorrência das chuvas, provocando, assim, ainda erosões e solapamentos. A Ação antrópica também pode causar esse tipo de movimento de massa, principalmente na execução errada de cortes e aterros. A figura 7 exemplifica a movimentação do tipo queda de blocos.

Figura 7 - Exemplo de queda de blocos.



Fonte: Highland e Brobowski (2008).

De acordo com Guidicini e Nieble (1984), queda de blocos se caracteriza pelo movimento do tipo queda livre. Esse movimento se deve, à verticalidade de encostas e taludes em que, a ação de intemperismo no maciço provoca o desprendimento dos blocos de rocha e por ação da gravidade caem em alta velocidade. Também é possível a queda de blocos acontecer juntamente com outros movimentos.

Guidicini e Nieble (1984) prosseguem explicando que, diversas são as ações que causam esse movimento de massa, entre elas: o gelo e degelo, efeitos erosivos nos apoios dos blocos, as vibrações, o empuxo hidrostático, etc.

5.2.5 Corridas

Segundo Guidicini e Nieble (1984), corridas são movimentos de massa rápidos em decorrência da perda do atrito interno devido à desestruturação provocada pelo excesso de água no solo. Assim, seja a massa de solo ou rocha, ela está sujeita a *corrida*, pois é possível atingir um grau de fluidez próximo ao de um líquido.

Guidicini e Nieble (1984) ainda classificam as corridas como: corrida de terra, corrida de areia ou silte, corrida de lama e avalanche de detritos. Sendo assim, a figura 8 apresenta uma corrida de massa em determinado local.

Figura 8 - Exemplo de movimento de massa do tipo corrida.



Fonte: Gerscovich (2009).

De acordo com Gerscovich (2009), o movimento de terra do tipo “corrida” se caracteriza pelas muitas superfícies de ruptura, com movimentação semelhante a um líquido viscoso, mobilizando diversos materiais e em grandes volumes a velocidades que variam de médias a altas, podendo alcançar grandes distâncias de movimento.

5.3 Parâmetros de Resistência do Solo

O solo é um material formado a partir dos efeitos de intemperismo físico e químico, que provocam a desintegração e decomposição das rochas. Quando esse solo é formado, é submetido a tensões que tendem a movimentar e gerar rupturas em decorrência de esforços cisalhantes.

De acordo com Massad (2010), o solo é resultado da decomposição de rochas a partir das intempéries, movimentações tectônicas, entre outros fatores. Dessa forma, *“os solos podem ser encarados como o resultado de uma espécie de equilíbrio temporário entre o meio ambiente e as rochas”*.

Pinto (2006) define que, tirando casos especiais em que a ruptura se dá por tensões de tração, em geral, o solo tem como causador de ruptura o cisalhamento, sendo muito comum em taludes.

Das (2007) define a resistência ao cisalhamento do solo, como a capacidade de uma área unitária de massa de resistir aos esforços que causam rupturas e deslizamentos, e afirma que é importante esse estudo, pois engloba as situações de instabilização do solo, desde estabilidade de taludes até pressão lateral em estruturas de contenção.

O atrito e a coesão do solo são importantes fatores na obtenção de estabilidade de um maciço e esses parâmetros dependem da granulometria e da compacidade do solo por exemplo. Segundo Caputo (1988a), para um solo suportar cargas e manter estabilidade depende da resistência ao cisalhamento do solo. Dessa forma, o solo tende a ter um colapso no momento que os esforços são maiores que esta resistência.

Porém, é necessária uma correta avaliação de como esse colapso poderia ocorrer. Machado (1997) explica, que cada material tem uma tensão/deformação própria, fazendo que com cada ruptura de um material gere comportamentos diferentes.

Portanto, existem diferentes critérios para análise dessa ruptura. O mais usado é o critério de Mohr-Coulomb. De acordo com Pinto (2006), o estado de tensões que gera a ruptura representa o estudo da resistência ao cisalhamento e que Mohr e Coulomb são os melhores critérios de ruptura, considerando o comportamento dos solos.

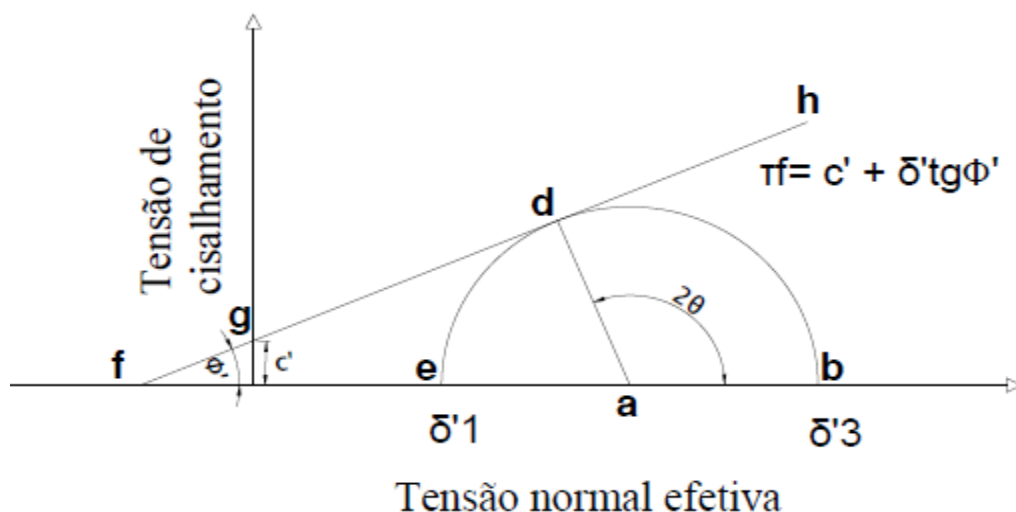
Assim, o critério de Coulomb pode ser expresso da seguinte forma: “*não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f \cdot \sigma$, sendo c e f constantes do material e σ tensão normal existente no plano de cisalhamento*” (PINTO, 2006).

O critério de Mohr pode ser expresso da seguinte forma: “*não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado das tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos ao estado de ruptura, observados experimentalmente para o material*” (PINTO, 2006).

Dessa forma, ao invés de aplicar a envoltória curva de Mohr, se fez possível a substituição por uma reta, seguindo o critério de Coulomb, como ilustrada na figura 9. Assim, a função linear é expressada como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Figura 9 - Representação do círculo de Mohr e envoltória de ruptura.



Fonte: Das, 2007 (adaptado).

Caputo (1998a) exemplifica que para argilas saturadas a sua coesão depende primordialmente do seu teor de umidade. Então, nota-se que um mesmo solo pode ter parâmetros de coesão (c') e de ângulo de atrito (ϕ') diferentes, não sendo assim “constantes”. Porém, é dito também que os parâmetros utilizados para o experimento têm que representarem o mais próximo possível da situação real de

campo, ou seja, é relevante a necessidade de identificação dos valores da coesão e ângulo de atrito do pior cenário.

5.3.1 Ângulo de atrito

O ângulo de atrito é essencialmente o responsável pela resistência ao cisalhamento de um solo. Machado (1997) diz que o ângulo de atrito do solo representa o efeito de entrosamento/contato das partículas de solo, podendo ser grossas ou finas, além de estarem ligadas por suas protuberâncias, resultando em um esquema resistente.

Segundo Pinto (2006), entende-se como ângulo de atrito, o ângulo máximo em que o corpo da partícula transmita força à superfície do plano de contato e não gere deslizamento. É dito ainda que, “atingido esse ângulo, a componente tangencial é maior do que a resistência ao deslizamento, que depende da componente normal”.

Segundo Marangon (2006), os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, entre eles, o ângulo de atrito, são determinados por meio de diversos ensaios de laboratório, sendo geralmente propostos na condição de ruptura (pico de curva tensão deformação) e corrigidos por coeficientes de minoração.

$$\phi'_d = \arctg \left(\frac{\text{tg} \phi'_p}{FS_\phi} \right)$$

Sendo ϕ'_d o ângulo de atrito minorado, ϕ'_p o ângulo de pico e FS_ϕ o fator de segurança do ângulo de atrito, podendo variar de 1,0 a 1,5 esse fator, a depender do grau de importância da obra e incertezas nos parâmetros estabelecidos.

O quadro 2 é apresentado por Das (2007) e descreve valores típicos do ângulo de atrito de alguns solos granulares.

Quadro 2 - Valores típicos do ângulo de atrito para areias e siltes.

(Continua)

TIPO DO SOLO	Φ' (graus)
<i>Areia: Grãos arredondados</i>	
Fofa	27-30
Média	30-35
Compacta	35-38

Quadro 2 – Valores típicos do ângulo de atrito para areias e siltes.
(Conclusão)

TIPO DO SOLO	Φ' (graus)
<i>Areia: Grãos angulares</i>	30-35
Fofa	35-40
Média	40-45
Compacta	
<i>Pedregulho com alguma areia</i>	34-48
<i>Siltes</i>	26-35

Fonte: Das (2007).

Esses valores extraídos de quadros e tabelas, de acordo com Marangon (2006), apresentam valores conservadores, além de não substituírem os valores obtidos por meio dos ensaios em campo e laboratório, por se tratarem de uma melhor retratação da realidade daquele solo específico.

Em casos de solos que não tenham coesão, por exemplo as areias, a equação de resistência ao cisalhamento pode ser simplificada da seguinte maneira:

$$\tau = \sigma \cdot \tan \phi'$$

O coeficiente angular da reta do gráfico do Critério de Mohr-Coulomb varia de acordo com a $\tan \phi'$, sendo ϕ' , o ângulo de atrito. Destaca-se também que, os parâmetros de um mesmo solo (ângulo de atrito e coesão) podem mudar. Desta maneira, Machado (1997) diz que é importante evitar considerar esses parâmetros do solo como valores intrínsecos.

Dado o exposto acima, nota-se, por exemplo, diferenças entre o ângulo de atrito das areias e argilas, entre elas, as forças decorrentes do contato entre os grãos. Albuquerque (2003) relata que na areia, as forças de contato são suficientes para diminuir os vazios por meio da expulsão da água de maneira a acomodar os grãos e o contato ocorrer somente por meio dos minerais. As argilas, porém, têm uma maior quantidade de partículas, provocando assim uma menor transmissão de forças entre elas, não sendo o suficiente para a expulsão de todas moléculas de água.

5.3.2 Coesão

Machado (1997) explica que coesão é a parcela de resistência existente a partir de quaisquer que sejam as tensões aplicadas e que se mantém mesmo que sejam removidas as tensões do solo. Ele ainda menciona que, exceto o efeito da cimentação, todas as demais formas de coesão são resultado de um fenômeno de atrito devido as forças normais atuantes entre as partículas.

De acordo com Pinto (2006), a resistência ao cisalhamento dos solos é devido ao atrito entre as partículas e que essas partículas mantêm uma atração química que pode gerar uma resistência seja qual for a tensão normal atuante no plano, constituindo, assim, uma espécie de cola entre as partículas, denominada coesão real.

Segundo Caputo (1988a), a coesão é distinguida entre coesão aparente e a coesão verdadeira. A coesão aparente é o resultado da pressão capilar da água presente no solo, gerando assim uma pressão externa. Enquanto a coesão verdadeira, refere-se às forças eletroquímicas que faz as partículas de argila se atrair.

De acordo com Das (2007), *“o valor de c' para areia e silte inorgânico é 0. Para argilas normalmente adensadas, c' pode ser aproximadamente 0. Argilas sobreadensadas têm valores de c' maiores que 0”*.

Assim como na determinação do ângulo de atrito, Marangon (2006) apresenta uma equação para correção por segurança da coesão do solo:

$$c'_d = \frac{c'_p}{FS_c}$$

Sendo c'_d a coesão, c'_p a coesão de pico e FS_c o fator de segurança para a coesão, podendo variar de 1,0 a 1,5 esse fator, a depender do grau de importância da obra e incertezas nos parâmetros estabelecidos.

5.4 Ensaio Geotécnico

Existem diversos ensaios para identificação dos parâmetros de ângulo de atrito e coesão e determinação da resistência do solo. A partir desses ensaios são

possíveis a identificação de riscos e o tratamento que melhor se adeque às suas condições.

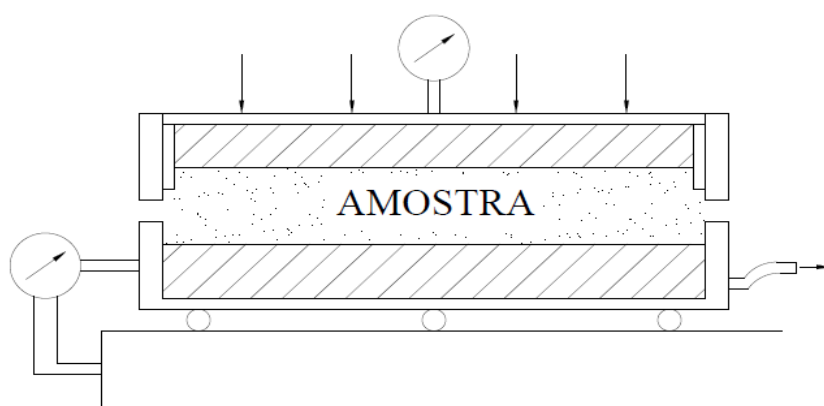
Caputo (1988a) menciona que a resistência ao cisalhamento do solo em geral é feita em laboratório usando o ensaio de cisalhamento direto (o mais utilizado), compressão triaxial ou compressão simples. Ele ainda explica que as amostras são indeformadas, porém podem ser utilizadas amostras deformadas desde que lançadas em condições de obra.

5.4.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

Pinto (2006) explica, que o ensaio de cisalhamento direto é baseado no critério de Coulomb, em que o corpo de prova é colocado dentro do aparelho e é aplicado uma tensão normal até chegar na ruptura causada pelo cisalhamento.

Das (2007) explica, que esse ensaio é o mais antigo e simples método para determinação do cisalhamento do solo. O aparelho é uma caixa de metal dividida em duas metades em que os corpos de prova de solo são colocados dentro, podendo ser quadrados ou circulares. O ensaio pode ter a tensão controlada ou a deformação controlada. Dessa forma, a figura 10 ilustra como é o aparelho para realização de ensaios de cisalhamento direto.

Figura 10 - Aparelho para execução do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Caputo, 1988a (adaptado).

Caputo (1988a) detalha o aparelho como uma caixa formada por duas partes deslocáveis e que a amostra ficará entre duas pedras porosas, para permitir a drenagem.

Para o ensaio de cisalhamento direto, é utilizado uma caixa composta por duas partes. Machado (1997) detalha o procedimento explicando que a parte inferior da caixa é fixa, sendo somente móvel a parte superior. Para a correta drenagem durante o ensaio, são utilizadas duas pedras porosas onde será entre elas depositada a amostra de solo coletada em campo de forma que preencha o recipiente. Deste modo, após a colocação da amostra e fechamento da caixa, serão aplicadas de forma constante tensões normais no aparelho.

Existem dois critérios de controle na aplicação do ensaio de cisalhamento direto, podendo ser de tensões controladas, medindo as deformações provocadas ou de deformações controladas, identificando assim as tensões necessárias para aquela deformação. Machado (1997) ressalta que as tensões aplicadas devem variar para cada corpo de prova para determinação dos pares de tensões diferentes para a ruptura da amostra.

São medidas durante o ensaio as deformações horizontais e verticais, bem como a força cisalhante que foi aplicada na amostra. São realizados diversos ensaios até a definição da envoltória de resistência.

Pinto (2006) porém, alerta, que embora as tensões só sejam identificadas em um plano horizontal, a ruptura por cisalhamento pode ocorrer internamente em outras direções, mesmo que haja um cisalhamento no plano horizontal. Além disso, o ensaio de cisalhamento direto não apresenta os parâmetros de deformação do solo ou módulo de cisalhamento. Essa análise só seria possível pelo ensaio de cisalhamento simples.

Existem algumas situações indesejadas na execução deste ensaio, a depender do material da amostra. Machado (1997), por exemplo, apresenta a chamada “ruptura progressiva” que acontece geralmente em solos frágeis, em que, devido a amostra não se apresentar de maneira uniforme, as tensões tendem a ser maiores próximas à borda da amostra, prejudicando, assim, uma análise mais precisa do centro da amostra.

5.5 Agentes e Causas dos Movimentos de Massa

Inicialmente, é importante distinguir “agente” e “causa” dos movimentos de massa. Guidicini e Nieble (1984) apresentam o termo “causa” como sendo a forma que um determinado “agente” atua, assim, simplificadamente, um agente pode ser

consequência de mais de uma causa. Assim, na análise de mecânica dos solos, é possível identificar esses agentes e causas que provocam a desestabilização dos taludes.

Dyminski afirma que os mecanismos que resultam no colapso de um talude são os que diminuem a resistência do material ou que aumentam o esforço atuante no maciço, considerando que o talude, por ser uma massa de solo inclinada, já teria essa tendência de escorregamento ocasionado pela gravidade. Sendo assim, Varnes (1978) apud Dyminski, classificou e exemplificou agentes e causas, de acordo com a tabela 3:

Quadro 3 - Agentes e causas dos movimentos de massa.

AÇÃO	AGENTES	CAUSAS
Aumento da solicitação	Remoção de massa (lateral ou base)	Erosão Escorregamentos Cortes
	Sobrecarga	Peso da água de chuva, neve, granizo, etc. Acúmulo natural de material Peso da vegetação Construção de estruturas, aterros, etc.
	Solicitações dinâmicas	Terremotos, ondas, vulcões etc. Explosões, tráfego, sismos induzidos
	Pressões laterais	Água em trincas Congelamento Material expansivo
Redução da resistência	Características inerentes ao material (geometria, estruturas, etc)	Características geomecânicas do material Tensões
	Mudanças ou fatores variáveis	Intemperismo: redução na coesão, ângulo de atrito Variação das poropressões

Fonte: Varnes (1978) apud Dyminski (adaptada).

5.5.1 Agentes

Como exposto acima, agentes são os responsáveis pelo surgimento das causas dos movimentos de massa. Entre esses agentes, Guidicini e Nieble (1984) destacam os principais:

- a) Complexo geológico – Tipo e estrutura petrográfica, alterações devido a intempéries, acidentes tectônicos, direção das camadas, intensidade de fraturas e diaclases, etc;
- b) Complexo morfológico – forma e declividade superficial, massa, etc;
- c) Complexo hidrológico – clima, pluviometria, águas no solo, etc.

Do mesmo modo, surgem outros agentes como, gravidade, calor e vegetação original. A ação humana também é agente causador de movimentos de massa.

5.5.2 Causas

De acordo com Guidicini e Nieble (1984), as causas dos movimentos de massa podem ser divididas em causas internas, externas e intermediárias.

- a) Causas internas – É quando a ruptura se dá por diminuição de resistência interna do solo, como oscilações térmicas, alterações de coesão e ângulo de atrito do solo;
- b) Causas externas – É quando o colapso se dá por aumento das tensões cisalhantes sem alterações dos parâmetros internos do solo. Pode ser por aumento da inclinação ou das cargas aplicadas no talude por ação natural ou antrópica;
- c) Causas intermediárias – É quando a ruptura acontece por causas externas que ocorrem no interior do talude como: erosão, rebaixamento rápido, etc.

Segundo Caputo (1988b), a correlação dessas causas nos períodos de chuva ou logo depois apresentam o momento em que a saturação aumenta o peso específico do solo, bem como reduz os parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Dessa forma, se torna comum nesses períodos o maior surgimento de escorregamentos.

5.6 Métodos de Análise

As análises determinísticas se dividem em três métodos denominados *Análise Limite*, *Tensão-Deformação* e *Equilíbrio-Limite*, sendo este, o mais utilizado e difundido, principalmente pelo método das fatias.

A hipótese de equilíbrio representa a análise de um maciço submetido a tensões quantificando o ponto de maior criticidade identificado por meio do menor fator de segurança. Seguindo essa premissa, Dyminski apresenta as hipóteses básicas do “Equilíbrio Limite”, que são:

- Superfície de ruptura bem definida;
- O maciço encontra-se em estado de proximidade da ruptura;
- É assumido um critério de ruptura ao longo de toda a superfície de ruptura;
- Admite-se um fator de segurança.

Em geral, os métodos de análise da estabilidade de taludes são feitos seguindo a hipótese de equilíbrio da massa do solo. Massad (2010) argumenta que essa hipótese é aplicada considerando essa massa de solo um corpo rígido-plástico no limite da desestabilização, ou seja, próximo da ruptura.

Dessa forma, o chamado “método de equilíbrio-limite” é um dos mais usados para a análise de estabilidade de taludes, principalmente por ser simples. Massad (2010) explica que, a partir de observações das rupturas de solo chegou-se as “*análises a considerar a massa de solo como um todo (Método do Círculo de Atrito), ou subdividida em lamelas (Método sueco), ou em cunhas (Método das Cunhas)*”.

Massad (2010) apresenta ainda pressupostos que esses métodos seguem para formar seus conceitos e, são eles:

- a) *O solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;*
- b) *As equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade o processo é dinâmico;*

- c) *O coeficiente de segurança (F) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.*

Dentre os métodos acima citados, o mais utilizado é o das lamelas (fatias) verticais e paralelas. Esse procedimento foi criado pelo engenheiro sueco Fellenius (1936) levando-se em conta que a zona de ruptura de um talude é um arco de círculo.

Para Machado (1997), o método das fatias é muito utilizado devido a sua aplicabilidade em boa parte das situações, tendo em vista sua facilidade na análise de problemas com diferentes camadas e propriedades de um solo, nas variações de resistências e poropressões, bem como as mais diversas superfícies de ruptura.

Dessa forma, serão abordados a seguir os métodos de Fellenius, Bishop Simplificado e Morgenstern-Price.

5.6.1 Fator de Segurança

“A tarefa do engenheiro encarregado da análise da estabilidade do talude é determinar o fator de segurança” (Das, 2007).

Considerando que um talude por ter a seção inclinada está sujeito a ações da gravidade ampliadas por sua composição, pela ação antrópica e pelas condições climáticas, existe um esforço aplicado ao talude que gera uma tendência de ruptura. A partir disso, para determinar possíveis riscos e a capacidade de suportar esses esforços, é aplicado um fator, chamado de “Fator de Segurança”, que é a relação entre a força resistente e a força atuante.

Gerscovich (2009) afirma que, pela necessidade de se analisar a estabilidade dos taludes, avaliando os riscos de ocorrência de deslizamentos da massa do solo de um talude natural ou construído, é aplicado o FS. É dito ainda que, o FS nada mais é do que um fator onde seus parâmetros de resistência podem ser reduzidos ao ponto do talude atingir um estado de equilíbrio-limite ao longo da sua superfície. Simplificando, define-se da seguinte forma:

$$FS = \frac{T_f}{T_{mob}}$$

Onde,

- $FS > 1,0 \longrightarrow$ obra estável
- $FS = 1,0 \longrightarrow$ ocorre a ruptura por escorregamento
- $FS < 1,0 \longrightarrow$ não tem significado físico

Sendo τ_f , a tensão resistente e τ_{mob} , a tensão atuante. Assim:

$$\tau_{mob} = \frac{c'}{FS} + \sigma' \frac{\tan \phi'}{FS}$$

Constata-se, assim, que o FS tem o papel de identificador de riscos, pois caso tenha um valor maior que 1,0 o talude é considerado estável e dispensável de maiores medidas de alteração no que tange a segurança, porém, caso o FS tenha valor menor ou igual a 1,0, torna-se necessário a aplicação de soluções de estabilização para que haja um aumento desse fator.

Dito isso, nota-se que o fator de segurança aplicado à estabilidade de taludes e encostas tem relação com a resistência ao cisalhamento do solo. A norma de referência é a NBR 11682 (2009): *Estabilidade de encostas*, e define o fator de segurança como “valor da razão entre a resistência (tensão cisalhante máxima disponível) e a resistência mobilizada (tensão cisalhante atuante ao longo da superfície de ruptura)”.

Segundo a NBR 11682 (2009), são desconsideradas possíveis deformações naturais dos taludes e encostas. Dessa forma, a análise é feita encima da composição de solo do talude por sua resistência ao cisalhamento. Entretanto, nos casos de encostas, por ser de difícil análise e grande variabilidade de materiais, é maior o risco de ruptura, devendo, assim, ser considerado durante a análise.

A norma propõe, assim, uma análise e determinação do nível de risco e dos impactos que poderiam ser causados e do nível de segurança deseja contra com relação a perda de vidas humanas e danos materiais e ambientais, utilizando os quadros 4, 5 e 6, abaixo.

Quadro 4 - 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: NBR 11682 (2009).

Quadro 5 - Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.
(Continua)

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

Quadro 5 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais.
(Conclusão)

Baixo	Danos materiais: Locais próximos a propriedades de valor reduzido. Danos ambientais: Locais sujeitos a acidentes ambientais reduzidos.
-------	--

Fonte: NBR 11682 (2009).

O quadro 6 apresenta fatores de segurança seguindo a análise de estabilidade interna e externa do talude, podendo ser usada mesmo com normas específicas de elementos estruturais de obras de contenção.

Quadro 6 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

Nível de segurança contra danos a vidas humanas Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	ALTO	MÉDIO	BAIXO
ALTO	1,5	1,5	1,4
MÉDIO	1,5	1,4	1,3
BAIXO	1,4	1,3	1,2

NOTA 1 – No caso de grande variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança da tabela acima devem ser majorados em 10%. Alternativamente, pode ser usado o enfoque semiprobabilístico indicado no Anexo D.

NOTA 2 – No caso de estabilidade de lascas/blocos rochosos podem ser utilizados fatores de segurança parciais, incidindo sobre os parâmetros γ , ϕ , c , em função das incertezas sobre estes parâmetros. O método de cálculo deve ainda considerar um fator de segurança mínimo de 1,1. Este caso deve ser justificado pelo engenheiro civil geotécnico.

NOTA 3 – Esta tabela não se aplica aos casos de rastejo, voçorocas, ravinas e queda ou rolamento de blocos.

Fonte: NBR 11682 (2009).

Diante disso, é constatado que um talude que atinja um fator de segurança semelhante à unidade apresenta a condição de equilíbrio limite. Isto é o mesmo que o maciço estar em iminente ruptura. Porém, Machado (1997) explana uma situação recorrente, que é a falsa percepção de segurança no que um talude apresentaria fator de segurança acima unidade, bem como o inverso, que é o talude se romper se o fator de segurança estiver abaixo da unidade. Entretanto, o cálculo para determinar o fator de segurança é feito com simplificações e suscetível a erros. Por isso, a norma estabelece fatores de segurança acima da unidade, fazendo com que abranja erros e simplificações e o talude mantenha estabilidade.

5.6.2 Métodos utilizados

Diversos são os métodos utilizados para a análise e cálculo do fator de segurança, destacando-se o método das fatias, em que se subdividem em métodos simplificados e rigorosos. Assim, Dyminski os apresenta da seguinte forma:

i. Métodos simplificados:

- Fellenius;
- Bishop Simplificado;
- Jambu Simplificado.

ii. Métodos rigorosos:

- Spencer;
- Morgenstern-Price;
- GEL (Fredlud);
- Sarma.

Considerando os métodos de Equilíbrio Limite, destacam-se, os métodos do Círculo de Atrito, Sueco e o das Cunhas. Orige (2016) conta que foi desenvolvido o método sueco, também conhecido como das fatias/lamelas, devido a deslizamentos no cais de Stigberg por volta do ano de 1916. Notou-se que a massa de solo deslizada tinha uma tendência de ruptura circular na sua seção e com fatias de solo com faces verticais.

Dessa forma, o método do Equilíbrio Limite será abordado e utilizado neste trabalho por meio dos métodos de Fellenius, Bishop Simplificado e Morgenstern-Price. Este por ter um nível de rigor e de aproximação elevado e aqueles por serem os mais comuns, pela simplicidade de aplicação e o conhecimento adquirido ao longo dos anos, gerarem diferentes resultados devido às suas características.

5.6.2.1 Método de Fellenius

Após o desenvolvimento dos conceitos do método sueco, Orige (2016) explica que Fellenius em 1930 propôs esse método com a influência também da coesão na resistência cisalhante do solo.

Desse modo, o método de Fellenius tornou-se muito utilizado para o cálculo de estabilidade de taludes. Ele considera a linha de ruptura como sendo circular e não considera os esforços tangenciais e normais. Segundo Fiori e Carmignani (2013), esse método é baseado na *“análise estática do volume de material situado acima de uma superfície potencial de escorregamento de secção circular, e esse volume é dividido em fatias verticais”*.

O método de Fellenius segue como critério que a massa de solo potencial de ruptura tem um formato de círculo e, para efeitos de cálculo, essa massa é dividida em lamelas/fatias e, em seguida, é realizado o equilíbrio das forças para cada lamela. É calculado o conjunto das fatias pelo equilíbrio dos momentos, sendo analisado cada fatia para identificação dos trechos que possam ter algum risco de colapso.

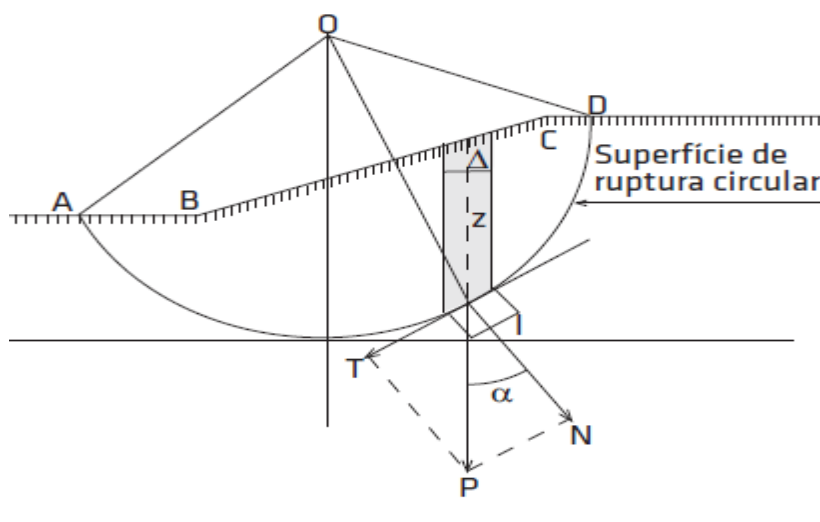
O centro “O” é arbitrado com seu raio para a definição de um círculo com potencial de ruptura. Posteriormente à divisão das fatias do círculo de ruptura, será medida a largura (Δx) e ângulos (θ) de cada fatia. Tendo a altura (h) de cada lamela, calcula-se então o peso (P) e a poropressão (u) na base das fatias. Sendo assim, pode-se calcular o peso (P) como:

$$P = \Delta x \cdot h \cdot \gamma$$

Silva (2013) explica que o método de Fellenius tem grande simplicidade e utilidade pela possibilidade de se dividir as lamelas com diferentes larguras, tendo aplicação em taludes regulares e irregulares, com materiais iguais ou diferentes, propiciando cenários em que a base de cada lamela possa se localizar em um único

tipo de solo. Dessa maneira, a figura 11 ilustra o mecanismo de análise de um talude considerando o método de ruptura circular e dividido em fatias.

Figura 11 - Parâmetros envolvidos na análise da estabilidade de taludes levando-se em conta a superfície curva de ruptura.



Fonte: Vargas (1972 apud Fiori e Carmignani, 2013).

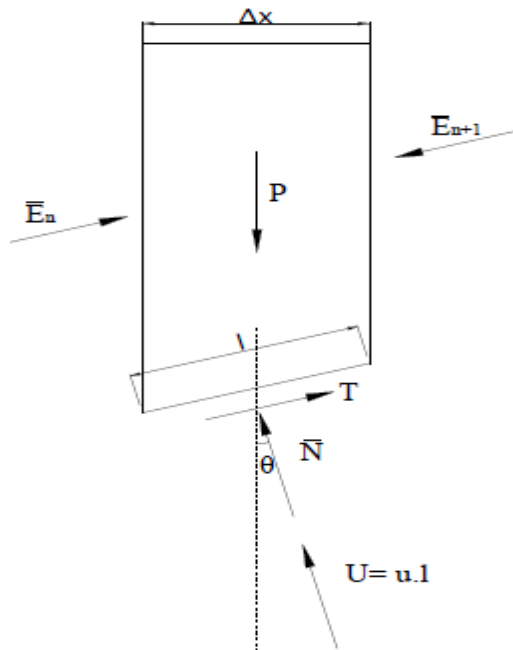
Em que:

- P – peso;
- Δ – largura;
- Z – altura;
- T – componente paralela;
- N – componente normal;

Para simplificação dos cálculos, a base das fatias é considerada em geral como retas. Silva (2013) diz ainda que quanto menor a base das fatias, menor será o erro nos resultados. Portanto, pode-se afirmar que quanto maior for o número de fatias, mais realísticos serão os resultados, considerando principalmente que o método de Fellenius já se apresenta como uma análise bastante conservadora.

Disto isso, a figura 12 demonstra o funcionamento do sistema de forças ligado ao cálculo de cada fatia de um talude com ruptura circular, de acordo com o método de Fellenius.

Figura 12 - Fatia analisada seguindo o Método de Fellenius.



Fonte: Massad, 2010 (adaptado).

Pela decomposição das forças, definindo os esforços da força normal N e paralela T , considerando também a poropressão, acha-se:

$$N + U = P \cdot \cos \theta$$

Em que:

$$N = P \cdot \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta$$

Portanto, substituindo as equações acima, é possível escrever a equação do fator de segurança, sendo:

$$F_s = \frac{\sum [c' \cdot l + \operatorname{tg} \phi' (P \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta)]}{\sum P \sin \theta}$$

Para maior segurança, são arbitrados outros modelos de superfície de ruptura com o centro “O” e seu raio em diferentes posições para definição de outros fatores de segurança, sendo adotado o menor FS calculado.

Massad (2010) constata que, o método de Fellenius não é aproximado em certas situações, podendo ocorrer grandes distorções principalmente no que tange às

pressões neutras, considerando que as pressões neutras se aplicam também nas faces das fatias e que, por terem forças horizontais, são gerados esforços à base das fatias. Gerscovich (2009) diz ainda que, o método de Fellenius gera valores pouco confiáveis em casos de círculos muito profundos e pressões neutras elevadas.

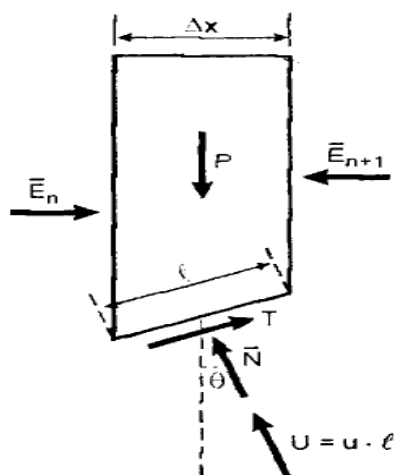
5.6.2.2 Método de Bishop Simplificado

Este é o método mais usado e foi desenvolvido por Bishop (1955), que se baseia no método do equilíbrio limite e modifica o Método de Fellenius que propõe a análise da estabilidade de taludes dividindo a cunha do talude em diversas fatias, porém leva-se em conta as reações das fatias vizinhas. Rogério (1977) Apud Fiori e Carmignani (2013) explica que o Método de Fellenius é mais conservador, devido a superestimar o fator de segurança (F_s) em até 15% se comparado ao Método de Bishop.

Da mesma forma do Método de Fellenius, o Método de Bishop Simplificado também é arbitrado uma projeção de um ponto de centro (O) e seu raio (R), para determinação de uma superfície de ruptura.

Dutra (2013) afirma que o Método de Bishop Simplificado consiste na omissão dos esforços horizontais entre as fatias, por se tratar de uma simplificação que afeta em menos de 1% o resultado calculado do fator de segurança se comparado ao método original. Portanto, a figura 13 ilustra a análise de uma fatia por meio do método de Bishop Simplificado.

Figura 13 - Fatia analisada seguindo o Método de Bishop Simplificado.



Fonte: Massad, 2010.

Desta maneira:

$$E_n - E_{n+1} = 0$$

A equação de Bishop Simplificado considera o equilíbrio das forças na direção vertical. Considerando essa hipótese, o fator de segurança se apresenta da seguinte forma:

$$(N+U).\cos\theta + T.\sin\theta = P$$

Ou mesmo:

$$N = \frac{P.u.\Delta x. \frac{c'.\Delta x.tg\theta}{F_{si}}}{\cos\theta + \frac{tg\phi'.\sin\theta}{F_{si}}}$$

Em que:

$$F_s = \frac{\sum \left(c'.l + \left(\frac{P.u.\Delta x. \frac{c'.\Delta x.tg\theta}{F_{si}}}{\cos\theta + \frac{tg\phi'.\sin\theta}{F_{si}}} \right) tg\phi' \right)}{\sum P \sin\theta}$$

Nota-se que em ambas equações têm fatores de segurança. Dessa forma, Fiori e Carmignani (2013) explica que é arbitrado um F_{si} que possa se aproximar do F_s da primeira equação. Caso os valores de F_{si} e F_s se mantenham distantes, o procedimento é repetido até chegar a valores aproximados.

Dutra (2013) explica que essa técnica de cálculo iterativo, em que se altera o fator de segurança da direita da equação, deve-se atingir uma precisão decimal, sendo repetido o cálculo até que se atinja essa aproximação.

Gerscovich (2009) diz que o método de Bishop Simplificado tem como vantagem a simplicidade dos cálculos, que podem ser manuais ou computadorizados, porém, gera resultados conservadores e em solos estratificados os valores podem ser equivocados.

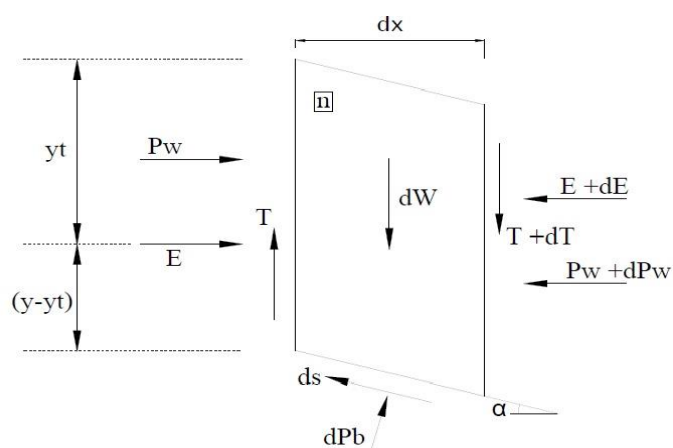
Das (2007) ainda explica que é necessário a análise de várias fatias para identificação da superfície crítica com o menor valor do fator de segurança. Além disso, é dito que quando utilizado por meio de programas computacionais, o Método

de Bishop Simplificado atende de maneira satisfatória em boa parte dos casos estudados.

5.6.2.3 Método de Morgenstern-Price

O Método de Morgenstern-Price (1965), é um dos mais rigorosos e precisos na análise da estabilidade de taludes em que as condições de equilíbrio e de momentos são realizadas. Isto se deve, por ser um método complexo que necessita da utilização de computador, pois, divide o talude em fatias infinitesimais e torna, a análise mais precisa. Sendo assim, a figura 14 mostra como é a análise de uma fatia seguido o método de Morgenstern-Price.

Figura 14 - Fatia analisada seguindo o Método de Morgenstern-Price.



Fonte: Gerscovich, 2009 (adaptado).

Sendo:

dW → Peso da fatia;

P_w → Poropressão no contorno da fatia;

dP_b → Resultante poropressão na base da fatia;

E e T → Esforços entre fatias atuando em $(y-y_t)$;

D_s → Resistência na base.

De acordo com Machado (1997) os métodos de Fellenius, Bishop Simplificado, bem como outros métodos como Jambu Simplificado e Spencer, seriam casos particulares do Método de Morgenstern-Price. Também é mencionado que é

possível calcular todas as situações de equilíbrio com qualquer que seja a superfície de ruptura.

Gerscovich (2009) mostra que é necessário a relação entre E e T ser dada pela seguinte função:

$$T = \lambda f(x)E \text{ ou } \tan \theta = \frac{T}{E} = \lambda f(x)$$

Assim, é possibilitado o problema tornar-se estaticamente determinado. Sendo λ um parâmetro especificado por meio de uma função arbitrária da solução de $f(x)$.

Sendo $f(x)=0$, a solução se assemelhará à de Bishop, e sendo $f(x)=\text{constante}$, a solução será igual ao método de Spencer.

De acordo com Gerscovich (2009), *“O método é solucionado iterativamente assumindo-se valores para FS e λ e calculando-se E e $M(x)$ para cada fatia. Nos contornos ($x=0$ e $x=n$) os valores de E e M deverão ser nulos”*. Assume-se então:

$$x=x_0 \rightarrow M(x_0)=E(x_0)=0$$

$$x=x_n \rightarrow M(x_n)=E(x_n)=0$$

Assim, esta técnica de cálculo iterativo será repetida até que os valores adotados sejam satisfeitos. Tendo em vista a complexidade do Método de Morgenstern-Price, é necessário o uso de programas computacionais.

Conforme Freitas (2011), apesar da função $f(x)$ admitir qualquer forma, existem limitações impostas em decorrência do comportamento do solo e restringindo a quantidade de funções de forma a se tornar razoável o cálculo na prática.

5.7 Métodos de Estabilização de Taludes

Massad (2010) explica que, em situações críticas, como nos períodos de fortes chuvas, os taludes naturais têm coeficiente de segurança em torno de 1. Por isso que toda alteração que se faça necessária deve ser proposta com a menor variação possível da geometria do talude.

Diversos são os métodos utilizados para se estabilizar um talude. Eles são escolhidos à medida que surja a necessidade no local envolvido, podendo gerar obras simples e baratas ou até mesmo obras complexas e dispendiosas. Dentre esses

métodos, Caputo (1988b) apresenta os mais comuns, que serão abordados nos próximos itens.

5.7.1 Diminuição da inclinação do talude (Retaludamento)

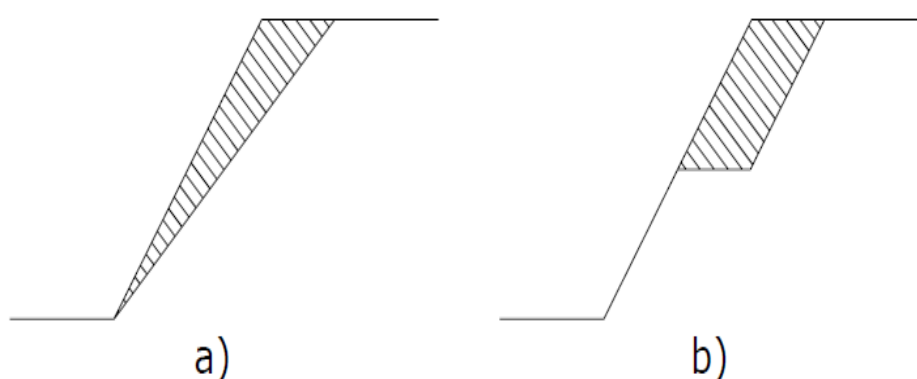
Caputo (1988b) diz que a diminuição do ângulo de inclinação ou a execução de patamares é o procedimento mais simples e usual para se reduzir o peso do talude.

Carvalho (1991) explica que esse método é simples e eficaz, pelo fato de que a mudança de geometria de um talude de solo e/ou rocha por qualquer que seja a ocorrência terá uma condição geométrica que o estabilizará. Porém, quanto maior a necessidade de terraplanagem em um talude, maior será o seu custo, podendo se tornar mais dispendioso que outras alternativas.

Dutra (2013) alerta que, apesar de ser uma técnica eficaz e simples, o retaludamento requer um certo espaço para atingir a declividade proposta, além de alto custo de terraplanagem para grandes movimentos de terra. Sendo assim, outras obras de estabilização podem se tornar mais eficazes.

Segundo Orige (2016), o método de retaludamento funciona como um “jogo de pesos”, em que é feito um corte na região da crista e lançado material no pé do talude diminuindo, assim, o efeito de momento atuante e as bermas aplicando um efeito estabilizador. Para melhor compreensão, a figura 15 ilustra formas de retaludamento.

Figura 15 - Exemplo de retaludamento.

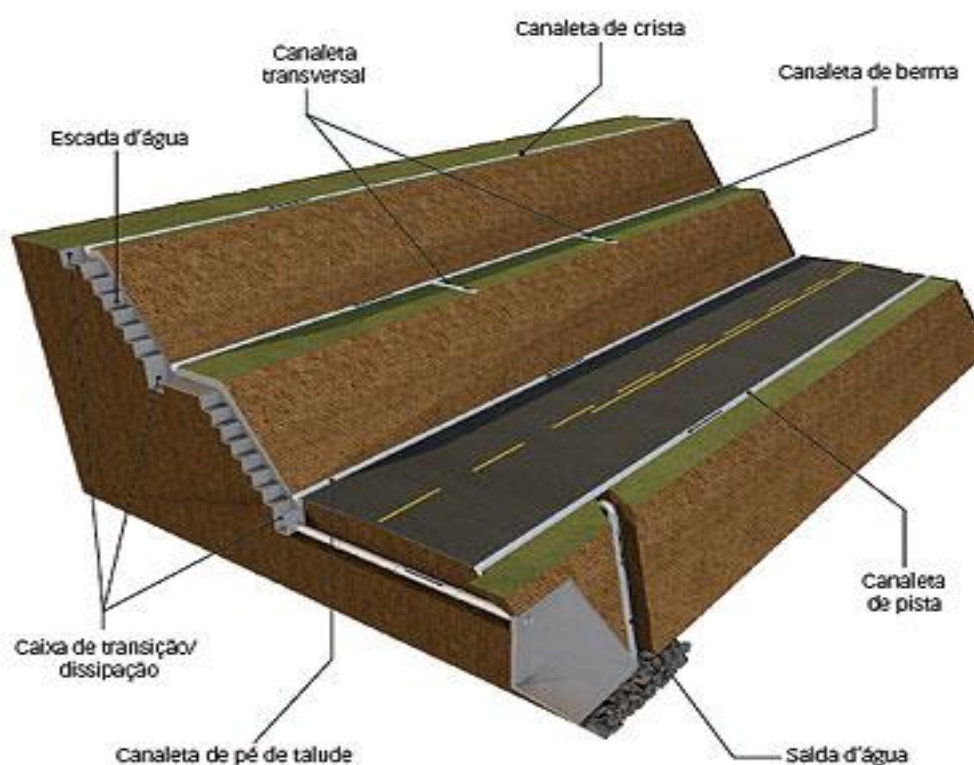


Fonte: Caputo (1988b).

5.7.2 Drenagem

Segundo Carvalho (1991), apesar de serem na maioria das vezes um tipo de obra “complementar”, ela tem grande importância na estabilidade dos taludes. São muitos os casos em que, por não ter sido aplicada ou por ser feita de maneira inadequada, danificou ou até mesmo colapsou obras de estabilidade de maior porte. É dito ainda que em situações que o regime de percolação é a causa principal da instabilização, somente a drenagem poderá ser suficiente para solucionar o talude. Sendo assim, a figura 16 apresenta alguns dispositivos de drenagem em um talude.

Figura 16 - Indicação dos dispositivos de drenagem.



Fonte: Pescarini (2011).

De acordo com Caputo (1988b), é notório que as águas superficiais ou de infiltração provocam instabilidade em taludes. Por isso, surge o método de drenagem que pode ser superficial ou profundo.

Com relação à drenagem superficial, Carvalho (1991) explica que o foco é na captação do escoamento das águas superficiais, tendo como sistema a introdução de canaletas, valetas, entre outros, que escoam a água para local apropriado. Além

do mais, a drenagem superficial é uma obra muito eficiente por se tratar de elementos simples e barato, podendo gerar grandes resultados para estabilização de taludes.

Massad (2010) apresenta as soluções utilizadas na drenagem profunda, que tem como concepção o rebaixamento do nível freático com drenos sub-horizontais profundos, em que as pressões neutras diminuirão e, logo, o efeito da gravidade com o peso reduzirá, provocando um aumento da estabilidade do talude. Destaca-se, ainda, que esse procedimento deverá ser associado a piezômetros e medidores de nível d'água para análise do funcionamento da drenagem.

5.7.3 Revestimento de talude

Caputo (1988b) descreve a técnica de revestimento de talude como uma proteção efetiva para erosões superficiais, pois as condições geológicas, topográficas e principalmente climáticas, aumentam o processo erosivo. Dessa forma, são utilizadas vegetações específicas e adaptadas ao local. Desta maneira, a figura 17 exemplifica uma situação de talude com revestimento vegetal em sua formação.

Figura 17 - Exemplo de revestimento vegetal.



Fonte: Sistema Vetiver (2012).

Carvalho (1991) compreende que são comuns os casos de erosão em aterros mal compactados ou em cortes com cicatrizes de escorregamento. Para prevenir isso, é utilizada cobertura vegetal a base de gramíneas e leguminosas que

travarão o solo superficialmente e o protege diretamente contra o escoamento da água das chuvas, sendo determinante para a escolha da vegetação a inclinação, o tipo de solo, o estado atual, entre outros fatores.

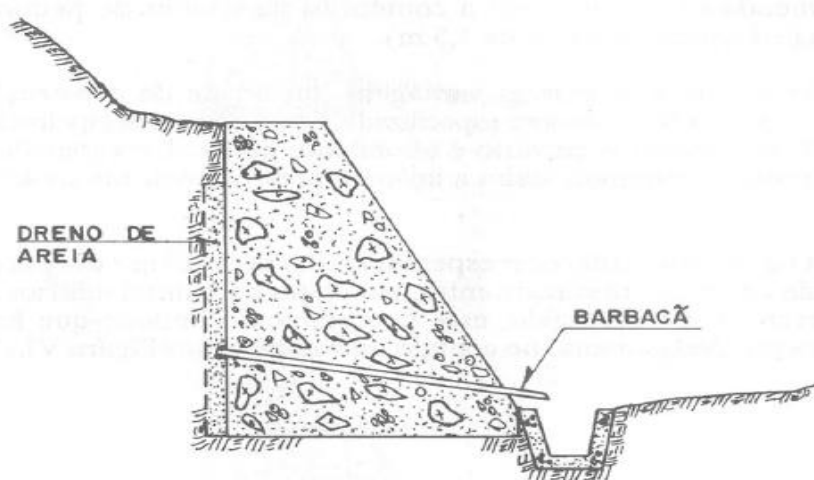
5.7.4 Emprego de materiais estabilizantes

É um processo segundo Caputo (1988b), que busca melhorar a resistência do solo a partir da aplicação de produtos químicos. Por exemplo, nos maciços rochosos fissurados são lançadas injeções de cimento.

5.7.5 Muros de arrimo e ancoragens

É um método, de acordo com Caputo (1988b), muito utilizado por solucionar grandes problemas de instabilidade. O procedimento se dá por meio da construção de muros de arrimo ou aplicação de tirantes de aço ancorando-os no interior do talude que esteja estabilizado. A figura 18 ilustra como se apresenta um muro de arrimo.

Figura 18 - Muro de concreto ciclópico.



Fonte: Carvalho (1991).

Carvalho (1991) explica que, os muros de arrimo são executados tendo como premissa a gravidade, em que o empuxo do solo será contido pelo peso do muro

e pelo atrito na sua fundação. Geralmente, são utilizados muros de pedra argamassa e muros de concreto ciclópico.

Massad (2010), apresenta, como uma estrutura de ancoragem, as cortinas atirantadas. Essa estrutura, é proposta para taludes subverticais, que aumenta a resistência ao cisalhamento, ou mesmo, a depender da inclinação, a inserção de força tangencial ao longo da linha de ruptura. As cortinas atirantadas são compostas por placas de concreto atirantadas e são aplicadas na direção de cima para baixo. Sendo assim, a figura 19 exemplifica um caso real de superfície inclinada contida por meio de cortinas atirantadas.

Figura 19 - Cortinas atirantadas.

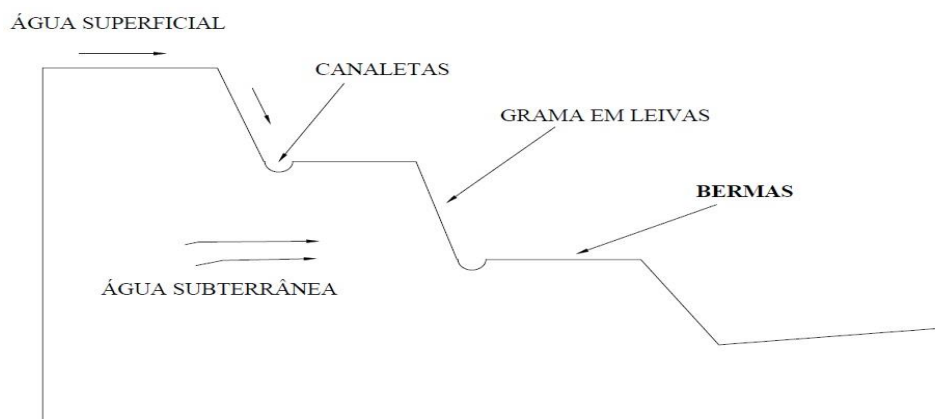


Fonte: Solotrat (2018).

5.7.6 Utilização de bermas

É um procedimento que se baseia na introdução de banquetas de terra no pé do talude, podendo ser composta do mesmo material do talude. Esse mecanismo aumenta a estabilidade do talude pelo peso próprio e redistribuição dos esforços cisalhantes no terreno de fundação (Caputo, 1988b). A figura 20 ilustra a composição de um talude com bermas.

Figura 20 - Exemplo de talude com bermas.



Fonte: Google Imagens, 2018 (adaptado).

5.7.7 Prévia consolidação da fundação

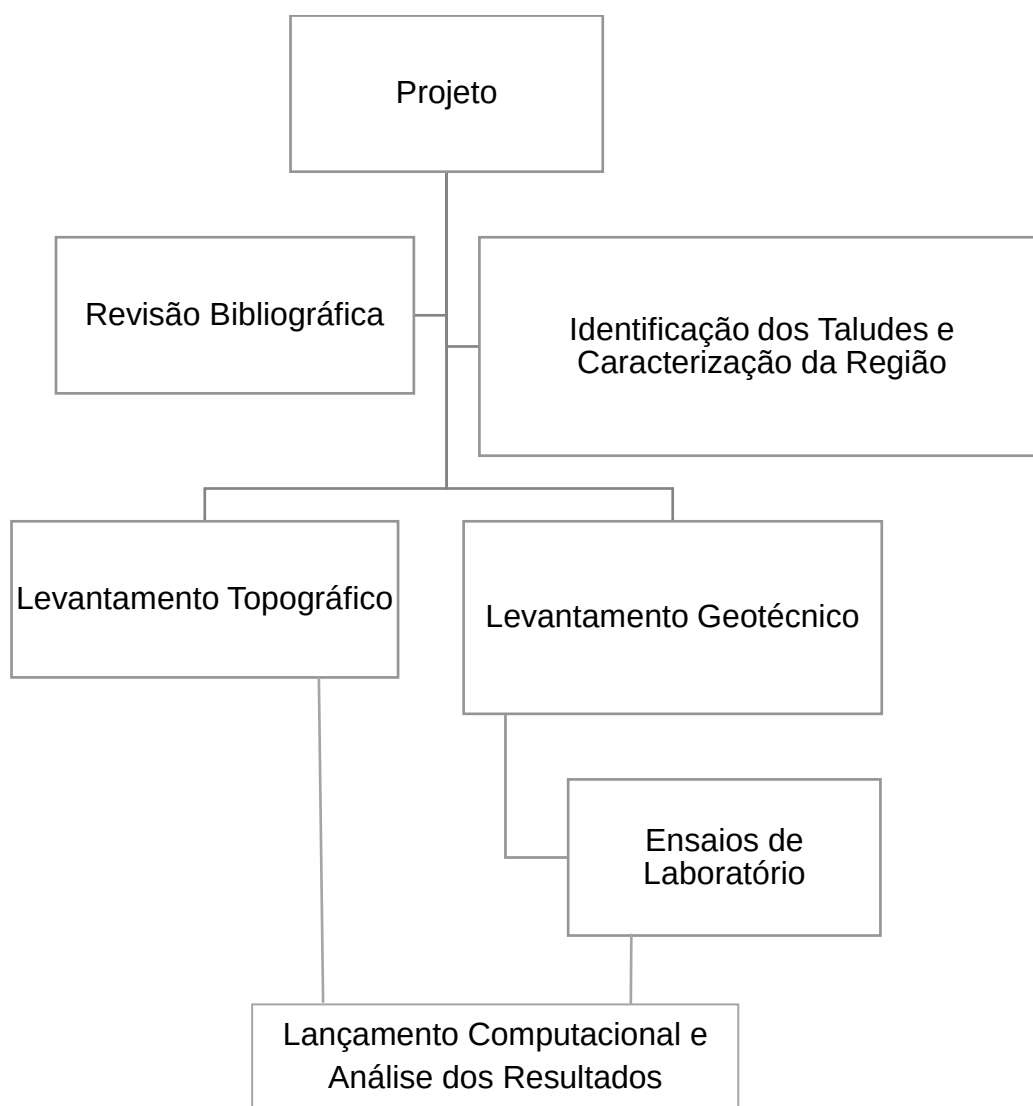
Segundo Caputo (1988b), para solos compressíveis, *“há que se cuidar da progressiva mobilização e sua resistência ao cisalhamento, em alguns casos até acelerando o processo de consolidação por meio de drenos verticais de areia”*.

6 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos metodológicos de análise e cálculo dos taludes estudados.

Dito isto, para a análise da estabilidade dos taludes, foi necessário um planejamento e ordenamento das etapas de estudo. Sendo assim, o fluxograma da figura 21 abaixo ilustra o resumo das etapas dos procedimentos que foram adotados.

Figura 21 - Etapas para análise da estabilidade.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.1 Identificação dos Taludes e Caracterização da Região

6.1.1 Identificação dos Taludes

Os taludes analisados se localizam no perímetro urbano da cidade de Palmas-TO. São eles: Talude 1 localizado ao lado da avenida NS-03, próximo à UPA-Norte; Talude 2 se localiza ao lado da avenida LO-27, próximo ao Terminal Rodoviário de Palmas; e Talude 3 localizado ao lado da avenida NS-15, próximo à UFT. As figuras 22, 23 e 24 apresentam os taludes estudados.

O Talude 1, observado na figura 22 trata-se de um talude de aterro, situado ao lado de um córrego com uma ponte apoiado sobre o maciço. Entretanto, houve um rompimento do talude e dessa forma, prejudicou de maneira substancial a segurança estrutural da ponte, sendo interditada a via nesse ponto.

Figura 22 - Talude 1.



Fonte: Elaborada pelo autor.

O Talude 2, observado na figura 23 trata-se de um talude de corte e aterro, onde já há movimentações de massa do tipo escorregamento translacional, e por situar-se em uma via com intenso fluxo de veículos, pode a qualquer momento ser necessário uma interdição da via.

Figura 23 - Talude 2.

(A)



(B)

Fonte: Elaborada pelo autor.

O Talude 3, observado na figura 24, trata-se de um talude entre duas pontes da NS-15 que apresenta sulcos erosivos no seu maciço. É importante destacar, que essa avenida foi construída e inaugurada recentemente.

Figura 24 - Talude 3.

(A)



(B)

Fonte: Elaborada pelo autor.

As figuras 25, 26 e 27 mostram a localização dos três taludes em Palmas-TO por meio do software Google Earth Pro versão 2018.

Figura 25 - Localização do talude 1 na cidade de Palmas-TO.



Fonte: Google Earth Pro (2019).

Figura 26 - Localização do talude 2 na cidade de Palmas-TO.



Fonte: Google Earth Pro (2018).

Figura 27 - Localização do talude 3 na cidade de Palmas-TO.



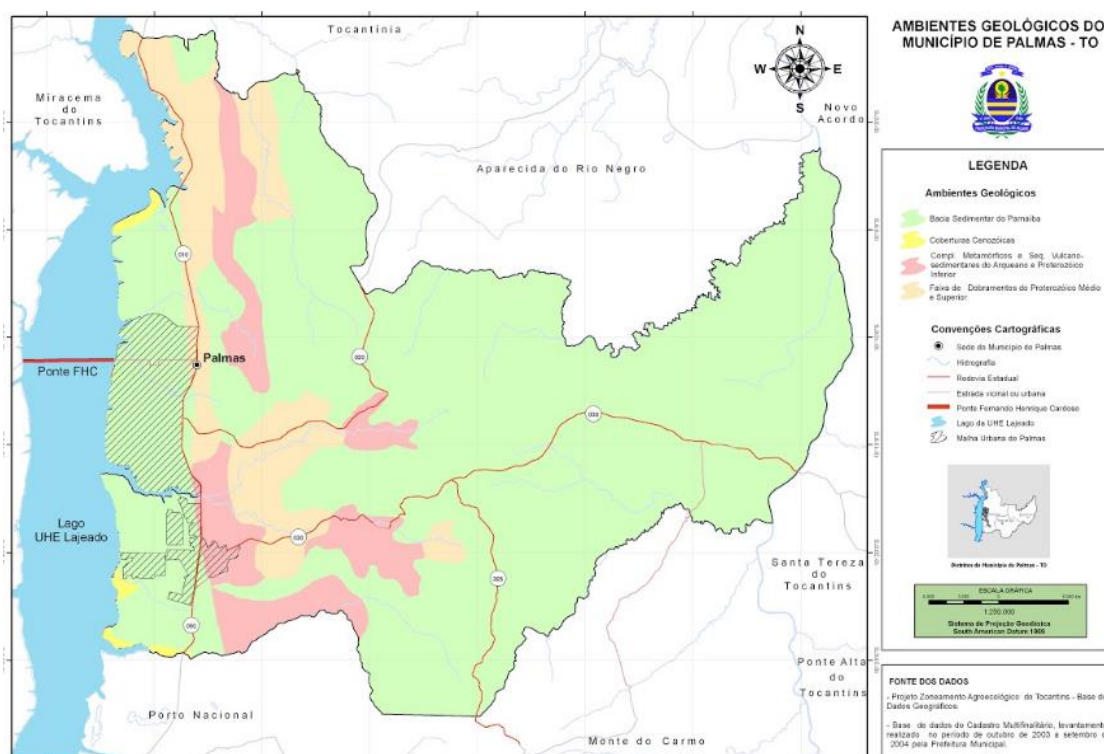
Fonte: Google Earth Pro (2018).

6.1.2 Caracterização da Região

A área de estudo, como dito anteriormente, é a zona urbana da cidade de Palmas-TO. Essa área se localiza na região central do estado do Tocantins e por meio do Atlas do Tocantins (2012), elaborado pela Secretaria de Planejamento e Orçamento do Estado do Tocantins (SEPLAN), e dados da Diretoria de Planejamento Urbano de Palmas-TO (2017) foi possível a identificação por mapas do ambiente geológico, da precipitação média anual, da pedologia e sua erodibilidade potencial da região de Palmas-TO.

Desse modo, a figura 28 abaixo apresenta o mapa geológico do município de Palmas-TO, se caracterizando na zona urbana em grande parte *Bacia Sedimentar do Parnaíba* e em menor escala *Complexos Metamórficos*. Assim, os três taludes analisados ficam localizados na Bacia Sedimentar do Parnaíba. Essa bacia se caracteriza por ter interior cratônico com espessura reduzida em relação a sua extensão. A sua estrutura formou-se primordialmente a partir da subsidência termal, flexural de forma bastante lenta a partir do período Ordoviciano. Devido as intrusões ígneas se concentrarem em grande parte diretamente na rocha geradora, esta bacia apresenta condição favorável à produção de gás.

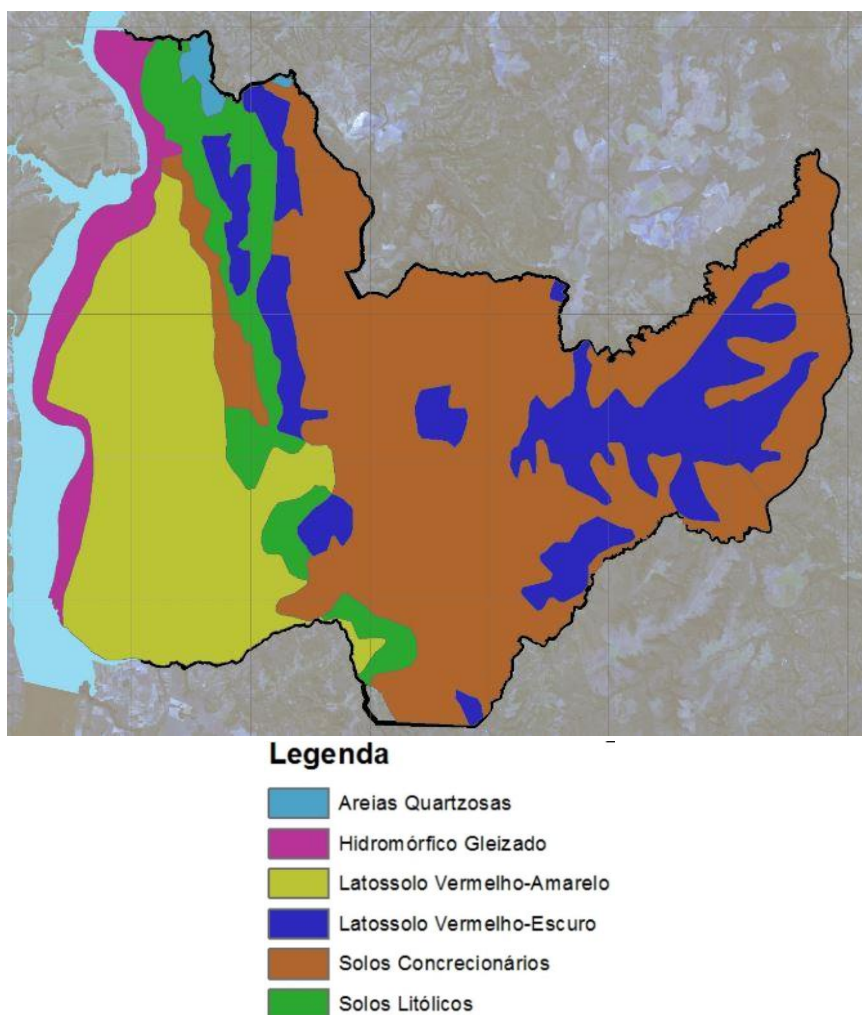
Figura 28 – Mapa geológico do município de Palmas - TO.



Fonte: Diretoria de Planejamento Urbano (2017).

O mapa representado na figura 29 apresenta a pedologia do município de Palmas onde, apresenta na zona urbana em grande parte *latossolo vermelho-amarelo* e em menor parte *hidromórfico gleizado*.

Figura 29 – Pedologia do município de Palmas - TO.



Fonte: Diretoria de Planejamento Urbano (2017).

No que tange a este estudo, a erodibilidade de um solo é um aspecto de grande importância, tendo em vista que a erosão é uma forma de instabilização de um talude. Portanto, a figura 30 ilustrada abaixo, caracteriza a erodibilidade potencial dos solos da região central do estado. Percebe-se então que a região de Palmas-TO apresenta uma erodibilidade potencial de muito fraca a fraca, ou seja, com pouca tendência erosiva.

Figura 30 - Erodibilidade potencial da região central do estado do Tocantins.



MUITO FRACA A FRACA: Compreende áreas formadas por solos, normalmente, de grande significado agrícola. São solos muito profundos, porosos, bem permeáveis - mesmo quando muito argilosos -, friáveis, situados em relevo plano, com declividades que raramente ultrapassam 3%. A ecodinâmica da paisagem é estável (pedogênese > morfogênese) e os processos de escoamento superficial são difusos e lentos. (74.839,5 km² - 26,9%)

LIGEIRA: Compreende áreas formadas por solos variando entre bem a fortemente drenados. São solos profundos e ocorrem em relevo suave ondulado (predomínio de declives entre 3 a 8%). A ecodinâmica da paisagem varia de estável a de transição (pedogênese ≥ morfogênese). Os processos de escoamento superficial são difusos e lentos, com eventuais escoamentos concentrados. (110.477,8 km² - 39,7%)

MODERADA: Compreende áreas formadas por solos variando entre profundos a pouco profundos, com perfis permeáveis e pequenas diferenciações entre horizontes. Ocorrem normalmente em relevos ondulados (8 a 20% de declive). A ecodinâmica da paisagem é de transição (pedogênese ≈ morfogênese). Os processos de escoamento superficial são difusos e lentos e com ocorrência dos de tipo concentrado. (25.083,8 km² - 9,0%)

FORTE: A maioria dos solos dessa classe são pouco profundos, com drenagem moderada, possuem poucos agentes agregadores e uma estrutura maciça, sem coesão no horizonte superficial (A). A matéria orgânica é inexpressiva e restrita a esse horizonte. Eles ocorrem geralmente em relevo forte ondulado (declives com predomínio de 20 a 45%) e têm permeabilidade um tanto restrita, o que os torna muito erodíveis. A ecodinâmica da paisagem é instável (pedogênese < morfogênese). Os processos de escoamento superficial são difusos e rápidos, concentrados, podendo ocorrer até mesmo movimentos de massa, do tipo rastejamento e solifluxão. (19.648,1 km² - 7,0%)

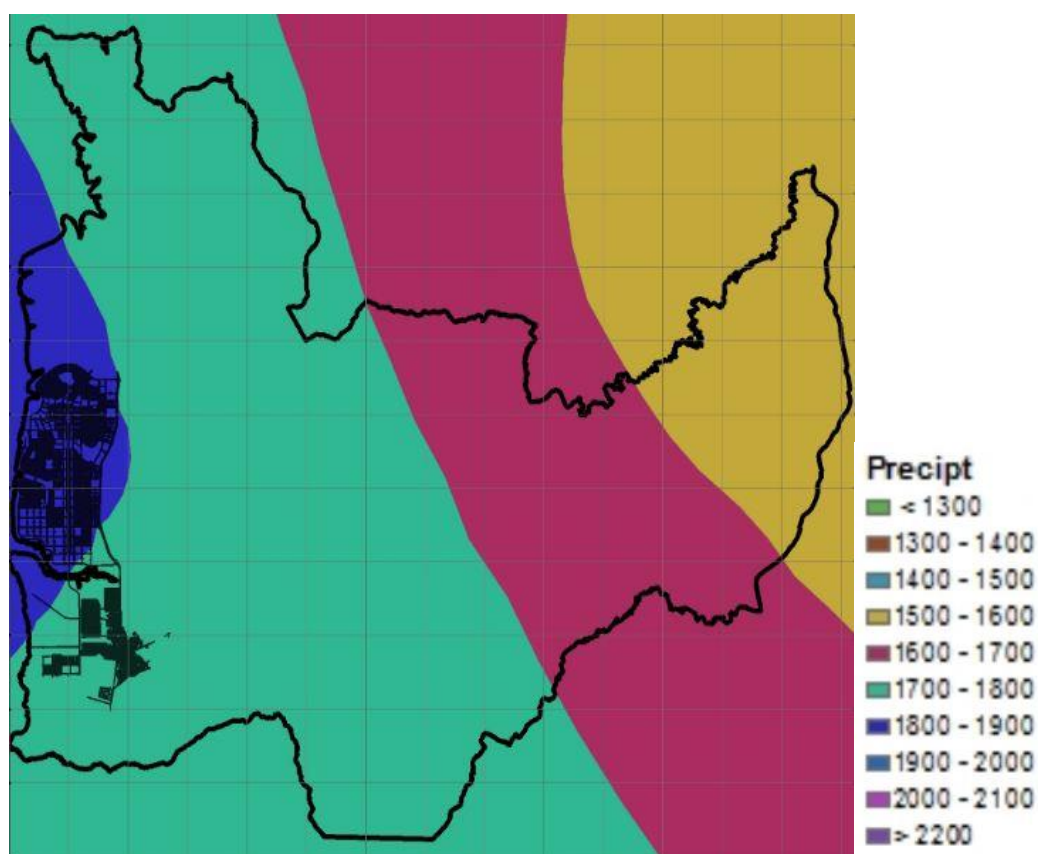
MUITO FORTE: Compreende áreas formadas por solos rasos e muito rasos, com presença de afloramentos de rochas. O relevo predominante vai do montanhoso até o escarpado, com declives maiores ou iguais a 45%. A ecodinâmica da paisagem é muito instável (pedogênese << morfogênese). Os processos de escoamento superficial são concentrados. Os movimentos de massa são do tipo deslizamento, desmoronamento, rastejamento e solifluxão, com eventuais quedas de blocos. (34.750,2 km² - 12,5%)

ESPECIAL: A condição da maioria dos solos referidos a essa classe vai de imperfeitamente drenados a muito mal drenados, com o nível do lençol freático normalmente elevado. A ecodinâmica da paisagem é instável e de transição (pedogênese < ou ≈ morfogênese). Os processos envolvidos são de escoamento concentrado ao longo da drenagem, remobilização e deposição de sedimentos finos, bem como escoamento difuso e lento nas planícies, terraços fluviais e margens de lagos, além de eventuais inundações. (13.621,3 km² - 4,9%)

Fonte: Atlas do Tocantins (2012).

De acordo com o mapa de precipitação média anual da cidade de Palmas-TO, conforme apresentado na figura 31, foi possível constatar uma precipitação média em Palmas-TO entre 1700 a 1900 mm por ano. Ou seja, essa região apresenta uma precipitação relativamente alta. Com isso, os riscos de ruptura por conta da poropressão aplicada nessa região são mais elevados se comparados à região leste do estado.

Figura 31 - Precipitação média anual da região central do estado do Tocantins.



Fonte: Diretoria de Planejamento Urbano (2017).

6.2 Caracterização Geométrica

Por meio de um levantamento topográfico foi caracterizada a geometria de cada um dos três taludes, possibilitando dessa maneira, obter um melhor entendimento das circunstâncias para ocorrência de determinados processos de instabilização ou de possíveis processos que possam ocorrer definindo assim quais seções seriam utilizadas para verificação do fator de segurança.

6.2.1 Levantamento Topográfico

O levantamento topográfico do Talude 2 foi realizado com o emprego de estação total com o apoio de técnicos em agrimensura, usando posteriormente programa específico de topografia para lançamento dos dados seguida pela exportação para o AutoCad das curvas de nível e determinação do perfil/seção que foi utilizado para análise numérica da estabilidade desse talude.

Estação Total nada mais é do que um teodolito com um distanciômetro e coletor de dados vinculados. Assim, foi possível o levantamento das curvas de nível do Talude 1.

O levantamento procedeu-se primeiramente com a instalação do equipamento em um ponto de referência. Demarcou-se qual seria o ponto de referência no solo com um piquete. Assim, foi ajustado e instalado o tripé de tal forma que o prato superior do tripé ficasse o mais horizontal possível em seguida travou-se nessa posição. Em seguida, foi acoplado o equipamento sobre esse prato e travado ao ponto que o equipamento estivesse centralizado de acordo com o piquete. Posteriormente, foi nivelado o equipamento observando os níveis das bolhas girando os parafusos calantes.

A partir disso, procedeu-se o levantamento fazendo leituras e medições ponto a ponto a cada 1 metro no decorrer do talude e da base à crista a cada 0,5 metros. E por fim, processou-se esses dados e lançou as curvas de nível no AutoCad.

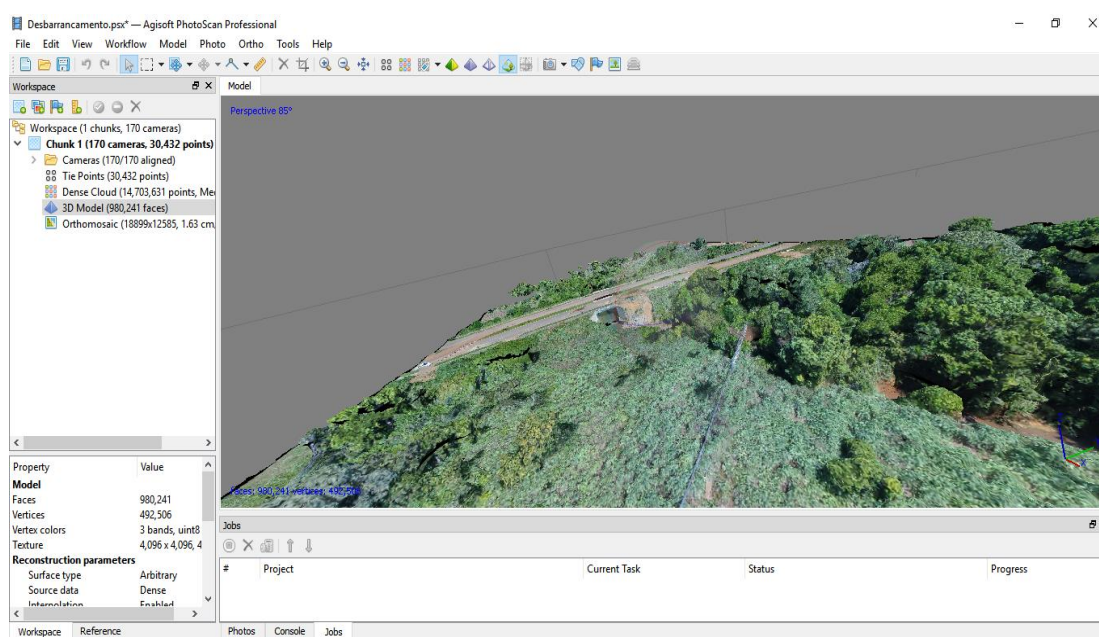
Para os taludes 1 e 3 foi feito levantamento por meio de drone e posterior lançamento no programa Agisoft PhotoScan 1.4.5 para geração das curvas de nível e posterior exportação para o AutoCad. Esse processamento se deu a partir das dezenas de imagens geradas pelo drone em que por meio da ferramenta Agisoft PhotoScan 1.4.5 foram alinhadas essas fotos e criada uma nuvem de pontos densa para em seguida gerar um modelo de malha (baseada em uma série de triângulos irregulares), sendo possível a visualização de forma fiel à realidade da superfície daquele terreno.

Posteriormente, foi criada a textura na modelagem e gerado o mosaico de fotos (ortomosaico ou modelo 2D) e a partir dessa etapa construiu-se o DEM (Modelo Digital de Elevação). Como o modelo apresentado é o DMS (Modelo Digital da Superfície), para a geração das curvas de nível não interessa algumas informações nela apresentadas (árvores e gramíneas por exemplo). Portanto foi realizada uma

classificação desse DMS, eliminando partes dessa superfície que contivesse angulação superior a 35° em um intervalo de até 0,20 metros. Assim, foi reconstruído um modelo de malha e um modelo de elevação desse terreno conhecido como DMT (Modelo Digital do Terreno) e a partir desse modelo foi gerado as curvas de nível considerando um intervalo de 0,5 metros.

A figura 32 abaixo mostra um modelo 3D do local onde fica localizado o Talude 1. Também é possível ver parte do fluxo de trabalho do software Agisoft PhotoScan para chegar a essa etapa.

Figura 32 - Modelo 3D da superfície do local (Talude 1).



Fonte: Agisoft PhotoScan (2019).

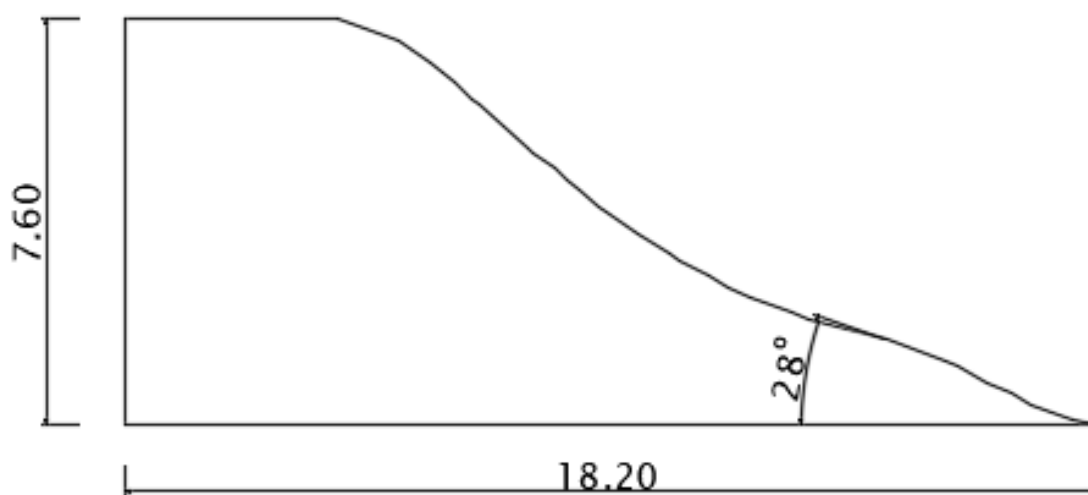
É importante destacar, que todo esse processamento foi realizado com qualidade média e com uma redução de malha pois para geração das curvas de nível, não interessa um grau de informação/definição muito elevado. Dessa forma, é gerado as curvas de nível com qualidade mais próxima ao método topográfico tradicional.

6.2.2 Seções Escolhidas para Análise

Para a escolha das seções de cada um dos taludes para retroanálise, foram estabelecidos alguns critérios, como a altura, a inclinação e mesmo trechos que houvessem uma maior movimentação de massa.

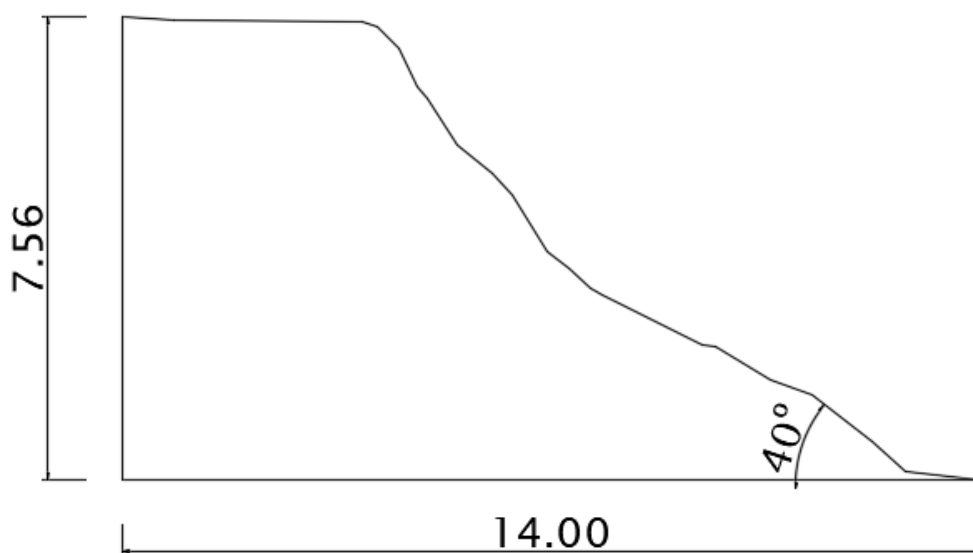
Dessa maneira, para os taludes 1, 2 e 3 foram escolhidas as seções abaixo ilustradas pelas figuras 33, 34 e 35. Constata-se a representação de dois perfis designados para o Talude 3. Isto se deve pela importância da verificação em pontos diferentes para o mesmo local por conta de ser uma obra concluída a pouco tempo (da realização deste estudo).

Figura 33 - Seção escolhida do Talude 1.

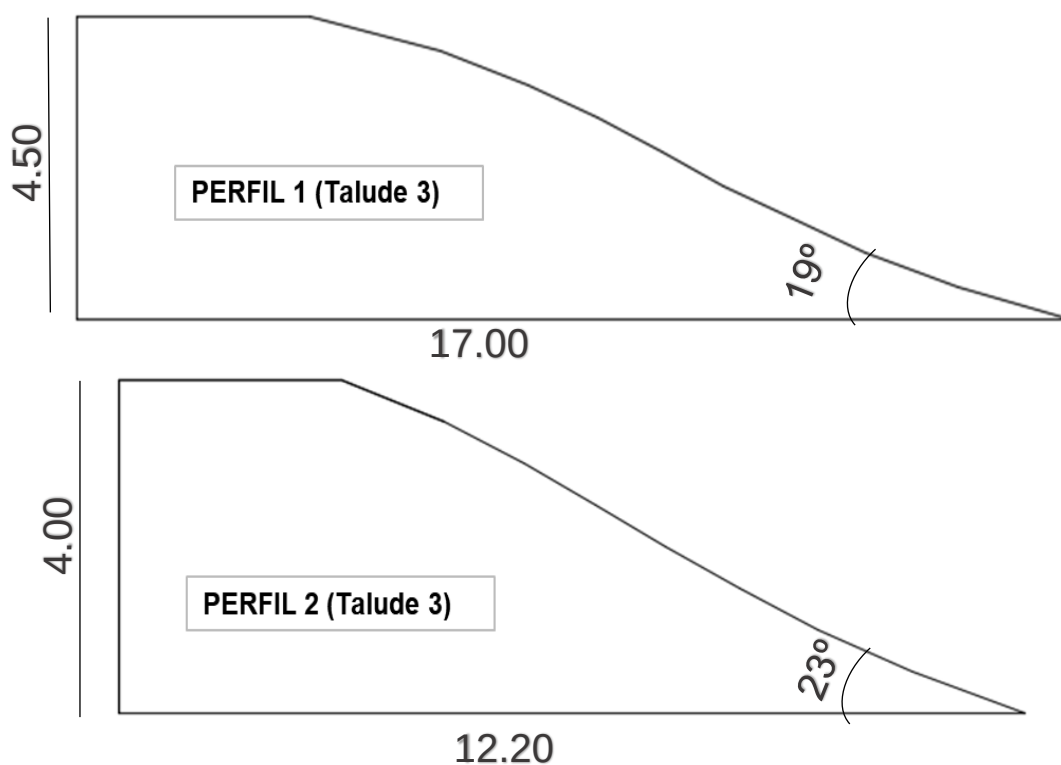


Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 34 - Seção escolhida do Talude 2.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 35 – Seções escolhidas para análise do Talude 3.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A tabela 1 detalha as características geométricas dos taludes apresentando a altura, a inclinação e o comprimento da seção escolhida.

Tabela 1 - Geometria dos taludes.

Local		Altura (m)	Inclinação	Comprimento (m)
Talude 1		7,60	28°	18,20
Talude 2		7,56	40°	14,00
Talude 3	Perfil 1	4,50	19°	17,00
	Perfil 2	4,00	23°	12,20

Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3 Amostragem

A coleta de amostras deformadas e indeformadas de solo dos taludes nos pontos próximos da superfície potencial de ruptura é necessária para tornar possível a caracterização do solo e suas propriedades geotécnicas a partir de ensaios em

laboratório. Sendo assim, a norma utilizada como referência para coleta de amostras foi a ABNT NBR 9604 (2016). A figura 36 ilustra a escavação de poços para coleta de amostras deformadas e indeformadas.

Figura 36 - Coleta das amostras.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.1 Amostra Deformada

Foram coletadas amostras deformadas por meio da escavação com uso de pás, picaretas, enxadas entre outros equipamentos. Foi coletado cerca de 10 kg de amostras deformadas de cada um dos taludes, sendo extraídas dos poços e cavas feitos para coleta de amostras indeformadas e armazenadas em sacos plásticos etiquetados para identificação das amostras e manutenção da umidade do solo.

Foi escavada e descartada a camada superficial dos solos (cerca de 1 metro de profundidade) para eliminação de possíveis matérias orgânicas. Essas amostras conservarão a sua constituição mineral, porém, sem a estrutura original do solo. Assim, a figura 37 apresenta as amostras deformadas coletadas em processo de secagem à temperatura ambiente.

Figura 37 - Amostras deformadas.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.3.2 Amostra Indeformada

Foram coletadas amostras indeformadas para a realização dos ensaios que determinaram os parâmetros de ângulo de atrito e coesão, bem como a resistência ao cisalhamento do solo por meio da análise da estrutura natural do solo.

Como ilustrado na figura 38, utilizou-se cilindro metálico, ferramentas de escavação, além de instrumentos complementares e materiais para proteção e conservação da amostra de modo que não houvesse deformação ou perda de umidade nas amostras.

Figura 38 - Cilindro de coleta de amostras indeformadas.



Fonte: Elaborada pelo autor.

O procedimento de coleta das amostras por cravação de cilindro, baseou-se inicialmente na remoção da camada superficial do solo para eliminação de material orgânica. Em seguida, o cilindro foi inserido no solo e retirado com minúcia escavando ao redor, e as amostras etiquetadas com identificação foram transportadas para o laboratório protegidas dentro de uma caixa de isopor evitando-se choques que pusessem em risco a estrutura das amostras, fazendo com que os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo sejam próximos à situação de campo. A figura 39 mostra a moldagem de corpo indeformado no cilindro.

Figura 39 - Moldagem de amostra indeformada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.4 Ensaios de Caracterização e de Determinação de Propriedades Mecânicas

Foi realizada a caracterização dos solos para identificação de características e propriedades básicas atreladas a esses solos. Para isso, foi utilizado como referência para preparação das amostras dos solos dessa caracterização a ABNT NBR 6457 – *Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e caracterização, com secagem prévia* (2016). Assim, a figura 40 ilustra o destorroamento como etapa de preparação de cada solo desses taludes para os ensaios.

Figura 40 - Destorroamento de solo.

Fonte: Elaborada pelo autor.

A tabela 2 a seguir ilustra a relação de ensaios e dados buscados para caracterização geotécnica do solo de cada furo nos taludes.

Tabela 2 - Relação dos ensaios e dados buscados.

Local	Furo	Análise Granulométrica	Massa			
			Espec. dos Sólidos	Limites de Atterberg	Índ. Físicos	Cisal. Direto
TALUDE 1	Pé		X		X	
	Centro	X	X	X	X	X
	Crista		X		X	
TALUDE 2	Pé		X		X	
	Centro	X	X	X	X	X
	Crista		X		X	
TALUDE 3	Pé		X		X	
	Centro	X	X	X	X	X
	Crista		X		X	

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para determinação dos índices físicos, o peso específico natural de cada solo foi encontrado por meio da relação de volume e peso de cada cilindro de solo de indeformado. A umidade natural foi identificada por meio do ensaio de Speedy, sendo importante destacar que no período da coleta dessas amostras, Palmas-TO apresentava chuvas diariamente.

Os ensaios foram realizados no laboratório de solos da ITPAC – *Campus* Porto Nacional, com as amostras deformadas e indeformadas.

6.4.1 Granulometria

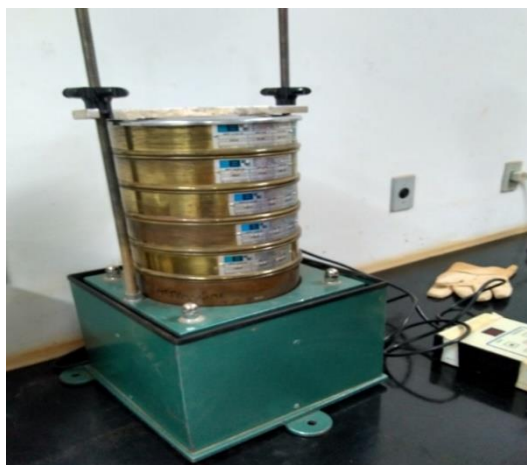
O ensaio de granulometria é importante por caracterizar o solo por meio da determinação das dimensões dos agregados, possibilitando assim, obter a curva granulométrica e conhecer alguns aspectos relacionados ao comportamento do solo. O ensaio de granulometria é realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 7181 (2016).

Para esse ensaio, foi realizada uma combinação de peneiramento para parcela da amostra superior a peneira de 0,075 mm e sedimentação para a porção da amostra menor que a peneira de 0,075 mm. Para concretização dos procedimentos desse ensaio foram necessários os seguintes equipamentos:

- a) Estufa;
- b) Balança de precisão;
- c) Provetas de vidro;
- d) Peneiras de 4,8, 2,0, 1,2, 0,6, 0,42, 0,15 e 0,075 mm;
- e) Escova com cerdas metálicas;
- f) Agitador mecânico de peneiras;

As figuras 41 e 42 mostram parte dos procedimentos para análise granulométrica pelo peneiramento e sedimentação.

Figura 41 - Peneiramento em agitador mecânico.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 42 - Ensaio de sedimentação.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.4.2 Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg, também conhecidos como limites de consistência, são as características do solo para se apresentarem em determinados estados físicos por conta do teor de umidade ali aplicado. Assim, o índice de plasticidade (IP) de um solo é identificado por meio da diferença entre o limite de liquidez (WL) e o limite de plasticidade (WP).

Portanto, esse índice foi identificado em porcentagem pela seguinte expressão:

$$IP = WL - WP$$

6.4.2.1 Limite de Plasticidade

A plasticidade de um solo é uma propriedade que se baseia na maior ou menor capacidade que esse solo tem para ser moldado em determinados estados de umidade sem alteração do volume.

O ensaio de limite de plasticidade é preconizado na ABNT NBR 7180 (2016) e para a realização do ensaio, foi necessário a seguinte aparelhagem:

- a) Estufa;
- b) Peneira;
- c) Cápsula de porcelana;
- d) Espátula de lâmina flexível;
- e) Balança de precisão;
- f) Gabarito cilíndrico de 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento;
- g) Placa de vidro de superfície esmerilhada.

Inicialmente, a amostra deformada coletada foi secada ao ar e peneirada. Em seguida, a amostra do solo foi colocada no recipiente de porcelana e foi adicionado água destilada até que o material atingisse um bom nível de homogeneização.

Com o auxílio de um gabarito cilíndrico foi moldado uma parte desse material em forma elipsoidal sobre uma placa de vidro esmerilhada. Esse material foi sendo rolado até atingir as dimensões de 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento e até começar a surgir fissuras em sua superfície. Dessa maneira, a figura 43 ilustra o procedimento de moldagem desse material.

Figura 43 - Ensaio de limite de plasticidade.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Posteriormente, foi coletado algumas amostras fissuradas para identificação da umidade.

6.4.2.2 Limite de Liquidez

O limite de liquidez de um solo é a umidade abaixo em que esse solo se apresenta de forma plástica. Sendo essa umidade a taxa que corresponde à transição para que esse solo passe do estado líquido para o plástico.

Os procedimentos do ensaio de limite de liquidez são realizados baseado na ABNT NBR 6459 (2016) e para a realização do ensaio, foi necessário a seguinte aparelhagem:

- a) Estufa;
- b) Cápsulas de porcelana;
- c) Espátula de lâmina flexível;
- d) Aparelho de Casagrande;
- e) Cinzel;
- f) Balança de precisão;
- g) Gabarito para verificação da altura de queda de concha.

Inicialmente, calibrou-se o aparelho de Casagrande, para certificar que o ensaio seja realizado da forma correta. Em seguida, com uma amostra do solo deformado foi secado ao ar e passado na peneira.

Com a amostra do solo no recipiente de porcelana, foi adicionado água destilada até que o material atingisse um bom nível de homogeneização e posteriormente foi colocado parte desse material na concha do aparelho de Casagrande, aplainando com a espátula. Com o material posto na concha, por meio do cinzel, foi feito uma ranhura no meio dessa massa.

Em seguida, foram realizados os golpes na concha girando a manivela com velocidade de dois giros por segundo de forma que a ranhura fosse fechada, sendo contado o número de golpes necessários para esse fechamento. Por último, foi retirada amostra no ponto da ranhura para identificação da umidade e o restante do material foi colocado novamente no recipiente de porcelana para adição de mais água e repetição desse processo por mais cinco vezes.

A figura 44 ilustra o processo de aplicação dos golpes para fechamento da ranhura.

Figura 44 - Ensaio de limite de liquidez.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Com os números dos golpes e os teores de umidade, foi possível a construção do gráfico para determinação da umidade propícia para atingir os 25 golpes.

6.4.3 Massa específica dos sólidos

Para a determinação da massa específica dos sólidos, procedeu-se seguindo a norma ABNT NBR 6508 (1984).

Com o material com sua umidade higroscópica, utilizou amostra do material que passa na peneira 10. Pela identificação tátil, determinou-se a predominância do material. Caso fosse argila, adotava-se 50 gramas de material, caso fosse areia, procedia com 60 gramas de material.

Conforme apresentado na figura 45, o material foi transferido para o copo de dispersão, juntamente com água destilada até cerca de metade do copo sendo dispersado em seguida por um período de 15 minutos.

Figura 45 - Copo de dispersão.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Pesou-se o picnômetro de 500 cm³ seco para em seguida pesá-lo com água (após retirada do ar do recipiente com bomba à vácuo) medindo sua temperatura e em seguida jogou-se fora essa água e secou-se o picnômetro. Posteriormente, o material disperso do copo de dispersão com auxílio de funil e água destilada foi transferido para o picnômetro, utilizando uma bomba à vácuo foi retirado o ar ali contido e pesado o conjunto picnômetro, água e solo medindo também a temperatura. A figura 46 ilustra esse procedimento.

Figura 46 - Conjunto picnômetro, água destilada e solo sendo retirado o ar.



Fonte: Elaborada pelo autor.

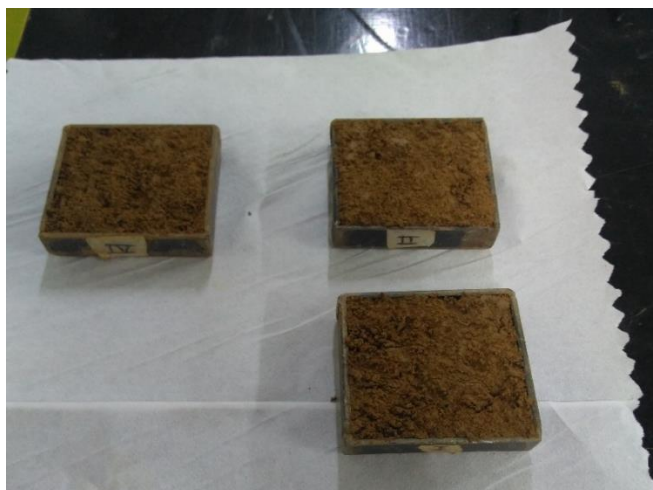
Por último, o material foi secado em estufa, pesado e calculado o peso específico dos sólidos. Este procedimento foi repetido mais uma vez para utilizar a média aritmética, sendo satisfatório a discrepância entre os valores da ordem de até 2%.

6.4.4 Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados conforme a norma ASTM D3080, utilizando-se uma prensa de cisalhamento manual em que os corpos de prova foram talhados com as dimensões de cerca de 6 x 6 cm. Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de cisalhamento considerando a condição inundada do solo por se tratar do pior caso possível.

A figura 47 mostra os corpos de prova moldados para o ensaio de cisalhamento direto.

Figura 47 - Moldagem dos corpos de prova para o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Assim, os corpos de prova foram colocados em uma caixa bipartida e aplicados uma força normal N , sendo que essa força variou em cada amostra dos taludes em 139 kPa, 278 kPa e 417 kPa. Após isso, aplicou-se uma força tangencial T que foi sendo elevada sucessivamente para impor uma velocidade constante de deslocamento e se cisalhou as amostras ao longo da superfície horizontal.

As figuras 48 e 49 ilustram os procedimentos de leitura durante o ensaio de cisalhamento direto e o corpo de prova cisalhado após o ensaio.

Figura 48 - Leitura do ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 49 - Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Elaborada pelo autor.

6.5 Análise de Estabilidade dos Taludes

A análise computacional se deu por meio do programa computacional *GeoStudio* (2012) a partir da rotina *Slope/W*, utilizando como cálculo do FS os métodos de Bishop Simplificado, de Morgenstern-Price e o de Jambu e, assim, comparando-os com o fator de segurança mínimo encontrado para cada um dos três taludes na ABNT NBR 11682-2009.

6.5.1 Determinação do Fator de Segurança Mínimo

Primeiramente, foi determinado qual o FS mínimo que cada talude deveria ter considerando as prescrições da ABNT NBR 11682 (2009), sendo analisados os níveis de segurança desejados contra a perda de vidas humanas e contra danos materiais e ambientais.

Dessa forma, seguindo o quadro 7, foi adotado como “*alto*” o nível de segurança mínimo contra perdas humanas por conta da localização dos taludes, que são na zona urbana de Palmas-TO, apresentando um intenso fluxo de carros e pessoas.

Com relação ao nível de segurança mínimo contra os danos materiais e ambientais, optou-se por classificar como “*alto*” os taludes 1 e 3 por serem taludes ao lado de córregos e suporte para pontes, aumentando assim os riscos ambientais e de danos materiais. Já para o talude 2 adotou-se como “*médio*” os riscos por conta da localização ser próxima a propriedades de valor moderado e não apresentar danos ambientais relevantes. O quadro 7 abaixo, mostra os valores de FS mínimos para cada talude.

Quadro 7 - Nível de segurança adotado contra a perda de vidas humanas.

LOCAL	NÍVEL DE SEGURANÇA ADOTADO		FS MÍNIMO
	Contra Perda de Vidas Humanas	Contra Danos Materiais e Ambientais	
Talude 1 (NS-03)	Alto	Alto	1,5
Talude 2 (LO-27)	Alto	Médio	1,5
Talude 3 (NS-15)	Alto	Alto	1,5

Fonte: NBR 11682/2009.

Sendo assim, classificados os níveis de segurança mínimos nos três taludes estudados conforme o quadro 7, determinou-se como FS mínimo o valor de 1,5.

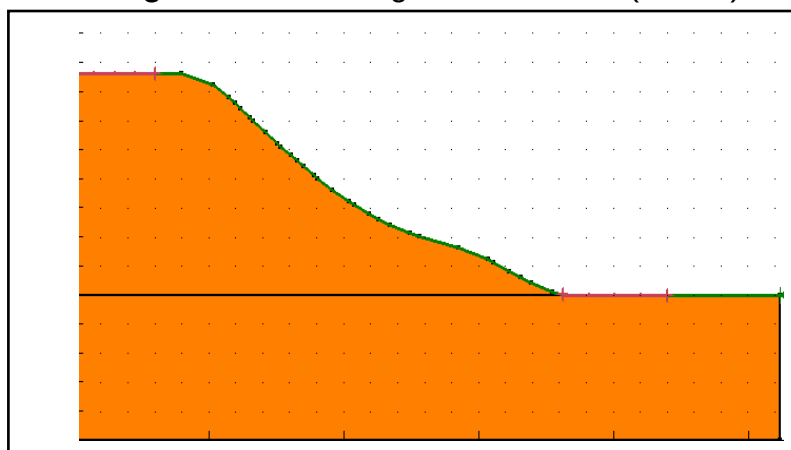
Logo, considerando como premissa que o FS dos taludes deveria ter o valor mínimo de 1,5 para serem considerados preliminarmente estáveis, utilizou-se o software *GeoStudio – Slope/W (2012)* como ferramenta para verificação do FS dos taludes, tendo sido analisado de acordo com os métodos de Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Jambu. Posteriormente, esses FS’s calculados foram comparados aos FS’s mínimos verificados anteriormente por meio da ABNT NBR 11682 (2009) e se constatou se os taludes estão estáveis ou não.

6.5.2 Análise da estabilidade atual

Por meio do levantamento topográfico e da definição do perfil geométrico que seria adotado, foi modelado no programa computacional *GeoStudio (2012)* cada talude. O *GeoStudio* é um software reconhecido mundialmente na análise de estabilidade de taludes, principalmente nas análises de Equilíbrio Limite. Nessa

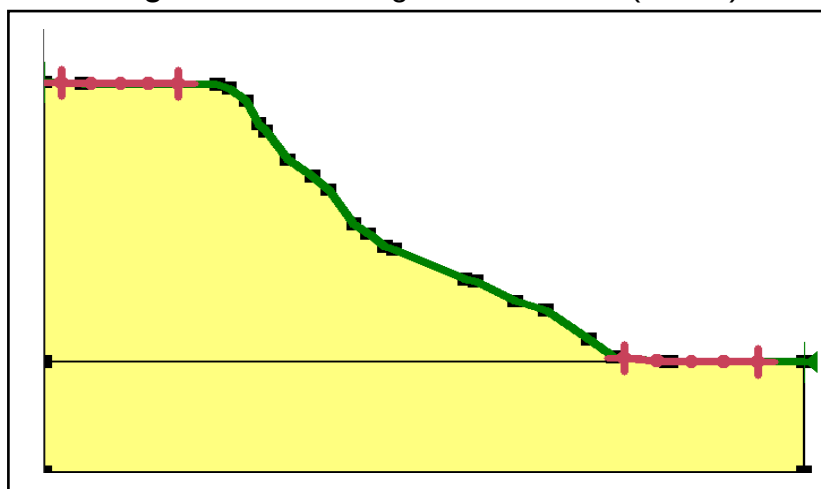
modelagem, adotou-se o material lá identificado com seus parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito). É importante destacar que as verificações do Talude 3 foram realizadas com os mesmos parâmetros geotécnicos nos dois perfis analisados por conta de as características serem semelhantes no material de aterro nos pontos das duas seções. São demonstradas abaixo as figuras 50, 51 e 52, representando no programa os perfis dos taludes 1, 2 e 3, respectivamente.

Figura 50 - Modelagem do talude 1 (NS-03).



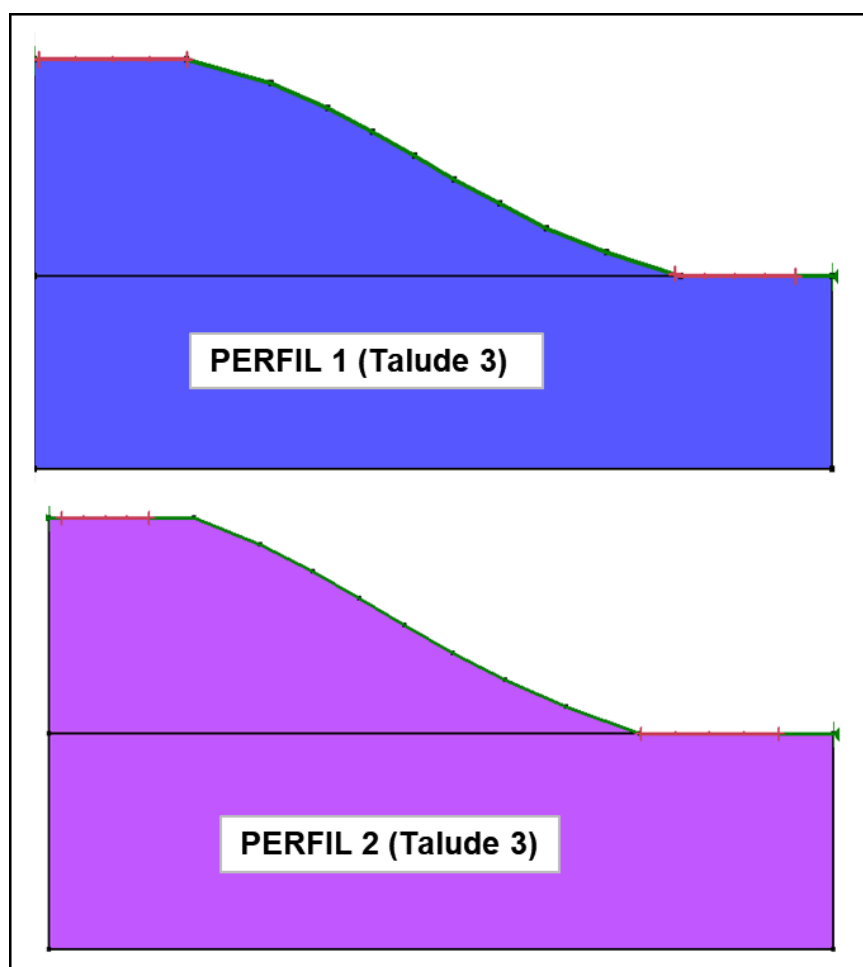
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 51 - Modelagem do talude 2 (LO-27).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 52 - Modelagem do perfil 1 e perfil 2 para o Talude 3 (NS-15).



Fonte: Elaborada pelo autor.

As análises dos fatores de segurança foram realizadas seguindo métodos consagrados de cálculo. São eles:

- a) Bishop Simplificado;
- b) Morgenstern-Price;
- c) Jambu Simplificado.

O método de Bishop Simplificado calcula o FS a partir do equilíbrio de momentos. Admite também, a tensão normal entre as fatias e o cálculo se baseia em arbitrar um FS1 e proceder até q o FS1 seja semelhante ao FS.

O método de Morgenstern-Price é mais complexo e aproximado com a realidade por determinar o fator de segurança analisando além do equilíbrio de momento e de forças, a tensão normal e de corte entre fatias. Ele também admite

aplicação para qualquer superfície de ruptura se apresenta viável para calcular somente com o uso de computador.

O método de Jambu Simplificado calcula o FS a partir do equilíbrio de momentos e de forças. Admite também, tensão normal entre as fatias. Esse método se caracteriza por funcionar com mais precisão em taludes homogêneos. Também é utilizado um fator de correção para melhor aproximação dos efeitos das forças cisalhantes interlamelares, a partir de um gráfico que representa a correção baseado nos valores de Jambu Generalizado com Jambu Simplificado de acordo com a razão entre a profundidade e o comprimento de ruptura.

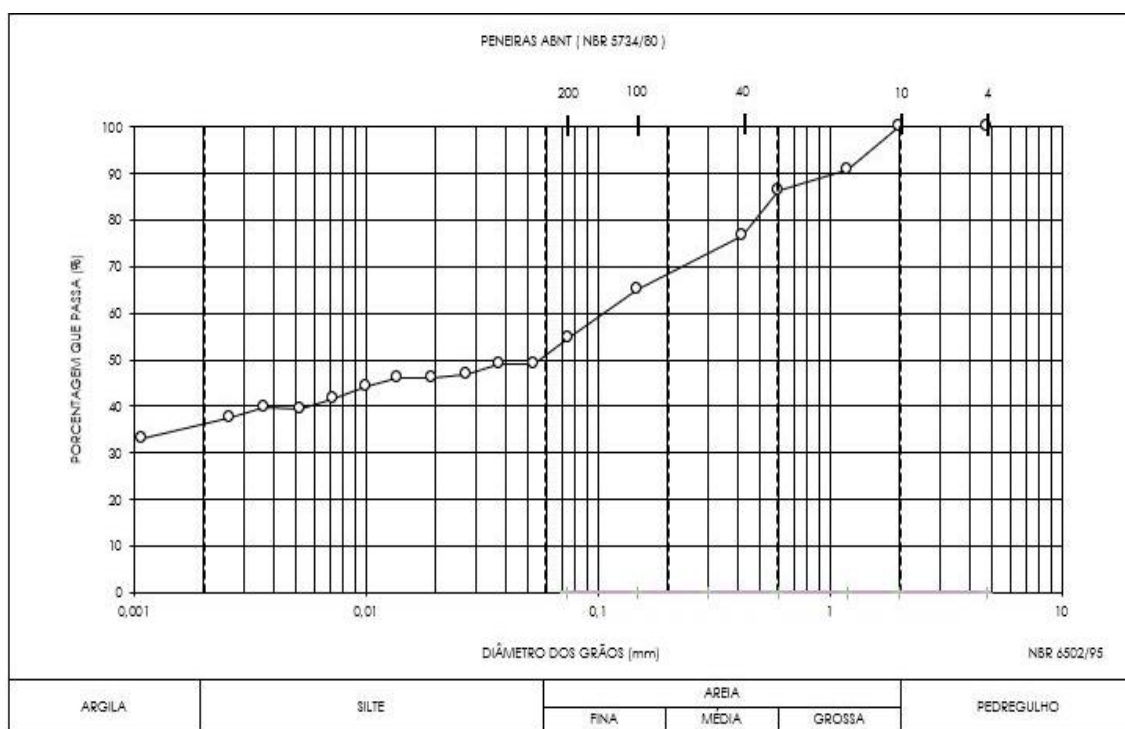
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica, bem como os fatores de segurança verificados com o lançamento dos perfis dos taludes no programa computacional GeoStudio versão 2012.

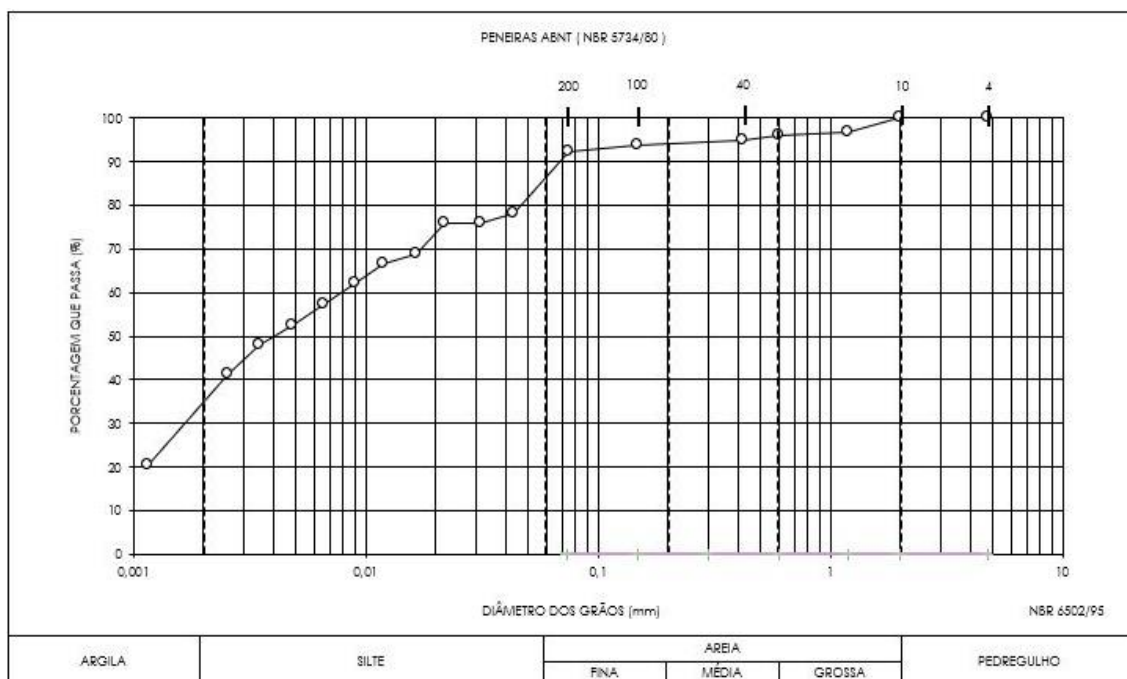
7.1 Caracterização das Amostras de Solo

De acordo com a ABNT NBR 7181 (2016), com o ensaio conjunto de peneiramento e de sedimentação identificou-se as curvas granulométricas para os taludes, conforme pode ser visualizado nos gráficos 1, 2 e 3.

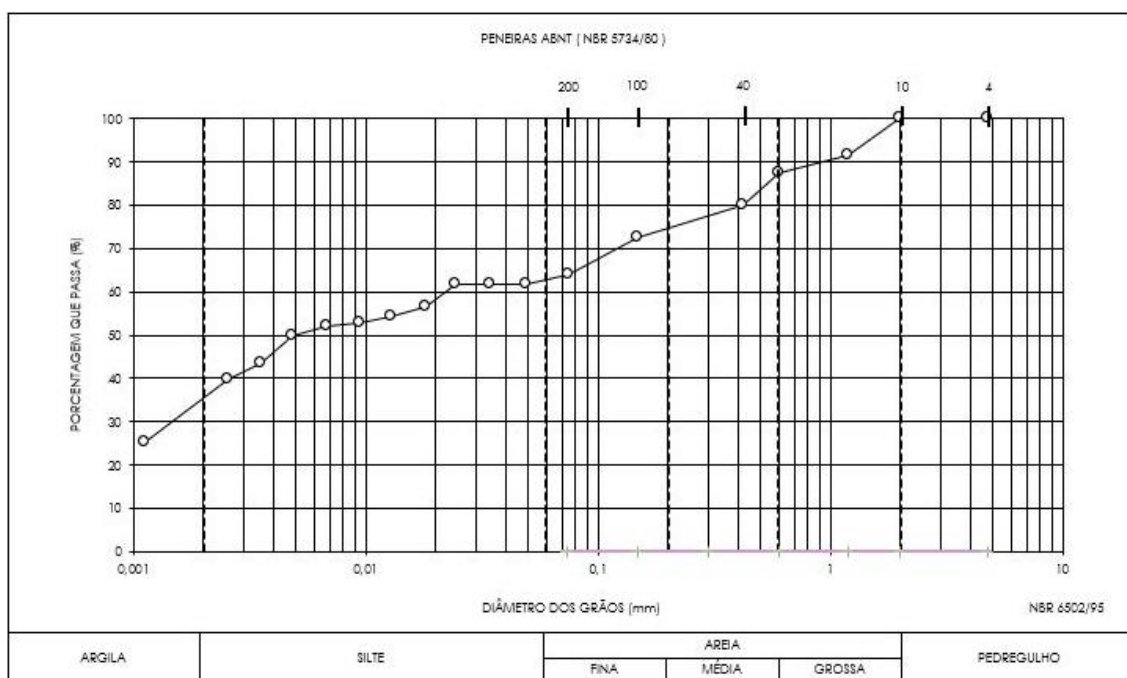
Gráfico 1 - Curva granulométrica do talude 1.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Gráfico 2 - Curva granulométrica do talude 2.

Fonte: Elaborada pelo autor.

Gráfico 3 - Curva granulométrica do talude 3.

Fonte: Elaborada pelo autor.

É apresentada na tabela 3 a composição granulométrica com as porcentagens de cada um dos taludes. É possível notar a característica mais arenosa

no talude 1, mais siltosa no talude 2 e um certo equilíbrio de areia, silte e argila no talude 3.

Tabela 3 - Composição granulométrica dos taludes.

GRANULOMETRIA			
LOCAL	AREIA (%)	SILTE (%)	ARGILA (%)
Talude 1	48,50	15,50	36,00
Talude 2	13,50	51,50	35,00
Talude 3	37,00	28,00	35,00

Fonte: Elaborada pelo autor.

Para o talude 1, a composição granulométrica foi identificada como 48,50% de areia, 15,50% de silte e 36,00% de argila, classificando-se pelo SUCS como ML (silte arenoso de baixa compressibilidade) e no AASHTO foi classificado como material granular, A-3 com IG=0.

Para o talude 2, a composição granulométrica foi identificada como 13,50% de areia, 51,50% de silte e 35,00% de argila, classificando-se pelo SUCS como ML (silte argiloso de baixa compressibilidade) e no AASHTO foi classificado como material fino, A-4 com IG=8.

Para o talude 3, a composição granulométrica foi identificada como 37% de areia, 28% de silte e 35,0% de argila, classificando-se pelo SUCS como CL (argila arenosa de baixa compressibilidade) e no AASHTO foi classificado como material fino, A-4 com IG=6.

Além da granulometria, para a caracterização do solo de cada um dos taludes realizou-se de ensaios para determinação da massa específica dos sólidos (ρ_s), a umidade higroscópica (w), o limite de plasticidade (WP), o limite de liquidez (WL) e o índice de plasticidade (IP), classificando esses solos pelos sistemas SUCS e AASHTO, conforme pode ser visualizado na tabela 4.

Tabela 4 - Caracterização dos taludes.

LOCAL	γ_s (kN/m³)	w (%)	SUCS	AASHTO	LIMITES DE CONSISTÊNCIA		
					WL	WP	IP
					(%)	(%)	(%)
TALUDE							
1	27,35	1,82	ML	A-3	36,4	-	NP
TALUDE							
2	26,97	2,05	ML	A-4	31,9	22,9	9,0
TALUDE							
3	27,06	2,37	CL	A-4	31,7	23,4	8,2

Fonte: Elaborada pelo autor.

Na tabela 5, são apresentados os índices físicos das amostras que foram coletadas no pé, no centro/meio e na crista de cada talude. O período de coleta das amostras foi entre os meses de fevereiro e março em que Palmas-TO apresenta ocorrências elevadas de precipitações.

Tabela 5 - Índices físicos de cada furo dos taludes.

LOCAL	FURO	γ_s (kN/m ³)	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	W_{nat} (%)	e	n (%)	Sr (%)
TALUDE									
1	Pé	26,11	17,48	15,33	19,38	14,00	0,70	41,28	53,02
	Centro	27,35	20,69	18,57	21,72	11,40	0,47	32,10	67,24
	Crista	27,62	18,12	16,26	20,30	11,40	0,70	41,12	45,96
TALUDE									
2	Pé	27,59	16,72	14,74	19,31	13,40	0,87	46,56	43,24
	Centro	26,97	21,53	19,33	22,11	11,40	0,40	28,32	79,31
	Crista	26,32	20,81	18,06	21,14	15,20	0,46	31,38	89,19
TALUDE									
3	Pé	26,54	21,55	19,45	22,07	10,80	0,36	26,70	80,21
	Centro	27,07	19,73	17,71	21,10	11,40	0,53	34,57	59,53
	Crista	26,48	20,25	18,18	21,25	11,40	0,46	31,35	67,37

Fonte: Elaborada pelo autor.

Constata-se pelos índices físicos do Talude 1 que existe uma variação relevante entre os pesos específicos natural e aparente seco do solo que compõe a parte central do talude comparado aos solos do pé e da crista. O índice de vazios e a porosidade também apresenta tal variação.

Já o Talude 2, apresenta grande variação de índices físicos do solo do pé quando comparados aos solos do centro e da crista do talude. E o Talude 3, em contraposição aos outros taludes, apresenta uma regularidade de valores dos índices nos três pontos (pé, centro e crista).

7.2 Resistência ao cisalhamento

Por meio dos ensaios de cisalhamento direto, cada amostra gerou 3 corpos de prova que foram carregados com tensão de 138 kPa, 278 kPa e 417 kPa. Para determinação dos parâmetros de resistência do solo do Talude 3, foram considerados somente dois corpos de prova devido aos valores do cp de tensão normal de 278 kPa ter sido fora substancialmente dos valores encontrados para os outros dois cp's. Dessa maneira, foi possível gerar os gráficos de tensão cisalhante x deslocamento horizontal e tensão cisalhante x tensão normal, sendo esta última utilizada para determinação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito daquele solo.

A tabela 6 mostra a identificação dos taludes com os respectivos corpos de prova submetidos a tensões normais com teor de umidade na condição inundada. Por consequência, foram determinadas as tensões normais corrigidas e tensões cisalhantes máximas.

Tabela 6 - Corpos de prova com as suas respectivas cargas aplicadas e resistências aferidas.

(Continua)

Local	Corpo de Prova	σ (kPa)	σ corrigida (kPa)	τ (kPa)
TALUDE 1	I	139	142,25	67,39
	II	278	303,60	136,38
	III	417	458,57	210,21

Tabela 6 - Corpos de prova com as suas respectivas cargas aplicadas e resistências aferidas.

(Conclusão)				
TALUDE 2	IV	139	143,30	101,69
	V	278	289,38	116,18
	VI	417	441,35	222,43
TALUDE 3	VII	139	165,41	109,82
(Perfis 1 e 2)	VIII	417	483,48	251,18

Fonte: Elaborada pelo autor.

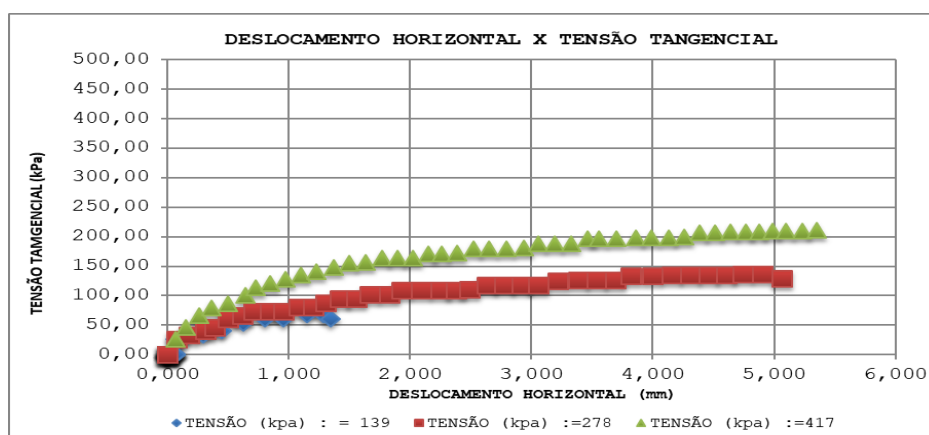
Na tabela 7, são apresentados os valores dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito, que foram determinados por meio dos gráficos de tensão normal x cisalhantes, seguindo a equação de Mohr-Coulomb: $\tau = c + \sigma \cdot \tan \Phi$.

Tabela 7 - Parâmetros de coesão e ângulo de atrito de cada talude na condição inundada.

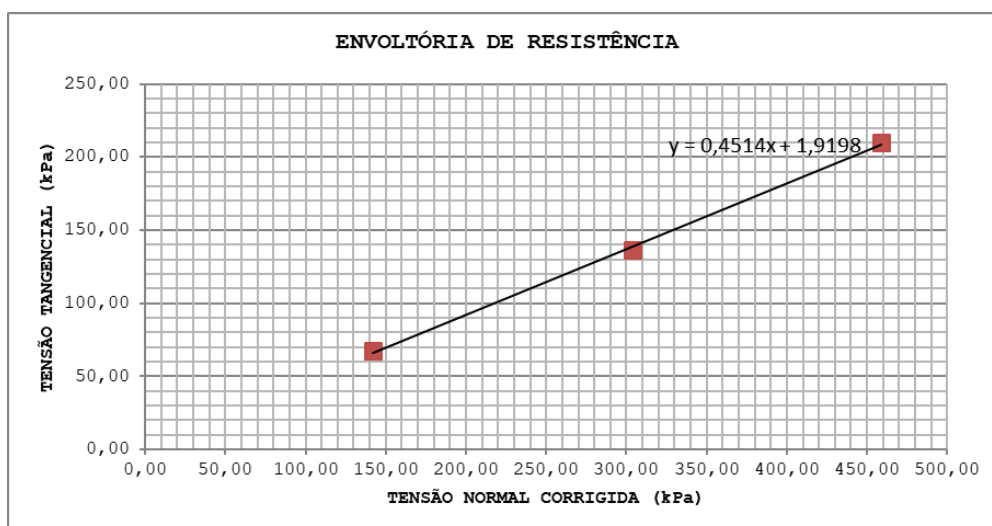
Local	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (ϕ°)
TALUDE 1	1,92	24°
TALUDE 2	28,17	22°
TALUDE 3	36,30	24°

Fonte: Elaborada pelo autor.

Abaixo, são apresentados os gráficos encontrados com os ensaios de cisalhamento direto para os taludes 1, 2 e 3, constatando-se assim, comparativamente, uma variabilidade de resistências de cada solo.

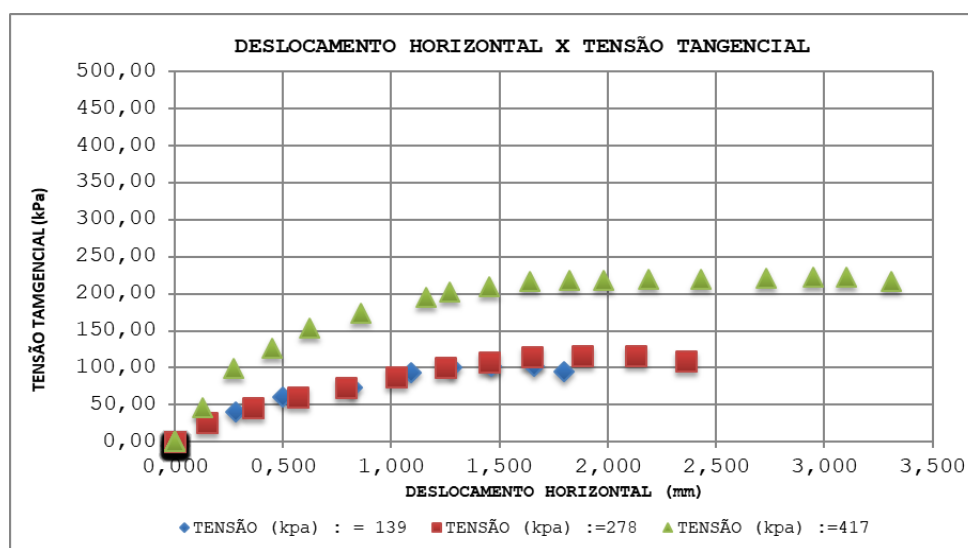
Gráfico 4 - Tensão tangencial x deslocamento horizontal do Talude 1 (NS-03).

Fonte: Elaborada pelo autor.

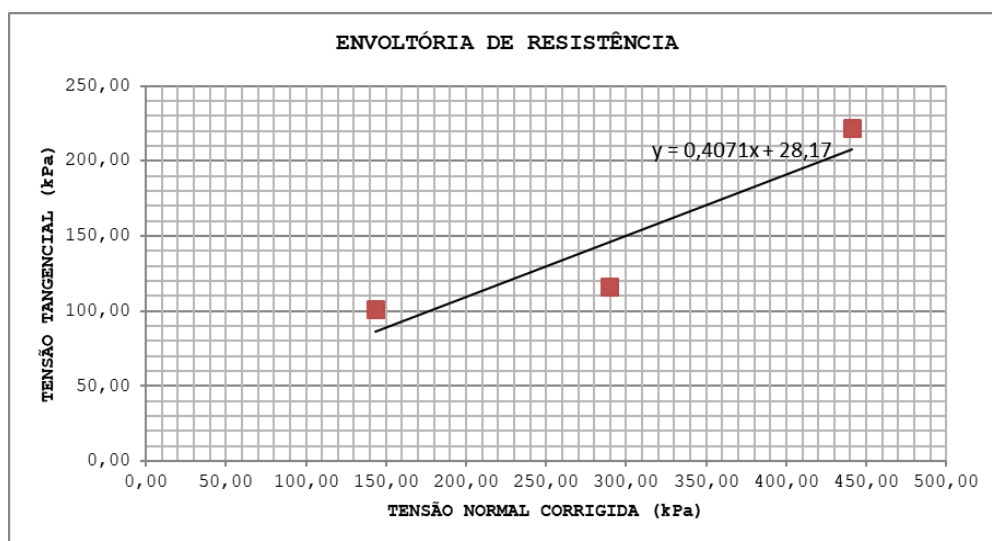
Gráfico 5 - Tensão tangencial x tensão normal do Talude 1 (NS-03).

Fonte: Elaborada pelo autor.

Os gráficos 4 e 5 representam as características de resistência do Talude 1 por meio dos ensaios de cisalhamento direto. Percebe-se uma inclinação razoável na envoltória de resistência resultando, dessa forma, em um ângulo de atrito médio para aquele solo. Entretanto, a coesão para esse solo apresentou um valor próximo a 0, o que é normal, tendo em vista que o solo apresentou um elevado teor de areia. Dessa maneira, esse talude apresenta um solo com resistência ao cisalhamento relativamente baixa.

Gráfico 6 - Tensão tangencial x deslocamento horizontal do Talude 2 (LO-27).

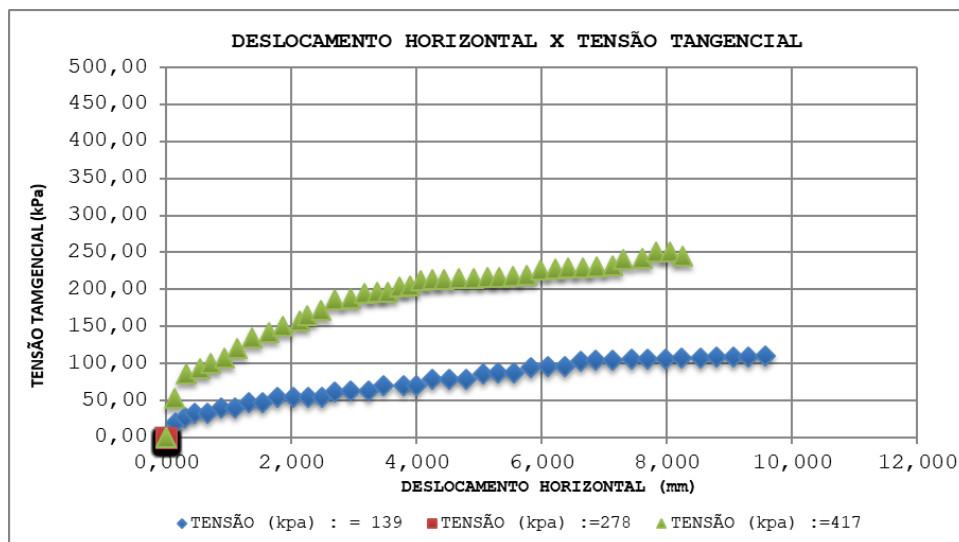
Fonte: Elaborada pelo autor.

Gráfico 7 - Tensão tangencial x tensão normal do Talude 2 (LO-27).

Fonte: Elaborada pelo autor.

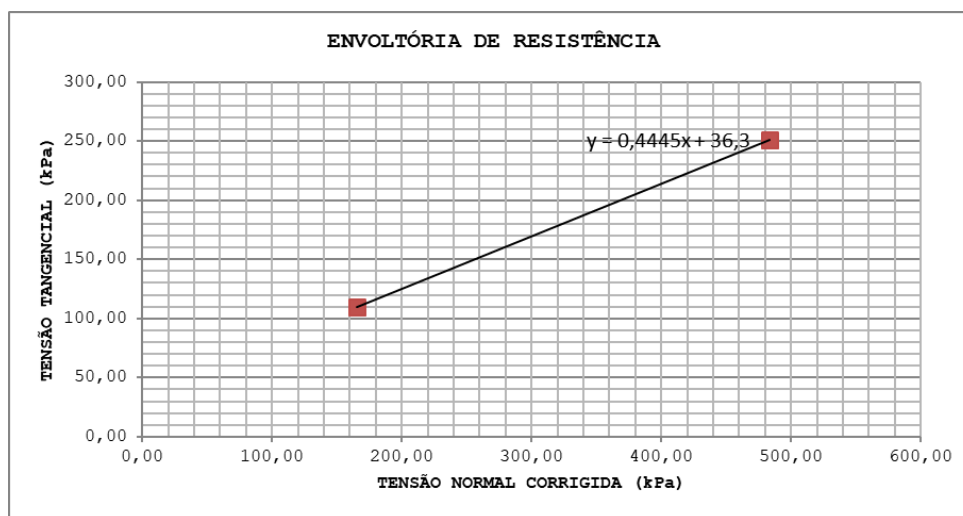
Os gráficos 6 e 7 representam as características de resistência do Talude 2 por meio dos ensaios de cisalhamento direto. Percebe-se uma inclinação razoável na envoltória de resistência resultando, dessa forma, em um ângulo de atrito médio para aquele solo. A coesão para esse solo também apresenta um valor significativo da ordem de 28 kPa. Dessa maneira, esse talude apresenta um solo com boa resistência ao cisalhamento.

Gráfico 8 - Tensão tangencial x deslocamento horizontal do perfis 1 e 2 (Talude 3 - NS-15).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Gráfico 9 - Tensão tangencial x tensão normal dos perfis 1 e 2 Talude 3 (NS-15).



Fonte: Elaborada pelo autor.

Os gráficos 8 e 9 representam os resultados de resistência dos perfis 1 e 2 (Talude 3) por meio dos ensaios de cisalhamento direto. Há uma razoável inclinação na envoltória de resistência resultando, dessa forma, em um ângulo de atrito médio naquele solo. A coesão para esse solo apresentou um elevado valor fazendo com que haja um alto valor de resistência ao cisalhamento.

7.3 Verificação dos fatores de segurança

Com os parâmetros de coesão e ângulo de atrito determinados pelos ensaios de cisalhamento direto na condição inundada, bem como o peso específico saturado do solo de cada talude, foram calculados e comparados os fatores de segurança das superfícies de ruptura de acordo com os métodos de Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Jambu Simplificado.

A tabela 8 abaixo apresenta os fatores de segurança calculados pelos três métodos.

Tabela 8 - Fatores de segurança calculados por métodos consagrados com os solos sob condições saturadas.

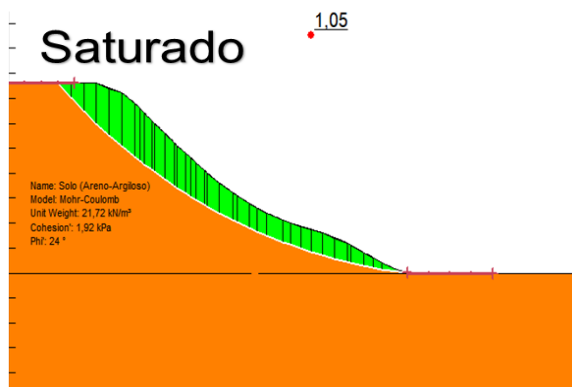
Local		Bishop Simplificado	Morgenstern-Price	Jambu
Talude 1		1,06	1,06	0,99
		1,05	1,05	0,98
Talude 2		2,06	2,06	1,95
		2,03	2,03	1,92
Talude 3	Perfil 1	4,77	4,76	4,29
		4,57	4,57	4,12
	Perfil 2	4,79	4,78	4,38
		4,59	4,58	4,18

Fonte: Elaborada pelo autor.

7.3.1 Talude 1

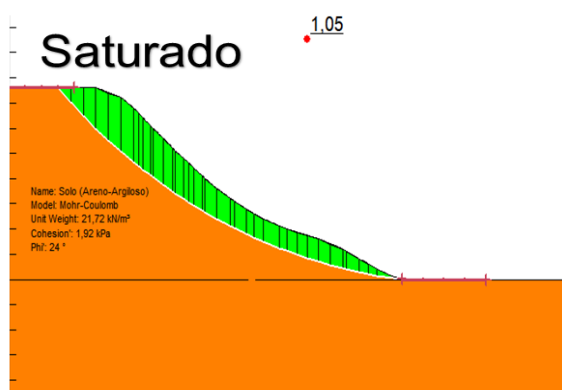
Abaixo nas figuras 53, 54 e 55 são ilustrados o perfil do Talude 1 com as análises dos fatores de segurança das superfícies de ruptura críticas calculadas pelos métodos de Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Jambu com o solo na condição saturada.

Figura 53 - Talude 1 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.



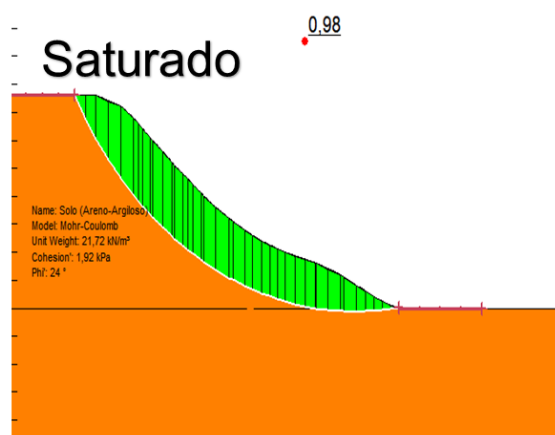
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 54 - Talude 1 calculado pelo Método de Morgenstern-Price na condição saturada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 55 - Talude 1 calculado pelo mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Como observado acima, o Talude 1 apresentou fator de segurança crítico da ordem de 1,0 para os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price e 0,9 para o método de Jambu Simplificado, sendo que o FSmin proposto de acordo com a NBR 11682 (2009) foi de 1,5. Então, constata-se que o talude é altamente instável. Como Gerscovich (2009) afirma, um FS abaixo de 1,0 não apresenta uma explicação física por considerar que nessa situação já tivesse atingido o ponto de ruptura. Isso confirma que aquele aterro apresenta a tendência de colapso e leva-se a crer que a ruptura inicial que levou à interdição daquele trecho viário pode ser agravada.

A composição granulométrica desse maciço apresenta um teor elevado de areia. Solos arenosos têm tendência a serem mais porosos e permeáveis, gerando dessa forma, um maior fluxo interno de fluidos. Além disso, por se tratar de um talude ao lado de um córrego, possivelmente o nível do lençol freático seja alto.

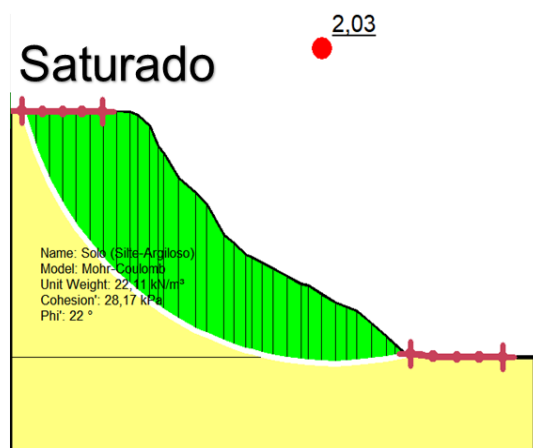
Portanto, por ser um talude relativamente alto, com solo arenoso, não consolidado, com acréscimo do período chuvoso (à época da ruptura inicial), possivelmente a junção desses fatores foi o motivo para ter havido a ruptura do aterro, como mostrado na Imagem 22 do item 6.1.1, se caracterizando como escorregamento rotacional (com tendência de agravo), motivo pelo qual afetou a estrutura da ponte ao lado.

Entretanto, a análise dos parâmetros de resistência foi realizada somente com amostras da parte central do talude, então seria ideal a análise completa considerando também a crista e o pé do talude para melhor caracterização e modelagem do perfil do talude.

7.3.2 Talude 2

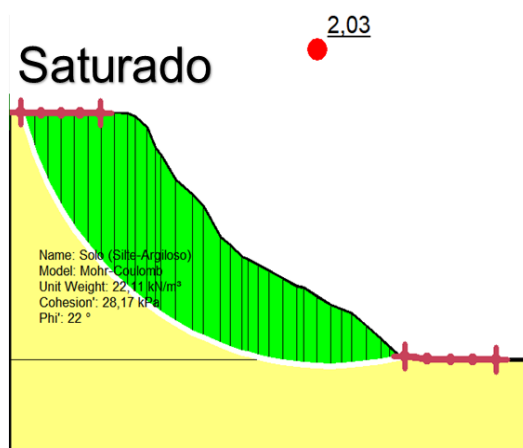
Abaixo nas figuras 56, 57 e 58 são ilustrados o perfil do Talude 2 com as análises dos fatores de segurança das superfícies de ruptura críticas calculadas pelos métodos de Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Jambu Simplificado considerando o solo sob condições saturadas.

Figura 56 - Talude 2 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.



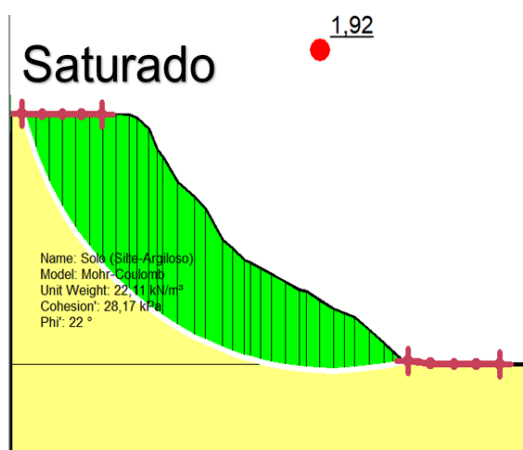
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 57 - Talude 2 calculado pelo método de Morgenstern-Price na condição saturada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 58 - Talude 2 calculado pelo mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Como visto acima, o Talude 2 apresentou fator de segurança satisfatório da ordem de 2,0 para os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price e 1,9 para o método de Jambu Simplificado, sendo o fator de segurança mínimo proposto de acordo com a NBR 11682 (2009) como de 1,5, então considera-se o talude como estável.

Os valores comparativamente entre os métodos de Bishop Simplificado e Morgenstern-Price são semelhantes. Já o método de Jambu apresentou o FS um pouco mais conservador, porém, significativamente próximo aos outros dois métodos.

Como visto também, não houve grande diferença de FS no talude com solo sob condições naturais e saturado por conta de a coleta das amostras ter sido realizada no período de chuvas intensas em Palmas – TO. Com isso, o grau de saturação desse solo foi elevado.

Apesar de apresentar o FS maior que o mínimo exigido na norma, o solo desse talude ainda apresentou um início de instabilização (movimentações e sulcos erosivos), sendo normal essa situação por apresentar superfície mal protegida (solo sob ação direta de sol e chuva) e por se caracterizar como silte-argiloso com baixa compressibilidade e, principalmente, pelo alto teor de silte apresentando uma tendência a ser erodível.

Também é importante destacar que, apesar da análise dos parâmetros de resistência terem sido feitos somente com amostras do meio do talude, por meio de análise visual e tátil, foi percebido uma diferença relevante de coloração, textura entre o solo do centro e o solo do topo e da base do talude. Na Tabela 5 (página 91) anteriormente mostrada, é perceptível pelos índices físicos essa diferença principalmente com relação ao material da base do talude.

7.3.3 Talude 3

Abaixo apresenta-se os tópicos “Perfil 1” e “Perfil 2” onde são ilustrados a modelagem e cálculo dos fatores de segurança das superfícies de ruptura críticas calculadas pelos métodos de Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Jambu na condição saturada para o Talude 3.

O solo do Talude 3 se apresenta como uma argila-arenosa, mas com alto teor também de silte. Os taludes que compõem esse trecho viário são de aterro com um material de melhor qualidade se comparado aos materiais que formam os Taludes

1 e 2. Esse aterro também apresenta uma tendência erosiva, como visto na Imagem 24 do item 6.1.1. Como o solo apresenta tal teor de areia e silte e se localiza ao lado de um córrego, é comum o surgimento desses sulcos. A falta de um sistema de drenagem adequado além da deficiente proteção superficial (gramíneas por exemplo) também são fatores preponderantes para tal ocorrência.

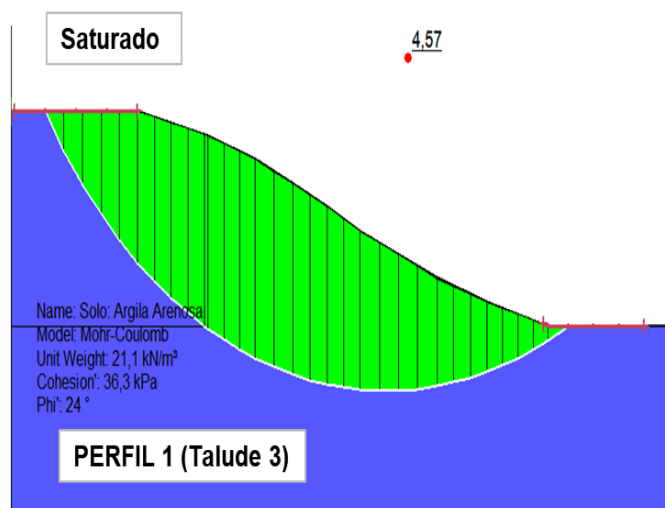
Pela análise táctil, também foi possível notar que o aterro não foi compactado de maneira adequada, pois com o peso do próprio corpo há um afundamento no ponto tensionado.

Apesar dessas constatações, os parâmetros de coesão e ângulo de atrito desse aterro são satisfatórios fazendo com que os FS's calculados sejam maiores que 4,0, ou seja, bem acima do mínimo determinado pela NBR 11682 (2009) nos três métodos de cálculo propostos.

7.3.1.1 Perfil 1 (Talude 3)

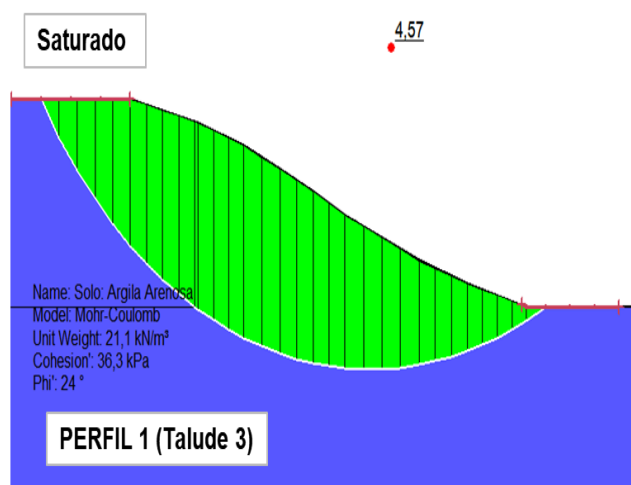
Abaixo, são ilustrados nas figuras 59, 60 e 61 o perfil 1 do Talude 3 com o peso específico do solo na condição saturada calculados pelos métodos de Bishop Simplificado, Morgentern-Price e Jambu Simplificado.

Figura 59 – Perfil 1 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.



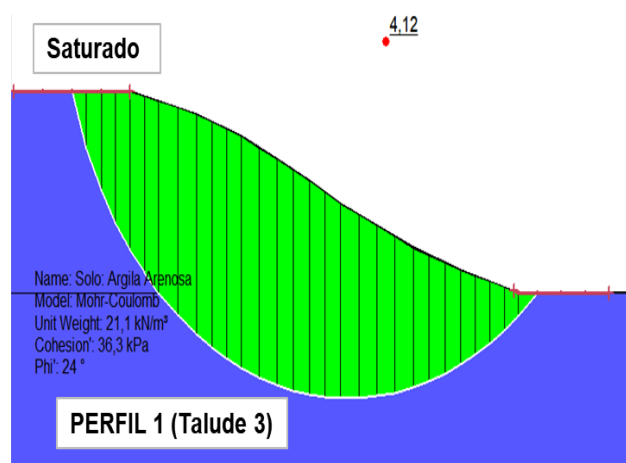
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 60 – Perfil 1 calculado pelo Método de Morgenstern-Price na condição saturada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 61 - Talude 3 calculado pelo Mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.

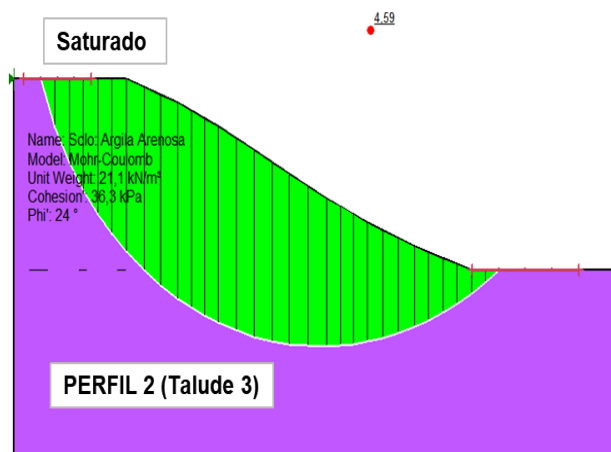


Fonte: Elaborada pelo autor.

7.3.1.2 Perfil 2 (Talude 3)

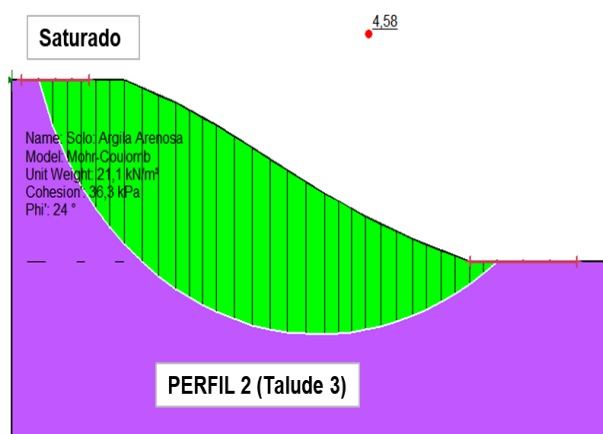
Abaixo, são ilustrados nas figuras 62, 63 e 64 o perfil 2 do Talude 3 com o peso específico do solo nas condições naturais e saturadas calculados pelos métodos de Bishop Simplificado, Morgenstern-Price e Jambu Simplificado.

Figura 62 - Perfil 2 calculado pelo Mét. de Bishop Simplificado na condição saturada.



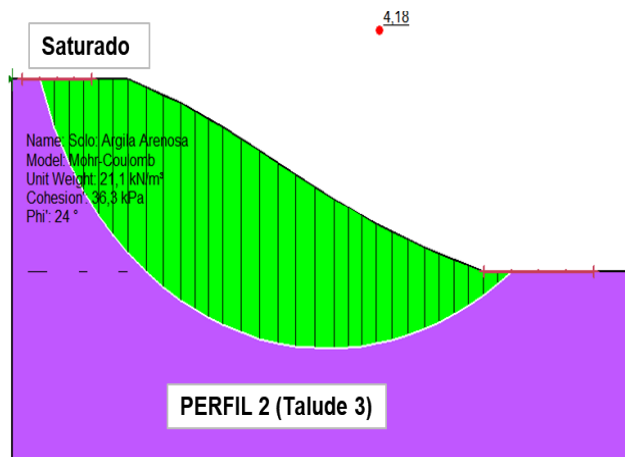
Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 63 - Perfil 2 pelo Método de Morgenstern-Price na condição saturada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

Figura 64 - Perfil 2 calculado pelo Mét. de Jambu Simplificado na condição saturada.



Fonte: Elaborada pelo autor.

8 CONCLUSÕES

1. Foi possível notar uma diferença substancial em facilidade, produtividade e detalhamento de um levantamento topográfico por drone comparativamente a um levantamento tradicional. Por drone o levantamento abrange elevadas áreas em questão de minutos com alto grau de detalhes.
2. As curvas granulométricas dos três taludes apresentaram grande porcentagem de solos finos, sendo maior o volume de areias no talude 1, de silte no talude 2 e um certo equilíbrio na relação areia/silte/argila no talude 3.
3. As determinações dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito das amostras de solo dos taludes foram concebidas pelo ensaio de cisalhamento direto e se mostraram dificultosas por conta do tempo e esforço necessários (coleta de amostras e ensaios de laboratório) para conclusão. Como o aparelho de cisalhamento direto utilizado é executado manualmente, também não é possível um controle seguro de velocidade e regularidade na aplicação desse ensaio, gerando resultados passíveis de variações com relação à realidade.
4. É importante perceber, que os processos de instabilização desses taludes se deram nos períodos de elevado volume de chuva gerando, dessa forma, no talude 2 um princípio de escorregamento de massa, no talude 3 sulcos erosivos e no talude 1 ruptura no maciço e, conseqüentemente, algumas fissuras na ponte.
5. Para o Talude 1, foi verificado que os fatores de segurança atuais para o perfil adotado são menores que o FS_{min} (1,5) identificado por norma. Por conta de ser um talude que houve um princípio de rompimento, os valores de FS calculados condizem com a realidade daquele maciço. Destaca-se, também, o caráter emergencial naquele local, tendo em vista que da forma que se apresenta atualmente, há o risco de um colapso maior podendo levar a ponte a sofrer danos catastróficos. Assim, é imprescindível a execução de uma estrutura estabilizante como um muro de gabião, por exemplo.

6. Para o Talude 2, foi verificado que os fatores de segurança atuais para o perfil adotado é de cerca de 2,0, sendo maior que o fator mínimo (1,5) identificado por norma. Constatou-se, então, que o talude se apresenta estável de acordo com a análise feita, porém também há a necessidade de uma proteção superficial (gramíneas, por exemplo) e de um sistema de drenagem no talude para controlar erosões e desgastes superficiais que possam ter acarretado o princípio de instabilização lá apresentado.
7. Para o Talude 3, foi verificado que os fatores de segurança são acima de 4,0 até pelo método de Jambu Simplificado que apresentou os valores mais conservadores. Notou-se então, que tanto para o Perfil 1 quanto para o Perfil 2, o talude pode ser considerado estável. Entretanto, o aterro que forma esse talude demonstra uma característica erosiva, logo, é imprescindível uma cobertura superficial à base de gramíneas e/ou leguminosas.
8. Como a análise da estabilidade foi concebida por três métodos de cálculo de FS, é adequado usar como base de análise final o Método de Jambu Simplificado por apresentar o pior caso (menor FS) para os três taludes.
9. É relevante também, a necessidade de um estudo mais aprofundado dos taludes em questão por conta das variações dos índices físicos, principalmente no talude da NS-03 e o da LO-27. Como dito anteriormente, não houve tempo hábil para um maior aprofundamento deste trabalho. Assim, é importante para uma melhor caracterização e entendimento dos taludes, a análise dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito da base e crista de cada um dos maciços.

Dessa forma, apesar das dificuldades, pesquisas futuras podem adotar este trabalho como parâmetro e apoio para reanálise desses mesmos taludes ou mesmo para verificação de outros da região. Assim, também é esperado que seja padrão dos órgãos e empresas responsáveis por essas vias uma gestão preventiva ante a uma gestão de conserto pós colapso com relação a essas superfícies inclinadas.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, P. **Notas de Aula: Engenharia Civil: Fundações e Obras de Terra.** FACENS, São Paulo, 2003. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto4/Muros%20Arrimo/Ap%20Obras%20Terra.pdf>> Acesso em: 28 abr. 2018.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2011) – **ASTM D3080**: Standard method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e caracterização, com secagem prévia. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (1984) – **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – **NBR 7181**: Solo: Análise granulométrica. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (2016) – **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS (2009) – **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Fundamentos. 6^o edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 1, 1988a.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Fundamentos. 6^o edição, Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos. Volume 2, 1988b.

CARVALHO, P. A. S. **Manual de geotecnia: Taludes de rodovias: orientação para diagnóstico e soluções de seus problemas.** São Paulo: Departamento

de Estradas e Rodagens do Estado de São Paulo. São Paulo: Instituto de Pesquisa Tecnológicas, 1991.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DRONENG DRONES E ENGENHARIA. **Entenda o Fluxo de Trabalho no Agisoft PhotoScan**. 01 nov. 2017. Disponível em: <<http://blog.droneng.com.br/entenda-o-fluxo-de-trabalho-no-agisoft-photoscan/>> Acesso em: 02 abr. 2019.

DUTRA, V. A. S. **Projeto de Estabilização de Taludes e Estruturas de Contenção Englobando Dimensionamento Geotécnico e Estrutural**. Trabalho de Conclusão de Curso. Rio de Janeiro, 2013.

DYMINSKI, Andrea Sell. **Notas de Aula: Estabilidade de Taludes**. UFPR. Disponível em: <<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAepMcAF/noco-es-estabilidade-taludes-contencoes>>. Acesso em: 01 Mai. 2018.

FIORI, A. P., CARMIGNANI, L. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicação na estabilidade dos taludes**. Curitiba: Editora da UFPR, 2013.

FREITAS, M. A. C. **Análise de Estabilidade de Taludes pelos Métodos de Morgenstern-Price e Correia**. Dissertação de Mestrado. Porto, 2011.

GEOSLOPE. **Getting Started: Learn the core skills you need to use GeoStudio in these tutorial videos**. Disponível em: <<https://www.geoslope.com/support/support-resources/tutorial-videos/geostudio-2012>> Acesso em: 03 abr. 2019.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila Estabilidade de Taludes**. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, 2009.

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

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

MACHADO, S. L., MACHADO, M. F. **Mecânica dos solos II: conceitos introdutórios**. Salvador, 1997.

MARANGON, M. **Tópicos em Geotecnia e Obras de Terra**. Juiz de Fora, 2006.

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

ORIGE, L. P. **Análise de Estabilidade e Proposta de Solução de Um Talude no Bairro Pantanal/Florianópolis-SC**. Trabalho de Conclusão de Curso. Florianópolis, 2016.

PESCARINI, T. **Obras de Retaludamento**. Infraestrutura Urbana, São Paulo, n. 7, out. 2011. Disponível em: <<http://infraestruturaurbana17.pini.com.br/solucoes-tecnicas/7/obras-de-retaludamento-235540-1.aspx>> Acesso em: 04 mai. 2018.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3a ed. São Paulo. Oficina de Textos, 2006.

SISTEMA VETIVER. **Utilização do Sistema Vetiver na Recuperação de Talude na Rodovia BR 101/SC km 138+740 S.(Morro do Boi)**. 08 nov. 2012. Disponível em: < <http://sistemavetiver.blogspot.com/2012/11/>> Acesso em: 04 mai. 2018.

SOLOTRAT. **Cortinas Atirantadas**. Disponível em: < <http://www.solotrat.com.br/cortinas-atirantadas>> Acesso em: 04 mai. 2018.