



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 1.162, de 13/10/16, D.O.U nº 198, de 14/10/2016
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

Felipe Parreira Granado Bitar

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA NO RESIDENCIAL ALC SO
141-B, PALMAS-TO

Palmas – TO

2018

Felipe Parreira Granado Bitar
ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA NO RESIDENCIAL ALC SO
141-B, PALMAS-TO

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e apresentado como requisito parcial para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos

Palmas – TO

2018

Felipe Parreira Granado Bitar

ANÁLISE DA ESTABILIDADE DO MACIÇO DE TERRA NO RESIDENCIAL ALC SO
141-B

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) II elaborado e
apresentado como requisito parcial para obtenção do
título de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro
Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc Edivaldo Alves dos Santos

Aprovado em: 06 / 11 / 2018

BANCA EXAMINADORA



Prof. M.Sc. Edivaldo Alves dos Santos

Orientador

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP



Prof. Esp. Kenia Parente Lopes Mendonça

Centro Universitário Luterano de Palmas – CEULP

Palmas –TO

2018

AGRADECIMENTO

A Deus por me dado saúde e força para superar as dificuldades.

A minha família, incentivo e pelo apoio incondicional.

A esta universidade, seu corpo docente, direção e administração que proporcionaram a busca ao conhecimento.

E a todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação.

RESUMO

Os processos de deslizamentos em maciços de terra estão cada vez mais frequentes no Brasil, o que acaba por acarretar em prejuízos econômicos e ambientais para a população. O objeto de estudo deste trabalho é uma encosta situada no Residencial ALC SO 141-B, Alameda 9, Jardim Aurenny III, Palmas-TO, pois esta apresenta um movimento de terra envolvendo o talude. Foi executado um levantamento altimétrico com a utilização do aplicativo C7 GPS Dados. Um corte inicial foi necessário para a realização da avaliação da estabilidade, tal como a extração de corpos de prova indeformados e deformados para a obtenção dos parâmetros geotécnicos do perfil da seção e a posterior caracterização do solo. Os ensaios executados foram cisalhamento direto, peso específico e teor de umidade.

Através dos ensaios foi mostrado que o talude da seção estudada encontra-se instável quando a mesma apresenta o solo saturado, sendo necessária a realização de um projeto de recuperação com o objetivo de evitar novos deslizamentos e danos ao ambiente e às pessoas.

Conclui-se que a melhor opção é a realização de um projeto de retaludamento para a estabilização da encosta, pois apresenta um melhor custo quando comparado à estruturas de contenção

. Devido à mão de obra e execução da mesma, pois esse método necessita de material específico para sua a realização, e a obra em retaludamento faz o uso do solo da encosta.

Palavras chave: Movimento de terra; Retaludamento; Estruturas de contenção; Estabilidade de Taludes; Solo Saturado.

ABSTRACT

The processes of mudslides in land masses are increasingly frequent in Brazil, which ends up causing economic and environmental damages to the population. The study object of this work is a slope located in the Residential ALC SO 141-B, Alameda 9, Jardim Aurenny III, Palmas-TO, as it presents a earth movement involving the slope. An altimetric survey was performed using the C7 GPS Dados application. An initial cut was necessary for the stability evaluation, such as the extraction of undeformed and deformed specimens to obtain the geotechnical parameters of the section profile and the subsequent characterization of the soil. The tests performed were direct shear, specific gravity and moisture content.

Through the tests it was shown that the slope of the studied section is unstable when it presents the saturated soil, being necessary the accomplishment of a recovery project with the objective of avoiding new slides and damages to the environment and to the people.

It is concluded that the best option is the realization of a slope stabilization project, since it presents a better cost when compared to the containment structures

. Due to the labor and execution of the same, because this method requires specific material for its realization, and the work in shuffling makes use of the slope soil.

Keywords: Earth movement; Reconstruction of the slope; Containment structures; Stability of Slopes; Solo Saturated.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Levantamento Planimétrico	10
Figura 2 - Perfil topográfico	11
Figura 3 - Ciclo das rochas	12
Figura 4 - Ilustração do ensaio SPT.....	14
Figura 5 -Três fases do solo.....	16
Figura 6 - Índices físicos	16
Figura 7 - Escala granulométrica ABNT e AASHO	18
Figura 8 - Limites de consistência.....	18
Figura 9 - Aparelho Casagrande.....	19
Figura 10 - determinação do limite de plasticidade.....	20
Figura 11 - Solo antes e após a contração total	20
Figura 12 - Ensaio de cisalhamento direto	21
Figura 13 - Talude	22
Figura 14 - Rastejo	23
Figura 15 - Desprendimento de terra ou rocha	23
Figura 16 - Tipos de escorregamentos.....	24
Figura 17 - Fatores de segurança.....	25
Figura 18 - Métodos de equilíbrio limite.....	26
Figura 19 - Divisão do talude em lamelas	27
Figura 20 - Forças na lamela genérica.....	27
Figura 21 - Balanço de forças atuantes e resistentes	28
Figura 22 - Conversão de sinais do ângulo θ	29
Figura 23 - Lamela de Fellenius.....	31
Figura 24 - Lamela de Bishop	32
Figura 25 - Método de drenagem superficial.....	34
Figura 26 - Método de drenagem profunda	34
Figura 27 - Ilustração de um possível retaludamento.....	35
Figura 28 - Esquema dos gabiões tipo caixa	36
Figura 29 - Cortina atirantada.....	37
Figura 30 - Aplicação de grama como proteção superficial.....	38
Figura 31 - Área de estudo	40

Figura 32 – Interface do aplicativo C7 GPS Dados.....	40
Figura 33 - Levantamento das coordenadas	41
Figura 34 - Curva coesão versus sucção.....	42
Figura 35 - Amostra indeformada de solo.	43
Figura 36 - Retirado da amostra indeformada	43
Figura 37 - Amostra indeformada saturada	44
Figura 38 - Pesagem da amostra.....	45
Figura 39 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto manual	47
Figura 40 - Corpo de prova moldado.....	48
Figura 41 - Conjunto para ensaio de cisalhamento.....	48
Figura 42 - Corpo de prova cisalhado	49
Figura 43 - Maciço em estudo	51
Figura 44 - Perfil da seção.....	52
Figura 45 - Peso específico de solos argilosos	54
Figura 46 - Coesão de argilas	61
Figura 47 - Parâmetros do solo no estado natural	67
Figura 48 - Análise do Fator de Segurança para o solo no estado natural	68
Figura 49 - Parâmetros do solo no estado saturado	69
Figura 50 - Análise do Fator de Segurança para o solo no estado natural	70
Figura 51 - Projeto de retaludamento	71
Figura 52 - Parâmetros do solo no estado saturado para o retaludamento	72
Figura 53 - Análise do Fator de Segurança para o projeto de retaludamento	73

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 27,78 KPa.....	56
Tabela 2 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 55,56 KPa.....	57
Tabela 3 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 83,33 KPa.....	58
Tabela 4 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 166,67 KPa.....	59
Tabela 5 - Quadro de resumo de tensões tangenciais e normais	60
Tabela 6 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 27,78 KPa.....	62
Tabela 7 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 55,56 KPa.....	63
Tabela 8 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 83,33 KPa.....	64
Tabela 9 - Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais	65
Tabela 10 - Parâmetros do solo em estudo	66

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 27,78 KPa	57
Gráfico 2 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 55,56 KPa	58
Gráfico 3 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 83,33 KPa	59
Gráfico 4 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 166,67 KPa	60
Gráfico 5 - Envoltória de resistência	61
Gráfico 6 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 27,78 KPa	62
Gráfico 7 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 55,56 KPa	63
Gráfico 8 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 83,33 KPa	64
Gráfico 9 - Envoltória de resistência	65

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

CPT	Cone Penetration Test
CPTU	Ensaio de penetração de cone com medida de pressões neutras
GPS	Global Positioning System
MCPT	Mini Cone Penetration
PVC	Policloreto de Vinila
SPT	Standard Penetration Test

LISTA DE SÍMBOLOS

Θ	Ângulo entre o centro do círculo crítico e a força peso
c'	Coesão do solo
cm	Centímetro
Δx	Comprimento horizontal da lamela
ℓ	Comprimento inclinado da lamela
F_s	Fator de segurança
X	Força cisalhante atuante na face direita da lamela
\bar{E}	Força normal atuante na face direita da lamela
\bar{N}	Força normal efetiva
T	Fração da resistência ao cisalhamento do solo
g	Gramas
g/cm^3	Gramas por centímetro cúbico
ms	Massa do solo natural
mu	Massa do solo úmida
γ	Massa específica natural do solo
m	Metro
mm	Milímetro
n	número de incógnitas
P	Peso da lamela
%	Porcentagem
Kg	Quilograma
Km	Quilometro
R	Raio do círculo crítico
s	Resistência ao cisalhamento do solo
U	Resultante da pressão neutra na base da lamela
Σ	Somatório
$tg\phi'$	Tangente do ângulo de atrito do solo
τ	Tensão cisalhante
u	Umidade
N_{spt}	Valores de resistência obtidos no ensaio de sondagem à percussão
V	Volume

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	8
1.1 PROBLEMA	9
1.2 HIPÓTESES	9
1.3 OBJETIVOS	9
1.3.1 Objetivo Geral	9
1.3.2 Objetivos Específicos	9
1.4 JUSTIFICATIVA	9
2 REFERENCIAL TEÓRICO.....	10
2.1 TOPOGRAFIA	10
2.2 SOLOS	11
2.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	13
2.3.1 Reconhecimento preliminar da superfície	13
2.3.2 Investigações geotécnicas.....	13
2.3.2.1 Standard Penetration Test (SPT)	14
2.3.2.2 Amostra deformada e indeformada	15
2.3.4 Propriedades físicas e mecânicas dos solos.....	15
2.3.4.1 Índices físicos do solo	15
2.3.4.1.1 Peso específico do solo.....	17
2.3.4.1.2 Teor de umidade	17
2.3.4.2 Granulometria.....	17
2.3.4.3 Limites de consistência.....	18
2.3.4.4 Cisalhamento Direto	21
2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES	22
2.4.1 Talude	22
2.4.2 Movimentos de massa	22
2.4.2.1. Rastejo	22
2.4.2.2 Desprendimento de terra ou rochas	23
2.4.2.3 Escorregamento	23
2.4.3 Fatores condicionantes dos escorregamentos	24
2.4.4 Métodos de estabilidade de taludes	25
2.4.4.1 Métodos de Equilíbrio Limite	26
2.4.4.1.1 – Método de Fellenius	30

2.4.4.1.2 Método de Bishop Simplificado	32
2.4.4.2 Métodos computacionais	33
2.4.5 Estabilização de taludes	33
2.4.5.1 Drenagem	33
2.4.5.2 Retaludamento	34
2.4.5.3 Estruturas de Contenção	35
2.4.5.3.1 Gabião.....	35
2.4.5.3.2 Cortina atirantada	36
2.4.5.4 Proteção superficial	37
3 METODOLOGIA.....	39
3.1 SEÇÃO DE ESTUDO	39
3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TALUDE.....	40
3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TALUDE	41
3.3.1 Amostragem	42
3.3.2 Determinação do peso específico	44
3.3.3 Determinação do teor de umidade	46
3.3.4 Determinação da resistência ao cisalhamento do solo.....	46
3.4 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE INICIAL DO TALUDE.....	49
3.5 MÉTODOS PARA ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE.....	50
3.5.2 Retaludamento	50
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	51
4.1 VISITA AO LOCAL	51
4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA	52
4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	53
4.3.1 Peso específico	53
4.3.2 Teor de umidade	55
4.3.3 Cisalhamento direto.....	56
4.3.3.1 Solo Natural.....	56
4.3.3.2 Solo Saturado.....	62
4.4 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SEÇÃO INICIAL.....	66
4.4.1 Seção Natural.....	66
4.4.2 Seção Saturada.....	69
4.5 PROJETO DE RECUPERAÇÃO DA ENCOSTA COLAPSADA	71
4.5.1 Rataludamento	71

5 Conclusões.....	74
REFERÊNCIAS	75
ANEXOS	77

1 INTRODUÇÃO

Os deslizamentos em maciços de terra estão cada vez mais constantes no Brasil, gerando consequências para a população, por meio de danos ambientais. Estas ocorrências podem ser causadas pela ação da natureza, através de processos naturais do solo, ou pela ação do homem.

Com pouca frequência esses desastres acontecem em Palmas-TO, graças a topografia do estado, pois a mesma apresenta uma região com um relevo predominantemente plano, salvo algumas áreas mais acidentadas.

As obras de infraestrutura que são implantadas na maioria das vezes necessitam de cortes sobre o terreno ali existente, o que, executados de maneira que as definições técnicas sejam cumpridas, não ocorreram problemas. Por outro lado, quando executados sem um estudo adequado, a respeito das características do solo e dos fatores climáticos podem causar rupturas nos maciços.

A análise da encosta situada no Residencial ALC SO 141-B, elemento de estudo deste trabalho, se fez imprescindível, pois a mesma apresenta processos de colapso em um talude. Este processo da encosta pode levar risco aos usuários da via e aos moradores, pela geração de novos movimentos de massa.

1.1 PROBLEMA

Qual o fator de segurança inicial do talude colapsado no Residencial ALC SO 141-B?

1.2 HIPÓTESES

Sabendo que o talude entrou em colapso, tem-se o conhecimento que o mesmo não atingiu o coeficiente de segurança mínimo descrito pela NBR 11682/2009. Os principais fatores que podem ter levado a essa situação são a geometria do talude incompatível com o fator de segurança de 1,5 indicado por norma e uma possível saturação do solo.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem como objetivo geral efetuar a análise da estabilidade do talude executado no Residencial ALC SO 141-B.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Executar levantamento altimétrico da seção de estudo;
- Identificar as características do solo na seção;
- Verificar a estabilidade inicial da encosta;
- Elaborar um novo projeto geométrico para estabilizar da encosta de acordo com os parâmetros da NBR 11682, e, caso seja necessário, projetar uma estrutura de contenção.

1.4 JUSTIFICATIVA

O estudo a ser realizado tem a intenção de estabilizar a seção, evitando novos movimentos de massa, pois caso ocorra um novo deslizamento poderá levar riscos aos usuários da rodovia.

A instabilidade de taludes é um problema real na engenharia, os desastres podem causar danos incalculáveis ao ser humano e à natureza, como o rompimento da barragem de Mariana.

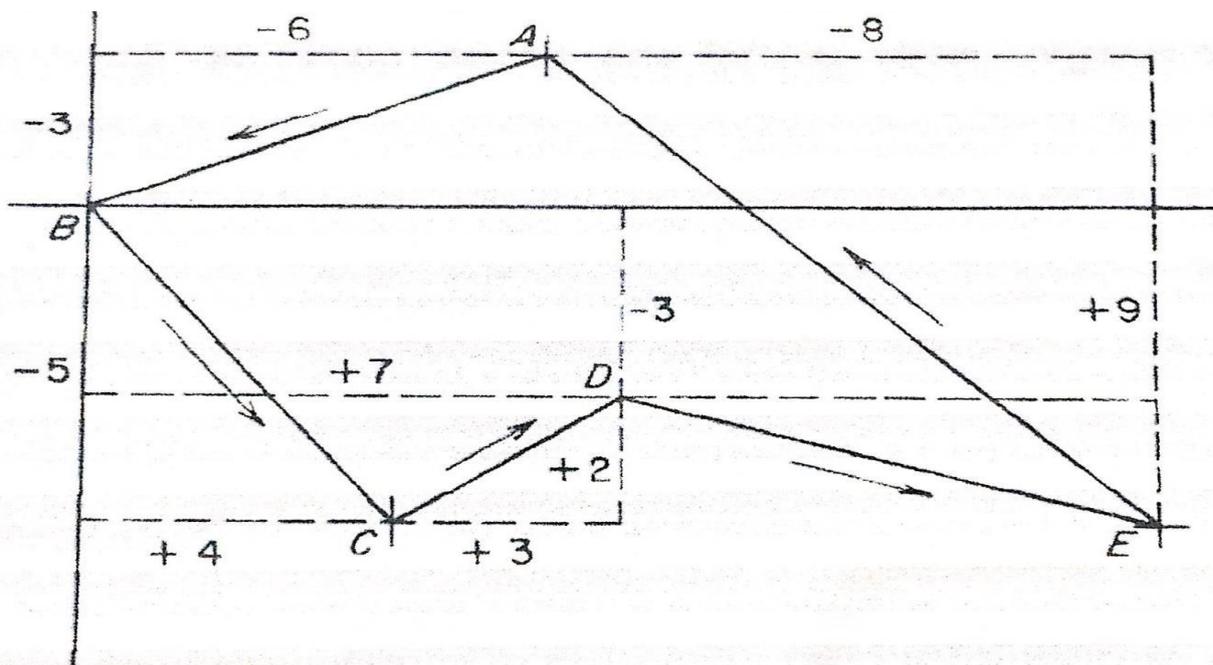
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 TOPOGRAFIA

Conforme Borges (2013), a topografia tem como objetivo a descrição mais próxima do real de uma área, portanto o levantamento topográfico consiste em obter dados retirados do campo, fazer o tratamento dos dados coletados, em seguida criar modelos que simulam a topografia existente. O levantamento topográfico é dividido em dois ramos, planimetria e altimetria.

O levantamento planimétrico é obtido através da leitura de ângulos e distâncias, proporciona subsídios para que pontos e feições de um terreno sejam ilustrados em um plano horizontal, ilustrado na figura 1.

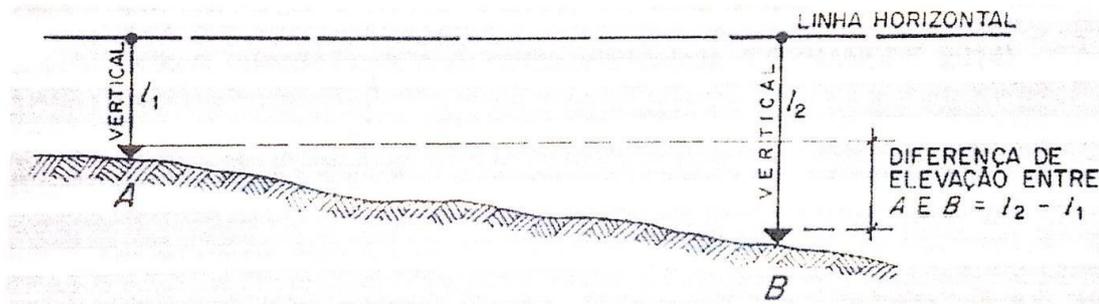
Figura 1 - Levantamento Planimétrico



Fonte: Borges (2013)

A altimetria é desenvolvida a partir da leitura de ângulos e distâncias verticais, gerando um perfil topográfico semelhante ao da figura 2.

Figura 2 - Perfil topográfico



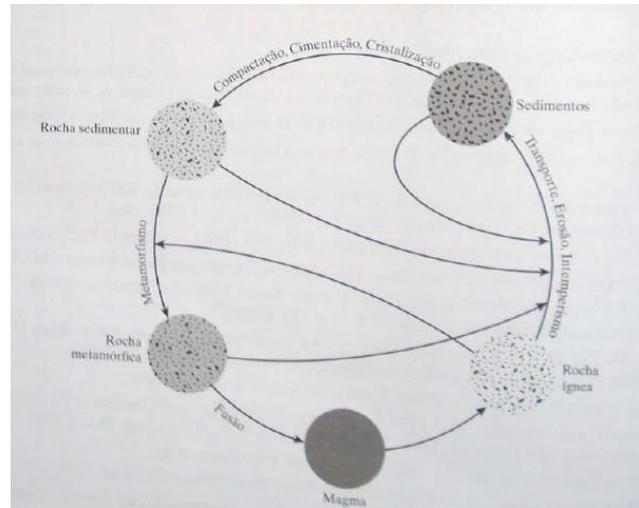
Fonte: Borges (2013)

2.2 SOLOS

A maioria das obras de Engenharia Civil apoiam-se sobre a crosta terrestre sendo de extrema importância a análise de seu comportamento, principalmente dos solos, que são mais instáveis em relação as rochas. O estudo de tensões aplicadas ou aliviadas sobre o solo e escoamento da água em seus vazios, configura uma ciência da Engenharia, que serve de subsídio para o engenheiro civil conceber seus projetos. Engenharia Geotécnica, é a parte da engenharia que tem o solo como seu principal foco de estudo, fascina todos que a pratica pela variedade de aplicações nas respostas de problemas reais de acordo com cada tipo de material que se encontra no local de estudo (PINTO, 2006).

Das (2007), diz que conforme sua origem as rochas são divididas em três grupos principais: ígneas, sedimentares e metamórficas. O esquema da figura 3, denominada o ciclo das rochas, apresenta de maneira sucinta o processo de formação das rochas.

Figura 3 - Ciclo das rochas



Fonte: Das, 2007

A magma fundida é expelida do fundo do manto terrestre, solidifica-se e forma as rochas ígneas também denominadas como rochas plutônicas. Com o processo de resfriamento diversos tipos de rochas ígneas são formados, dependendo da taxa de resfriamento e da composição do magma. As rochas sedimentares são produtos da compactação de sedimentos de outras rochas através do intemperismo, por meio de pressão. A metamorfose das rochas é feita através do processo da alteração das características das rochas pela pressão e calor. A partir desse processo novos minérios são formados e outros cisalhados fornecendo a textura característica das rochas metamórficas (DAS, 2007).

Os solos são produtos da degradação das rochas por meio de uma ação alcunhada intemperismo, ou seja, o tempo como principal agente. O intemperismo pode ocorrer de diversas formas podendo ser classificadas em dois grupos: intemperismo químico e físico. O intemperismo químico está relacionado com os vários processos químicos que modificam, solubilizam e deitam os minerais de rocha, tornando-a em solo. Esse tipo de intemperismo é mais comum em climas úmidos e quentes, como Brasil. O segundo, o intemperismo físico, é originário da degradação através da ação mecânica do vento, da variação de temperatura e do transporte de água. Em muitos casos há uma atuação conjunta de diversos causadores do intemperismo (ORTIGÃO, 2007).

Segundo com Caputo (1996), após o processo de intemperismo nas rochas através de agentes mecânicos ou químicos, formam-se as argilas, siltes, areia e pedregulhos. As junções desses produtos do intemperismo geram perfis denominados horizontes, que podem ser homogêneos ou heterogêneos em relação aos tipos e quantidade de materiais ali existentes.

Solos residuais, sedimentares e de formação orgânica são classificações dos solos com base em sua composição química e mineralogia. Os solos residuais são aqueles que após o processo de intemperismo permanecem no local de origem. Os sedimentares são os transportados e deixados em outro local, o vento, a água e a força gravitacional são agentes que promovem esse transporte. A decomposição de animais (conchas) e vegetais (plantas, raízes) dão origem aos solos orgânicos.

2.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

2.3.1 Reconhecimento preliminar da superfície

Em um projeto de fundações ou obras em maciços rochosos, é necessário o reconhecimento preliminar da superfície, que se baseia em dados topográficos informações de acidentes ou até então fotografias aéreas (CAPUTO, 1987).

2.3.2 Investigações geotécnicas

O objetivo principal das investigações geotécnicas para a utilização na engenharia civil, é a caracterização do solo, determinar sua litologia, mineralogia, espessura de camadas, elementos estruturais e o nível da água, etc., é essencial para construções e projetos da construção civil (QUEIROZ, 2009)

Os métodos para a obtenção de amostras podem ser feitos de duas maneiras, de forma manual, que consiste na aquisição de amostras deformadas e indeformadas a partir da utilização de equipamentos manuais e de forma mecânica que se utiliza de equipamentos mecânicos que atravessam as camadas do solo, provendo informações sobre o horizonte. No Brasil o principal método utilizado é o *Standard Penetration Test* (SPT), por sua facilidade de execução e custo. Existem também outros processos para a caracterização das camadas do solo de maneira mecânica, Queiroz (2009) cita algumas delas:

- *Cone Penetration Test* (CPT)
- Piezocone (CPTU)

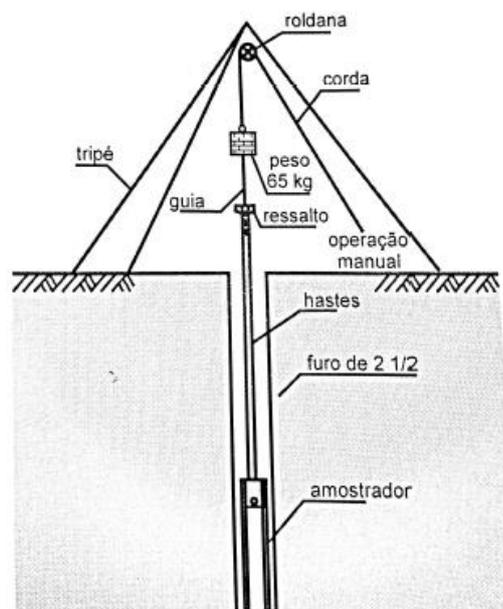
- Mini Cone Penetration (MCPT)
- Ensaio de Palheta (*Vane Test*)
- Ensaio Pressiométrico
- Sondagem Rotativa em Rochas

2.3.2.1 Standard Penetration Test (SPT)

Segundo Schnaid (2000), é o processo de investigação do subsolo mais popular e econômico, utilizado no mundo todo ele permite a medição da resistência do solo ao longo de sua profundidade.

O ensaio SPT regido pela NBR 6484/2001, constitui em realizar uma perfuração por tráfegagem e circulação de água, utilizando um trépano de lavagem como instrumento de escavação e a cada metro de profundidade são retiradas amostras, por um amostrador padrão. Na cravação desse amostrador é usado um peso de 65 Kg, que cai de uma altura de 75 cm, o número de golpes necessário para penetrar uma certa profundidade é o valor do N_{spt} . A figura 4 ilustra o ensaio SPT.

Figura 4 - Ilustração do ensaio SPT



A simplicidade do equipamento, dados de ensaio que podem ser relacionados com métodos para cálculos geotécnicos e custo baixo são as principais vantagens desse ensaio. Em casos que se tem a necessidade de uma investigação mais rigorosa das características geotécnicas do solo, é aconselhável o uso de outro método, como o ensaio CPT.

2.3.2.2 Amostra deformada e indeformada

Segundo Craig (2007), são duas categorias fundamentais de amostragem do solo, deformadas (perturbadas) e indeformadas (não-perturbadas).

A amostra indeformada é aquela que preza pela preservação do solo em seu estado natural, não alterando sua estrutura e umidade, indispensável para o ensaio de cisalhamento que mede o ângulo atrito interno e coesão dos solos, são parâmetros imprescindíveis para o cálculo da estabilidade de taludes. As amostras podem ser obtidas através de furos de sondagem, poço experimental ou da própria superfície, sendo sempre necessária a vedação da amostra com cera derretida, para que a amostra tenha uma deformidade mínima (PINTO, 2006). A NBR 9604/1986 é a norma responsável pela retirada dessas amostras.

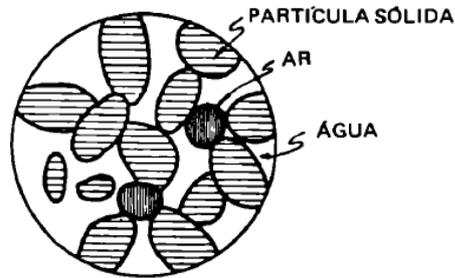
Quando é retirada do solo uma quantidade do seu volume, de forma que sua estrutura esteja danificada ou até mesmo destruída, não repetindo a umidade do solo ali presente, caracteriza-se como uma amostra deformada. Esse tipo de amostra é muito utilizado nos ensaios de caracterização do peso específico do solo, umidade, granulometria, limites de consistência e outros (CRAIG, 2007). Para cada um desses ensaios citados é necessário um volume específico de solo, esses volumes são descritos na norma NBR 6457/1986.

2.3.4 Propriedades físicas e mecânicas dos solos

2.3.4.1 Índices físicos do solo

Para Caputo (1996), solo é um conjunto de partículas sólidas com vazios entre elas, podendo estar preenchido totalmente ou parcialmente por água. No mais geral dos casos esse sistema é formado por três fases: sólida, líquida e gasosa, como na figura 5.

Figura 5 -Três fases do solo



Fonte: Caputo (1996)

Para identificar o estado do solo, empregam-se índices que correlacionam os pesos e os volumes das três fases (PINTO, 2006). Essas relações estão descritas de forma sucinta na figura 6.

Figura 6 - Índices físicos

Nome	Símbolo	Equação
Índice de vazios	e	$e = V_v / V_s$
Porosidade	n	$n = V_v / V$
Grau de saturação	s	$s = V_w / V_v$
Umidade	w	$w = P_w / P_s$
Peso específico aparente úmido	γ	$\gamma = P / V$
Peso específico aparente saturado	γ_{sat}	Idem, para $S = 100\%$
Peso específico aparente submerso	γ_{sub} ou γ'	$\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$
Peso específico aparente seco	γ_d	$\gamma_d = P_s / V$
Densidade dos grãos	G_s	$G_s = \gamma_s / \gamma_w$

Fonte: Ortigão (2007)

Para o estudo relacionado a análise da estabilidade do talude proposto, será necessário o aprofundamento em dois índices físicos, o peso específico do solo e o teor de umidade.

2.3.4.1.1 Peso específico do solo

A razão entre o peso e o volume de um sólido, é denominado peso específico. Para obter o peso específico realiza-se o ensaio de determinação da massa específica, já que o peso é o produto entre a massa e aceleração da gravidade (PINTO, 2006). O ensaio de massa específica dos grãos pode ser realizado de diversas formas, não sendo necessário apenas utilização do laboratório, mas também podendo ser realizado *in loco*. Os ensaios mais utilizados no laboratório são os referentes as normativas NBR 6508/1984 e NBR 6458/1984, ensaios *in loco* são regidos pelas NBR 7185/1986, NBR 9813/1987.

2.3.4.1.2 Teor de umidade

O teor umidade de um solo é definida como a relação entre o peso da água contida em um solo pelo peso da parte sólida deste mesmo solo, expressa em porcentagem (CAPUTO, 1996). Para o ensaio de determinação do teor umidade de um solo utiliza-se a NBR 6457/1986.

2.3.4.2 Granulometria

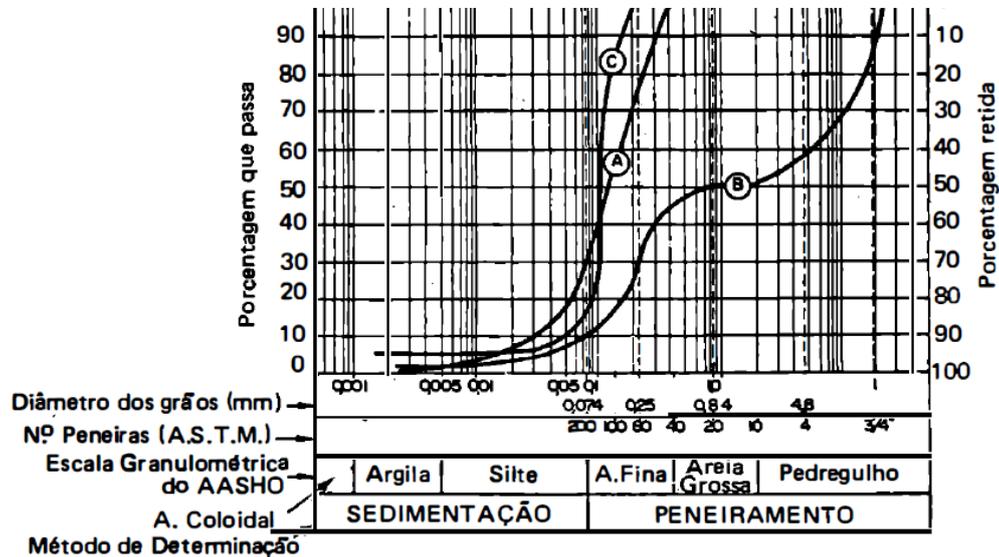
Geralmente em um solo existem partículas de diversos tamanhos. Sendo difícil a identificação de cada partícula, por exemplo, uma volumosa quantidade de materiais finos envolve um grão de areia, o conjunto ficaria com aspecto de um solo unicamente argiloso. Caso essa aglomeração estivesse úmida, as partículas de argila se tornariam uma fina pasta, enquanto o grão de areia é de fácil identificação (PINTO, 2006).

Na investigação da dimensão dos grãos de um solo, são usados dois métodos, análise por peneiramento e sedimentação. O peneiramento é feito para grãos maiores que 0,075 mm, para grãos inferiores a essa dimensão utiliza-se a análise por sedimentação (VARGAR, 1977).

A NBR 7181/1984 é a norma responsável pelo procedimento para a obtenção da curva granulométrica.

Na figura 7 está o gráfico semilogaritmico que classifica as partículas por seu tamanho.

Figura 7 - Escala granulométrica ABNT e AASHO

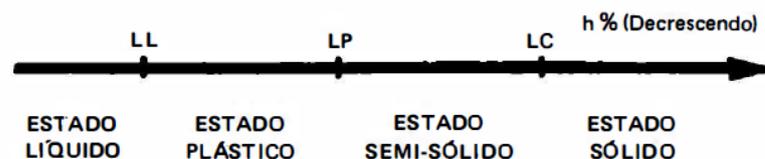


Fonte: Caputo (1996)

2.3.4.3 Limites de consistência

No século XX, Atterberg um cientista sueco, desenvolveu um método para descrever a consistência dos solos com grãos finos e seu teor de umidade variante. Com o teor de umidade dos solos estando muito baixo o solo tem um comportamento de sólido. Quando é aumentado o seu teor de umidade, o solo tem um comportamento mais líquido. Com isso, pode-se classificar os solos em quatro categorias em conformidade com seu teor de umidade, são eles: sólido, semissólido, plástico e líquido, representadas conforme a figura 8 (DAS, 2007).

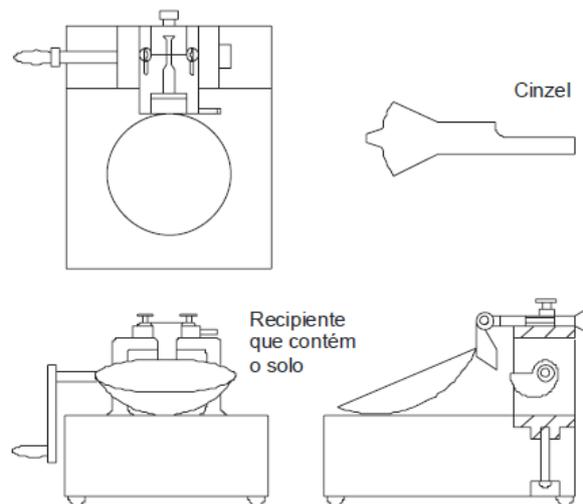
Figura 8 - Limites de consistência



Fonte: Caputo (1996)

Ortigão (2007) afirma que, o limite de liquidez é a delimitação da umidade necessária para o solo estar no estado líquido ou plástico. O ensaio para a determinação do limite de liquidez é realizado pelo instrumento Casagrande (Fig. 9), onde a amostra de solo é alocada no recipiente do aparelho, feito uma ranhura longitudinal com auxílio do cinzel, quando a ranhura for fechada com 25 golpes, é estabelecido a umidade limite. O ensaio de limite de liquidez é regido pela NBR 6459/1984.

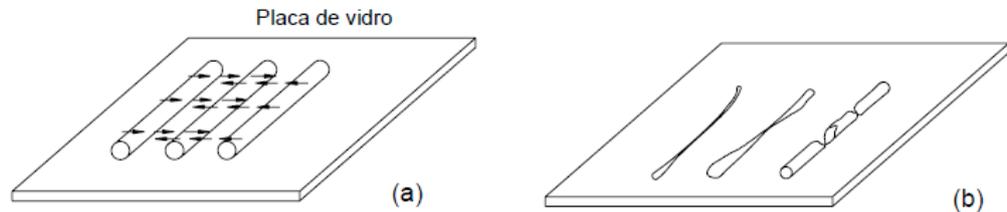
Figura 9 - Aparelho Casagrande



Fonte: Ortigão (2007)

Conforme Vargas (1977), o limite de plasticidade é a quantidade limite que um solo deve ter de umidade para estar no estado plástico ou semissólido. Pinto (2006) diz que o ensaio que segue a normativa NBR 7180/1984, consiste em modelar o solo em um cilindro de 3 mm de diâmetro (Fig. 10a), com a palma da mão. Assim que o cilindro começa a apresentar fissuras (Fig. 10b), determina-se a umidade, sendo ela o limite de plasticidade.

Figura 10 - determinação do limite de plasticidade



Fonte: Ortigão (2007)

Ao longo da perda da umidade do solo, há uma contração. Continuando essa perda, é atingido um equilíbrio, no qual não há mais a perda de volume por parte do solo, mesmo com mais perda de umidade (Fig. 11). No ponto que o volume do solo para de mudar a sua umidade é definida como o limite de contração (DAS, 2007). O ensaio de limite de contração é prescrito pela NBR 7183/1986.

Figura 11 - Solo antes e após a contração total



Fonte: ABNT (1986)

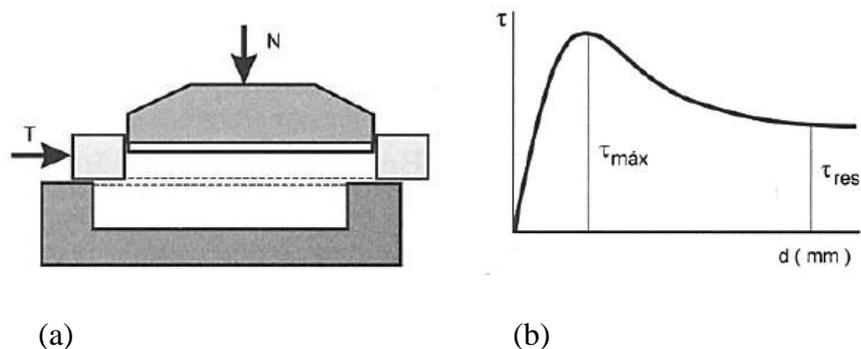
Para os ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade e limite de contração se faz necessária a normativa NBR 6457/1986, que define a quantidade de material para a execução de cada um desses ensaios.

2.3.4.4 Cisalhamento Direto

Um dos métodos mais práticos para a determinação da resistência ao cisalhamento de um solo é o ensaio de cisalhamento direto, que se fundamenta diretamente no critério de Coulomb. Através do ensaio, é possível mensurar a coesão e ângulo de atrito interno do solo, a coesão sendo a resistência ao cisalhamento do solo e o ângulo de atrito é sua resistência por atrito (PINTO, 2006).

O ensaio consiste em colocar um corpo de prova do solo em uma caixa de cisalhamento, com deixando sua metade superior dentro de um anel, então aplica-se duas forças sobre a parte superior do corpo de prova, uma normal (N) outra tangencial (T) que provocam o seu deslocamento (Fig. 12a). A razão entre a seção transversal da amostra e as forças aplicadas, geram tensões que pelo deslocamento formam o gráfico representado na figura 12b. Após repetir esse ensaio em várias amostras, os seus dados são compilados para gerar o gráfico de tensão tangencial por tensão normal. A partir daí, através de um ajuste linear é obtido o ângulo de atrito interno e a coesão do solo (CAPUTO, 1996).

Figura 12 - Ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2006)

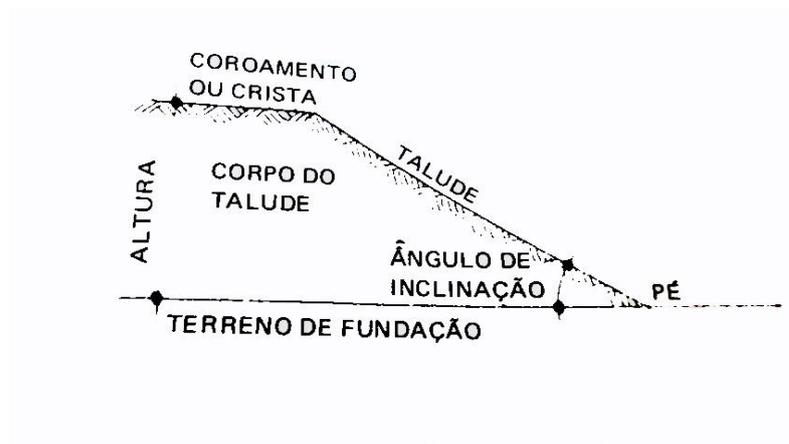
Pinto (2006), em argilas pode-se realizar o ensaio drenado, aloca-se duas pedras porosas na parte interior e superior da caixa de cisalhamento, que permitirá a drenagem da amostra, quando esta técnica de ensaio for utilizada em argilas.

2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES

2.4.1 Talude

Talude é um nome genérico que defini qualquer superfície inclinada em maciços de terra, de rocha ou de terra e rocha. Os taludes podem ser classificados como os naturais, e artificiais de corte ou aterro (FIORI; CARMIGNANI, 2009). A figura 13 mostra as partes constituintes de um talude.

Figura 13 - Talude



Fonte: Caputo (1987)

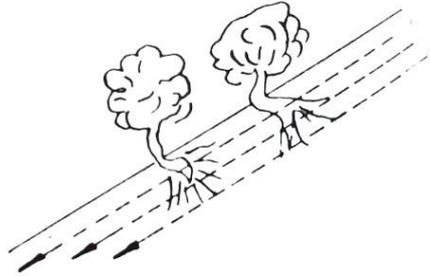
2.4.2 Movimentos de massa

As instabilidades de maciços geralmente são causadas pelas forças gravitacionais e de escoamento, que geram os movimentos das massas de terra. Esses movimentos nem sempre são bem identificáveis e definidos, mas podem ser classificadas em três principais grupos, todas elas descritas por Caputo, 1987.

2.4.2.1. Rastejo

As camadas superficiais são deslocadas de forma lenta sobre as camadas mais profundas, não tendo um limite de profundidade da massa que escorra. A figura 14 mostra como o escorregamento ocorre.

Figura 14 - Rastejo



Fonte: Caputo (1987)

2.4.2.2 Desprendimento de terra ou rochas

Essa movimentação é caracterizada pelo destacamento de um fragmento terroso ou rochoso do maciço de terra, que cai e acumula-se no pé do talude, como a figura 15 ilustra. É um processo localizado e pode ser evitado estabilizando o talude.

Figura 15 - Desprendimento de terra ou rocha



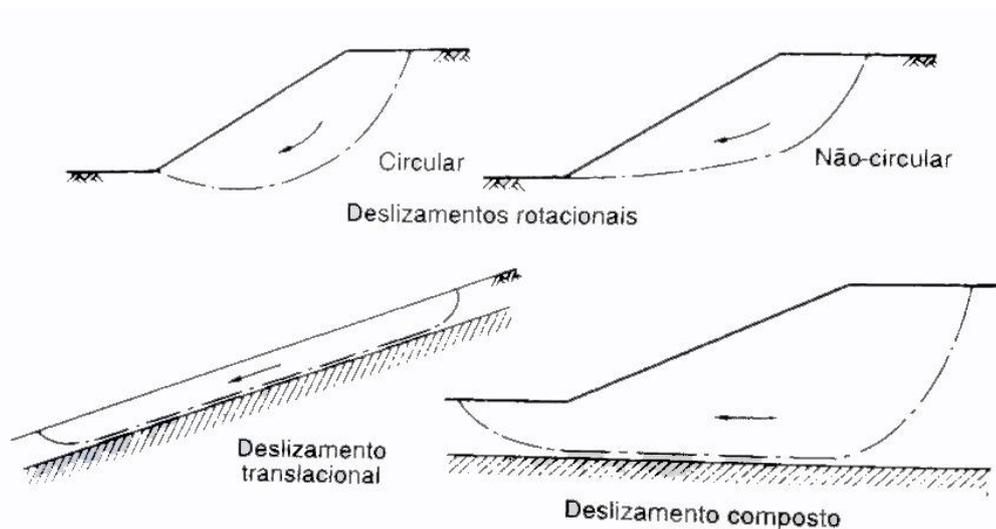
Fonte: Caputo (1987)

2.4.2.3 Escorregamento

A massa de solo ou rocha desloca-se de maneira rápida, partindo-se do maciço e deslizando para o lado e para baixo, através da superfície de deslizamento.

Craig (2007), diz que os deslizamentos são as rupturas mais importantes de um talude, e são classificados de acordo com a figura 16.

Figura 16 - Tipos de escorregamentos



Fonte: Craig (2007)

Nos deslizamentos rotacionais, a ruptura na seção tem características de um arco circular ou uma curva não circular. Esses movimentos de terra estão associados a solos homogêneos e deslizamentos não circulares estão associados aos outros tipos de deslizamentos. Os deslizamentos translacionais e compostos ocorrem onde a superfície de ruptura se desprende de um estrato adjacente, com resistências diferentes.

2.4.3 Fatores condicionantes dos escorregamentos

Geralmente o escorregamento de taludes é causado por um acréscimo de peso ao seu, a perda de resistência do solo ou uma inclinação não satisfatória para sua estabilidade. De acordo com Caputo (1987), os dois fatores estão diretamente ligados a presença de água no solo, nas estações chuvosas e pouco depois, são períodos da maioria das ocorrências envolvendo escorregamento de maciços de terra.

Embora a presença de água no solo não modifique o ângulo de atrito interno, há uma evidente influência sobre a coesão, pois um solo saturado tem a coesão inferior em relação a um em estado natural. A combinação entre a perda de coesão e adição de pressão neutra, são fatores que podem levar o talude ao colapso.

2.4.4 Métodos de estabilidade de taludes

Segundo Das (2007), é responsabilidade do engenheiro que analisa a estabilidade do talude, determinar o coeficiente de segurança. De forma mais abrangente, o fator de segurança (F_s) é originado através da relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (s) e a tensão de cisalhamento gerada pelo peso próprio do talude (τ), esta última é obtida por equações de equilíbrio.

$$F_s = \frac{s}{\tau} \quad (1)$$

$$s = c' + \sigma' \cdot \text{tg}\phi' \quad (2)$$

O resultado do F_s mostra três estados diferentes de estabilidade que o talude pode estar, são eles:

- $F_s > 1,0$ – talude instável
- $F_s = 1,0$ – equilíbrio limite
- $F_s < 1,0$ – talude estável

A NBR 11682/2009 define qual fator de segurança de acordo com os níveis de dano, conforme a figura 17.

Figura 17 - Fatores de segurança

NÍVEL DE SEGURANÇA CONTRA DANOS MATERIAIS E AMBIENTAIS	NÍVEL DE SEGURANÇA CONTRA DANOS A VIDAS HUMANAS		
	ALTO	MÉDIO	BAIXO
ALTO	1,5	1,5	1,4
MÉDIO	1,5	1,4	1,3
BAIXO	1,4	1,3	1,2

Fonte: NBR 11682 (2009)

2.4.4.1 Métodos de Equilíbrio Limite

Massad (2010), diz que os métodos consideram a massa de solo a ser estudada como, um corpo rígido-plástico na eminência de entrar em colapso por escorregamento e equações de equilíbrio da Estática os descreve de onde vem a alcunha de “Método de Equilíbrio Limite”.

Na utilização do Método de Equilíbrio Limite implicam-se três condicionantes, o coeficiente de segurança deve ser constante em toda a linha de ruptura, o solo deve romper bruscamente sem deformar comportando-se como um material rígido-plástico e as equações de equilíbrio estático são adequados até a ruptura, onde o processo se torna dinâmico. Há diversas variações dos métodos de equilíbrio limite, conforme a figura 18.

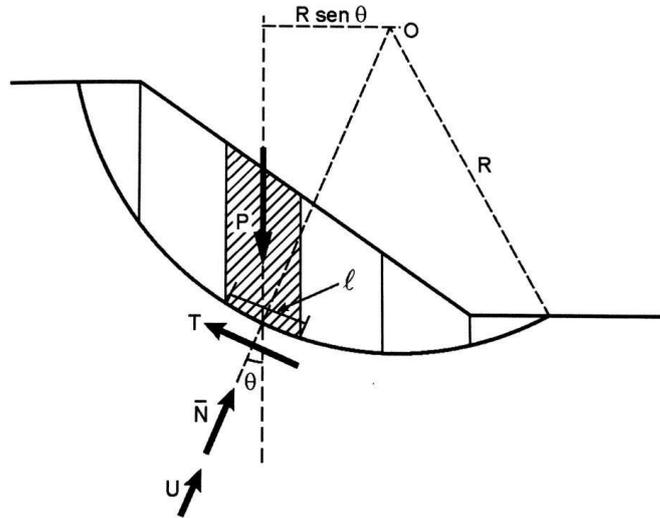
Figura 18 - Métodos de equilíbrio limite

	método do círculo de atrito	
métodos de equilíbrio-limite	método sueco	método de Fellenius
		método de Bishop Simplificado
		método de Morgenstern-Price
	método das cunhas	

Fonte: Massad (2010)

Os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado permitem que se resolvam diversos problemas de instabilidade de taludes de terra, serão os métodos abordados nesse trabalho. Esses métodos podem ser descritos de forma genérica com uma hipótese simplificadora que admite um arco represente a linha de ruptura, e lamelas dividindo o talude, como mostra a figura 19.

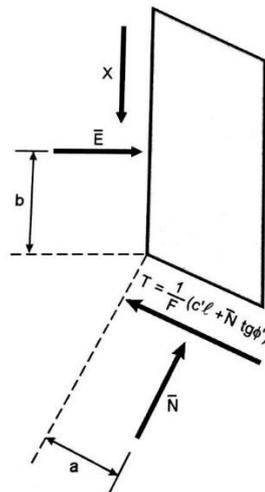
Figura 19 - Divisão do talude em lamelas



Fonte: Massad (2010)

Quando isolamos uma lamela genérica, representada na figura 20, é possível identificar forças e parâmetros desconhecidos que atuam sobre ela. O equilíbrio das forças envolve o peso (P) da lamela, a força resultante da pressão neutra na base (U), as forças atuantes na face direita da lamela, (X) e (\bar{E}) e a uma parte da resistência ao cisalhamento do solo (T).

Figura 20 - Forças na lamela genérica



Fonte: Massad (2010)

A força T mede a resistência atuante na lamela que, acrescentando o comprimento da lamela (ℓ) na equação 1, obtem-se a equação 3. Tendo em vista a equação 2 e sabendo que a força normal efetiva (\bar{N}) atuante na base da lamela é descrita pela equação 4, temos a equação 5.

$$T = \tau \cdot \ell = \frac{1}{F} \cdot S \cdot \ell \quad (3)$$

$$\bar{N} = \bar{\sigma} \cdot \ell \quad (4)$$

$$T = \frac{1}{F} \cdot (c' \ell + \bar{N} \cdot \text{tg} \phi') \quad (5)$$

A figura 21, mostra no caso de haver um número x de lamelas é permitido estabelecer um número de incógnitas e de equações das forças resistentes e atuantes.

Figura 21 - Balanço de forças atuantes e resistentes

Incógnitas			Equações Disponíveis	
Tipo	Número	Subtotal	Tipo	Número
\bar{N}	n	$3n-1$	equilíbrio de forças	$2n$
F	1			
\bar{E}	$n-1$			
X	$n-1$			
a	n	$2n-1$	equilíbrio de momentos	n
b	$n-1$			
$n^\circ \text{ total de incógnitas}$		$5n-2$	$n^\circ \text{ total de equações}$	$3n$

Fonte: Massad (2010)

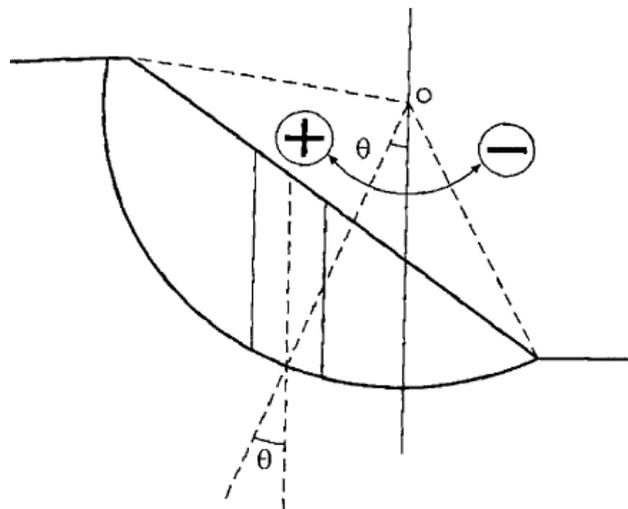
Visto que o número de incógnitas ($5n-2$) é maior que de equações ($3n$), o problema se torna estaticamente indeterminado, algumas hipóteses são seguidas para simplificar o esquema das forças integradas às lamelas, de modo a acabar com a indeterminação. Os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado são métodos que visam resolver o problema de indeterminação, sendo sua principal diferença como cada método aplica as forças laterais X e \bar{E} .

Através da figura 19, é possível escrever a equação de equilíbrio dos momentos atuantes e resistentes que define a fórmula do coeficiente de segurança. Os momentos das forças resistentes e atuante são descritos pelas equações 6 e 7, respectivamente. Para a convenção de sinais de θ , utiliza-se a figura 22.

$$\Sigma (T.R) \quad (6)$$

$$\Sigma (P.R . \text{sen}\theta) \quad (7)$$

Figura 22 - Conversão de sinais do ângulo θ



Igualando o momento atuante e resistente temos a equação 8. Como R é constante e aplicando a equação 5 na 8, deduzimos a equação 9 que permite o cálculo do fator de segurança associado a linha potencial de ruptura, válida para os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado.

$$\Sigma (P . R . \text{sen}\theta) = \Sigma (T . R) \quad (8)$$

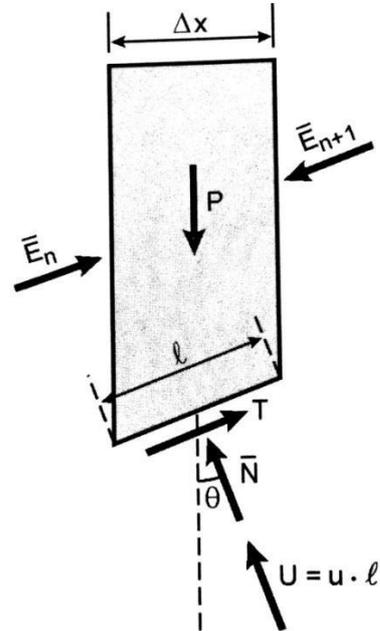
$$F = \frac{\Sigma (c' . \ell + \bar{N} . \text{tg } \theta')}{\Sigma (P . \text{sen}\theta)} \quad (9)$$

Na análise desses dois métodos é preciso determinar um parâmetro comum a eles, a posição do círculo crítico. Fellenius através de seus estudos publicados em 1936 observou que pós ruptura a superfície do talude apresentava-se de forma circular (VARGAS, 1977).

2.4.4.1.1 – Método de Fellenius

O método de Fellenius considera que a resultante das forças laterais X e \bar{E} (Fig. 19) é paralela à base das lamelas, conforme a figura 23. A aplicação da equação 9 para esse método requer o conhecimento das forças normais aplicadas na base da lamela. Essas forças normais são aplicadas perpendicularmente às lamelas, gerando o equilíbrio das forças na direção normal à base da lamela. A equação 10 descreve o equilíbrio de forças (MASSAD, 2010).

Figura 23 - Lamela de Fellenius



Fonte: Massad (2010)

$$\bar{N} + U = P \cdot \cos\theta \quad (10)$$

Ou

$$\bar{N} = P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta \quad (11)$$

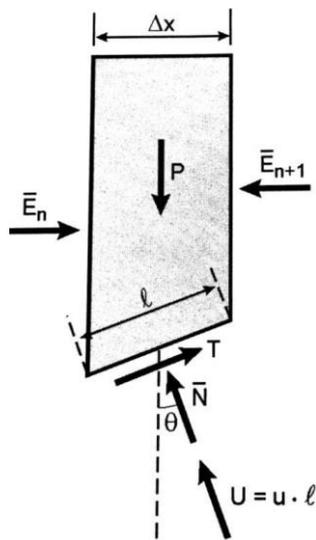
Substituindo a equação 11 em 9, é obtido a equação 12 que define o coeficiente de segurança para o método de Fellenius.

$$F = \frac{\Sigma [c' \cdot \ell + (P \cdot \cos\theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec\theta) \cdot \operatorname{tg}\phi']}{\Sigma (P \cdot \operatorname{sen}\theta)} \quad (12)$$

2.4.4.1.2 Método de Bishop Simplificado

A figura 24 indica o Método de Bishop Simplificado. Diferente do Método de Fellenius, a direção das forças de equilíbrio é na vertical. Com essa definição, temos a equação 13, relacionando-a com a equação 5, forma a equação 14, que substituída na equação 9, permite o cálculo do fator de segurança pela equação 15.

Figura 24 - Lamela de Bishop



Fonte: Massad (2010)

$$(\bar{N} + U) \cdot \cos\theta + T \cdot \text{sen}\theta = P \quad (13)$$

$$\bar{N} = \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg}\theta}{F}}{\cos\theta + \frac{\text{tg}\theta' \cdot \text{sen}\theta}{F}} \quad (14)$$

$$F = \frac{\sum \left[c' \cdot \ell + \frac{P - u \cdot \Delta x - \frac{c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg}\theta/F}{\cos\theta + \text{tg}\theta' \cdot \text{sen}\theta/F} \cdot \text{tg}\theta' \right]}{\sum (P \cdot \text{sen}\theta)} \quad (15)$$

2.4.4.2 Métodos computacionais

A aplicação de programas computacionais tem sido crescente na engenharia. O emprego de *softwares* nas diversas áreas, principalmente na engenharia geotécnica tem auxiliado os profissionais na elaboração de projetos. Métodos antes inviáveis por sua complexidade de cálculo são facilmente empregados, pela confiabilidade de dados que esses programas fornecem.

No mercado há uma grande variedade de programas especializados em na verificação da estabilidade de maciços. GEO5, GeoStudio, Slope e Plaxis, são os *softwares* com grande confiabilidade e mais usuais no emprego da análise de solos.

2.4.5 Estabilização de taludes

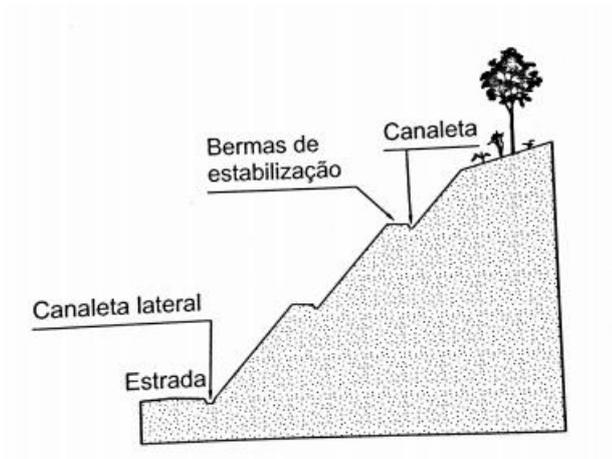
Antes de qualquer decisão sobre o método a ser usado na estabilização de um talude, o engenheiro deve fazer a investigação da região quanto à geologia e geotécnica para a melhor decisão para sobre o problema ali presente (MOLITERNO, 1980). As soluções podem ser agrupadas por seu tipo de execução ou seu objetivo, sendo as apresentadas nesse trabalho:

- Drenagem interna e externa;
- Modificação da geometria do talude;
- Uso de elementos estruturais;
- Proteção superficial.

2.4.5.1 Drenagem

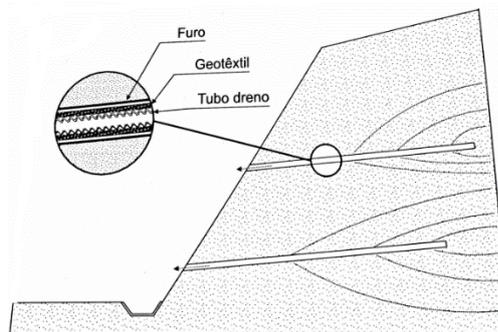
Sabe-se que as águas infiltradas no talude influenciam diretamente na sua estabilidade, por isso a drenagem se faz necessária. Há dois tipos de drenagem, superficiais e profundas. As superficiais têm o objetivo de diminuir o escoamento superficial no talude, evitando a erosão. Ela é feita através de canaletas como ilustra a figura 25. Drenagem profunda ou interna tem como objetivo drenar a parte interna do maciço, pois esforços que atuam devido à saturação do solo podem causar a instabilidade do talude. São colocados drenos horizontais responsáveis pelo rebaixamento do nível d'água, indicado na figura 26 (QUEIROZ, 2009).

Figura 25 - Método de drenagem superficial



Fonte: Queiroz (2009)

Figura 26 - Método de drenagem profunda

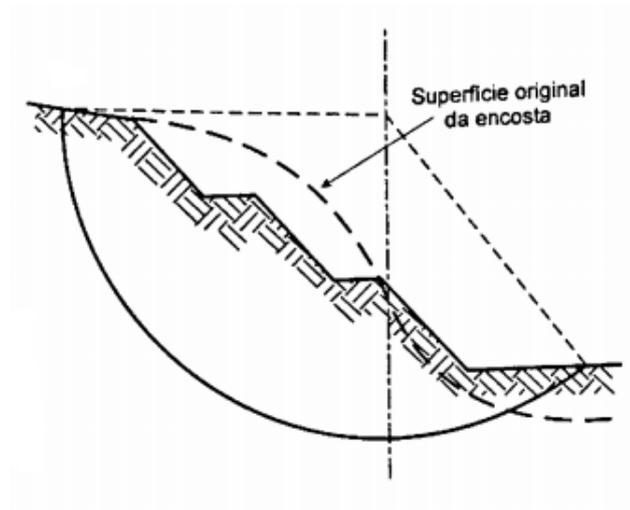


Fonte: Queiroz (2009)

2.4.5.2 Retaludamento

Conforme Caputo (1987), o retaludamento consiste na alteração da geometria original de um talude, que por sua vez diminui os esforços na crista e os aloca junto ao pé do talude, conforme a figura 27. O corte tem como objetivo diminuir os momentos atuantes através da suavização do seu ângulo de inclinação, ainda é possível alocar no pé do talude bermas, elementos que dão mais estabilidade pela melhor distribuição do peso próprio do maciço de terra. O retaludamento por ser apenas uma simples movimentação de terra, na maioria dos casos é a solução mais barata para a estabilização de uma encosta.

Figura 27 - Ilustração de um possível retaludamento



Fonte: Massad (2010)

2.4.5.3 Estruturas de Contenção

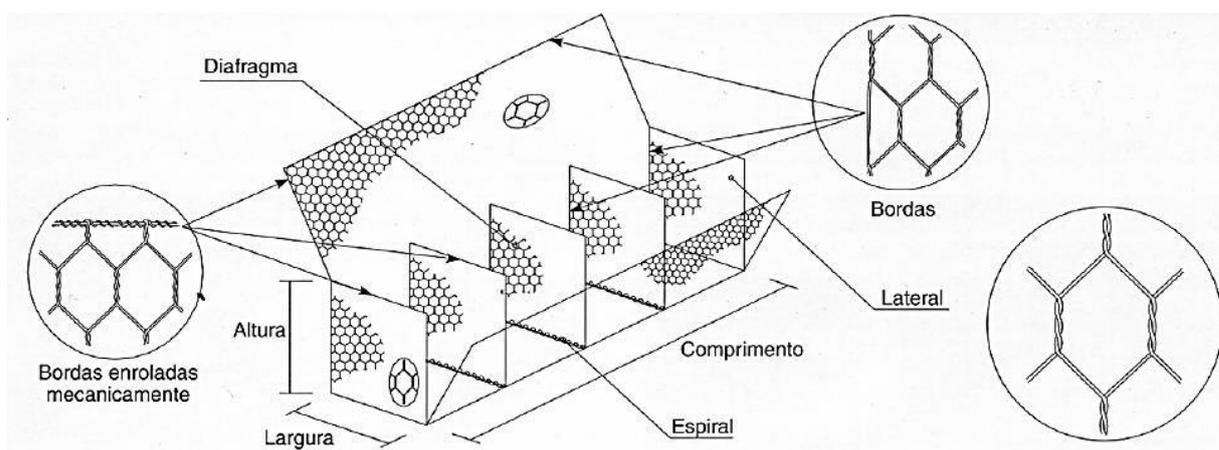
A implantação das estruturas de contenção é sempre uma solução bastante onerosa, porém existem técnicas atuais de atirantamento e ancoragem que tem sido economicamente viável. Deve ser analisado antes da implementação de uma estrutura de contenção se há a ocorrência de movimentação lenta de terra, pois neste caso a contenção terá pouca confiabilidade, por sua metodologia de dimensionamento ser feita considerando o solo estático (MOLITERNO, 1980).

2.4.5.3.1 Gabião

O uso de gabião como estrutura de contenção para a estabilização de maciços de terra é bastante comum. A etimologia da palavra gabião vem do italiano *gabbia*, em portuguesa gaiola. O gabião é um prisma composto por frações de rochas envoltas por algum elemento que molda e fornece funcionalidade a esse aglomerado de fragmentos. O elemento que envolve o fragmento de rochas é uma rede feita através do entrelaçamento de fios de aço com dupla torção. As malhas hexagonais são as mais vantajosas, além de sua fácil fabricação, ela distribui de maneira uniforme o esforço a ela solicitado.

O tipo de gabião mais utilizado é o caixa (Fig. 28), construído em forma retangular, fabricado em malhas hexagonais por arames de aço. Quando confeccionado em ambientes agressivos utiliza-se um recobrimento de PVC. Nesses gabiões é necessária a inserção de diafragmas a cada metro com o mesmo tipo de arame do resto dos elementos. Os gabiões tipo caixa têm dimensões padronizadas com comprimento múltiplo de 0,50 m e 1,00 m variando de 1,50 a 5,50 m, a largura é sempre constante em 1,00 m e 0,50 ou 1,00 m para a altura (QUEIROZ, 2009).

Figura 28 - Esquema dos gabiões tipo caixa



Fonte: Catalogo Maccaferri – Gabiões, (1987)

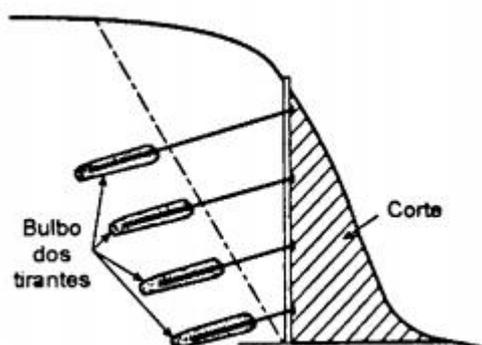
2.4.5.3.2 Cortina atirantada

Em taludes que se fazem necessários cortes verticais ou de grande inclinação, onde o coeficiente de segurança do maciço não é atendido, a cortina atirantada se faz uma solução. As cortinas são compostas de placas de concreto de dimensões pequenas e atirantadas. Os tirantes são protendidos, eles aumentam as tensões normais que atuam na linha de ruptura e majoram a resistência ao cisalhamento do solo.

A sua execução consiste em introduzir os tirantes no solo por perfuração e aplicar cimento para a formação de bulbos de ancoragem. Após a cura do cimento, os tirantes são protendidos e ligados às placas de concreto. No cálculo de sua estabilidade não são levadas em conta pressões neutras, por isso é necessário executar um sistema de drenagem, quando necessário. O sistema descrito acima pode ser observado na figura 29.

Para executar uma cortina atirantada demanda tempo, mão de obra especializada e seus custos são muito elevados. Os tirantes protendidos podem sofrer o processo de corrosão, mesmo que proteções tenham sido aplicadas sobre eles. Por estar sob o solo é uma estrutura de difícil manutenção, sendo uma estrutura de contenção pouco usual (MASSAD, 2010).

Figura 29 - Cortina atirantada



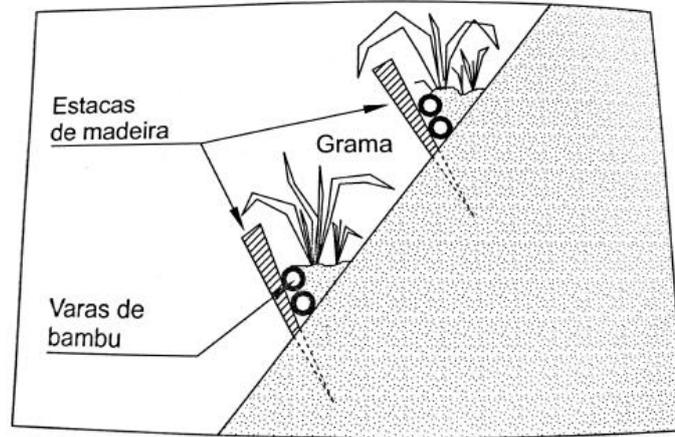
Fonte: Massad, (2010)

2.4.5.4 Proteção superficial

Revestir superficialmente o talude é uma das formas de proteção contra a erosão causada pela água que escoar por sua superfície. A implantação de vegetação como revestimento além de oferecer uma aparência agradável, produz uma estruturação próxima a superfície. Um processo bastante comum para fazer essa proteção é a plantação de gramas, que são fixadas por placas e estacas de madeira, utilizando varas de bambus para fazer a drenagem sob a vegetação (Fig. 30). A hidro-semeadura é outra solução de proteção superficial. É uma forma de aplicação de sementes ao solo por jatos.

Quando empregada vegetação para a proteção superficial de taludes, devem-se escolher espécies que se adaptem ao ambiente e tenham um crescimento rápido, evitando assim o transporte de águas superficiais, que geram a erosão. Além da vegetação rasteira, árvores de grande porte já existentes nos maciços devem ser mantidas. Árvores nativas têm suas raízes penetradas em camadas mais baixas do solo, provocando um aumento de resistência ao maciço (QUEIROZ, 2009).

Figura 30 - Aplicação de grama como proteção superficial



Fonte: Queiroz (2009)

3 METODOLOGIA

Neste capítulo são abordados as análises e métodos necessários para a caracterização geométrica e geotécnica, que consiste no levantamento altimétrico e determinação das características do solo como: massa específica, teor umidade, coesão e ângulo de atrito interno do solo em seu estado natural e saturado, pois o mesmo não apresenta elementos de drenagem, estando assim suscetível a saturação do solo. Os dados citados são fundamentais para a determinação do coeficiente de segurança, calculado pelo programa GEO5. O resultado foi analisado de acordo com a NBR 11682/2009. O Dimensionamento do novo talude foi a forma de solucionar o problema de estabilidade do talude.

É uma pesquisa de caráter, quantitativa, exploratória e bibliográfica, pois foi realizada uma revisão bibliográfica, houve coleta dos dados do talude, gerou-se sua simulação em softwares e analisou-se e discutiu-se dos resultados obtidos.

3.1 SEÇÃO DE ESTUDO

A seção de estudo localiza-se no Residencial ALC SO 141-B, Alameda 9, Jardim Aurenny III, Palmas-TO, conforme a figura 31. A encosta colapsada foi escolhida por estar localizada às margens da pista do residencial, afetando assim o dia a dia dos moradores e possivelmente risco a vida.

Primeiramente foi feita uma visita na área de estudo, com o intuito de estabelecer as características da encosta em questão, através do preenchimento do laudo de vistoria previsto pela NBR 11682/2007 (Anexo 1).

Figura 31 - Área de estudo



Fonte: Google Maps (2018)

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA DO TALUDE

O levantamento altimétrico foi obtido através da utilização do aplicativo C7 GPS Dados, com precisão de até 3 m, figura 32.

Figura 32 – Interface do aplicativo C7 GPS Dados



Fonte: Autor (2018)

Os pontos levantados estão alocados no pé e na crista do talude, para determinar sua altura e inclinação, exemplificado pela figura 33. O aplicativo forneceu as coordenadas geográficas e a altitude em relação ao nível do mar.

Figura 33 - Levantamento das coordenadas



Fonte: Autor (2018)

Com os dados já levantados e o auxílio da ferramenta gráfica computacional AutoCAD, foi gerado o perfil do talude.

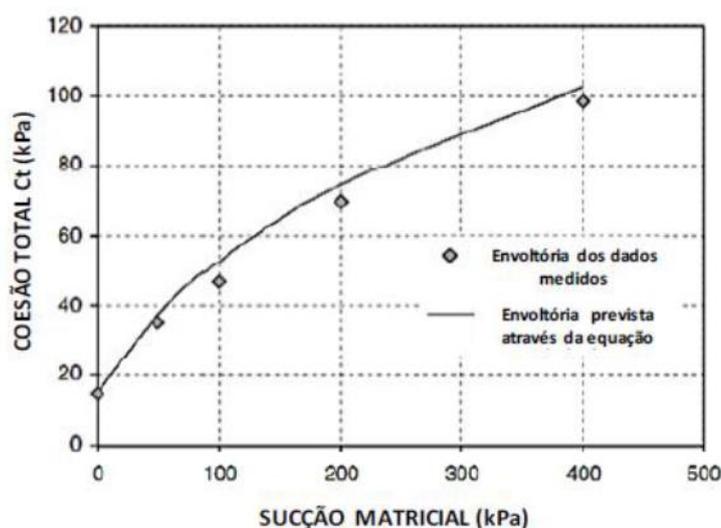
3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO TALUDE

Na análise da estabilidade inicial do talude, se fez necessário a determinação de características do solo no estado natural e saturado.

Foi necessária a análise do solo saturado, pois de acordo com a figura 34 a coesão está diretamente ligada à sucção. O solo saturado apresentar sucção nula, que reduz consideravelmente a coesão, podendo ser um fator determinante para a instabilidade da seção.

A caracterização do solo foi feita através de ensaios em laboratório e *in loco*, são eles: peso específico natural e saturado, teor de umidade e cisalhamento direto com o solo em estado natural e saturado. Para cada um dos ensaios foi necessário a retirada de amostras.

Figura 34 - Curva coesão versus sucção



Fonte: Kayadelen et al., 2007, traduzido

3.3.1 Amostragem

Para efetuar os ensaios foram necessárias amostras deformadas e indeformadas, as amostras retiradas seguiram a normativa NBR 9604/1986. Para maior precisão dos resultados, as amostras deformadas foram retiradas de três pontos diferentes e cada amostra com 5 Kg.

As amostras indeformadas foram obtidas através da penetração de um cilindro de PVC com 200 mm de diâmetro, apresentada pela figura 35, e três cilindros metálicos de volume 10,4 x 11,5 cm, feitas com uma haste de ferro e um soquete, exemplificados pela figura 36. A primeira amostra foi utilizada para a realização do ensaio de cisalhamento direto com o solo em estado natural e as demais para a determinação dos pesos específicos natural e saturado e o ensaio de cisalhamento com o solo saturado.

Figura 35 - Amostra indeformada de solo.



Fonte: Autor (2018)

Figura 36 - Retirada da amostra indeformada



Fonte: Autor (2018)

As amostras foram colocadas em um tanque de água por 24h, para que as mesmas atingissem a saturação, conforme a figura 37. Esse foi o método utilizado para saturar as amostras.

Figura 37 - Amostra indeformada saturada



Fonte: Autor (2018)

3.3.2 Determinação do peso específico

As determinações dos pesos específicos foram realizadas *in loco* e laboratório. Foram aferidas suas massas em campo, figura 38 e depois levadas ao laboratório para a saturação e pesagem.

Figura 38 - Pesagem da amostra



Fonte: Autor (2018)

A massa específica é a razão da massa do solo pelo volume do cilindro equivale à equação 16. Ensaio descrito pela NBR 9813/1987.

$$\gamma = \frac{ms}{v} \quad (16)$$

Onde:

γ = massa específica, g/cm³;

ms= massa do solo em seu estado natural ou saturado, em g;

v = volume do recipiente, em cm³.

3.3.3 Determinação do teor de umidade

O ensaio para a determinação do teor de umidade foi realizado da seguinte maneira, primeiro colocou-se uma quantidade de solo no estado natural em um recipiente e pesado, em seguida colocou-se a amostra em uma estufa com temperatura entre 105° e 110°, onde permaneceu por 24 horas, assim obtendo-se a massa seca. Com a massa do solo em estado natural e a massa seca foi obtido o teor de umidade pela equação 17. Esse ensaio é orientado pela NBR 6457/1986.

$$h = \frac{ms - mu}{mu} \times 100 \quad (17)$$

Onde:

h = teor de umidade, em %;

ms = massa do solo natural, em g;

mu = massa do solo seco, em g.

3.3.4 Determinação da resistência ao cisalhamento do solo

Como descrito no item 2.3.4.4, os ensaios de cisalhamento direto foram realizados com o equipamento para ensaio de cisalhamento direto manual, figura 39, no laboratório de solos do CEULP/Ulbra. Esse equipamento é prático e rápido, mas não é recomendado para a análise solos no estado saturado, pois suas condições de drenagem não são as mais ideais.

Figura 39 – Equipamento para ensaio de cisalhamento direto manual



Fonte: Autor (2018)

Para dar início ao ensaio foi necessário a confecção dos corpos de prova de 6 x 6 cm, cravando um molde na amostra retida em campo, para que o corpo de prova fosse compatível com o instrumento utilizado, figura 40.

Figura 40 - Corpo de prova moldado



Fonte: Autor (2018)

O ensaio foi iniciado com organização dos materiais que compõe o recipiente do corpo de prova (caixa metálica, placa de base, pedra porosa, grelha inferior, grelha superior, placa de carga normal e suporte de carga horizontal), figura 41.

Figura 41 - Conjunto para ensaio de cisalhamento



Fonte: Autor (2018)

Logo após, o corpo de prova foi submetido a carregamento axial por 24 horas para que ocorresse o adensamento do solo. Para cada corpo de prova foi aplicada uma tensão normal diferente de: 27,78; 55,56; 83,33; 166,67 KPa. A velocidade de deslocamento horizontal foi de 0,044mm/min, permanecida constante até a ruptura por cisalhamento do corpo de prova. Os dados necessários para determinar a curva tensão X deslocamento foram observados pelo deslocamento horizontal e do deslocamento do anel dinanométrico. A coesão e ângulo de atrito interno do solo foram as características extraídas desse ensaio. O ensaio foi realizado para o solo em seu estado natural e no estado saturado. Pode ser observado através da figura 42, o corpo de prova cisalhado.

Figura 42 - Corpo de prova cisalhado



Fonte: Autor (2018)

3.4 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE INICIAL DO TALUDE

Com o solo já caracterizado de forma geométrica e geotécnica, pôde ser levantado o perfil do talude com o solo em estado natural e no estado saturado, para que a situação mais crítica seja analisada. O software usado para determinar o coeficiente de segurança do talude foi o GEO5, usando os métodos de Fellenius e Bishop Simplificado. O talude foi considerado como estável ou instável de acordo com a figura 17.

3.5 MÉTODOS PARA ESTABILIZAÇÃO DO TALUDE

3.5.2 Retaludamento

Esse é um método de solução simples, pois a parte geotécnica permanece a mesma e apenas a geométrica é alterada. Através do software GEO5, a nova geometria do talude foi definida, utilizando os dados do solo no estado saturado, para que no caso mais crítico o novo talude atinja o fator de segurança de 1,5, critério mínimo exigido pela NBR 11682/2009.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 VISITA AO LOCAL

Ao visitar o local observou-se, que parte do talude colapsou, sofrendo processo de escorregamento de massas. Não é sabido o período que ocorreu o deslizamento. Na figura 43, podemos observar a parte do talude que sofreu com o processo de deslizamento.

Figura 43 - Maciço em estudo

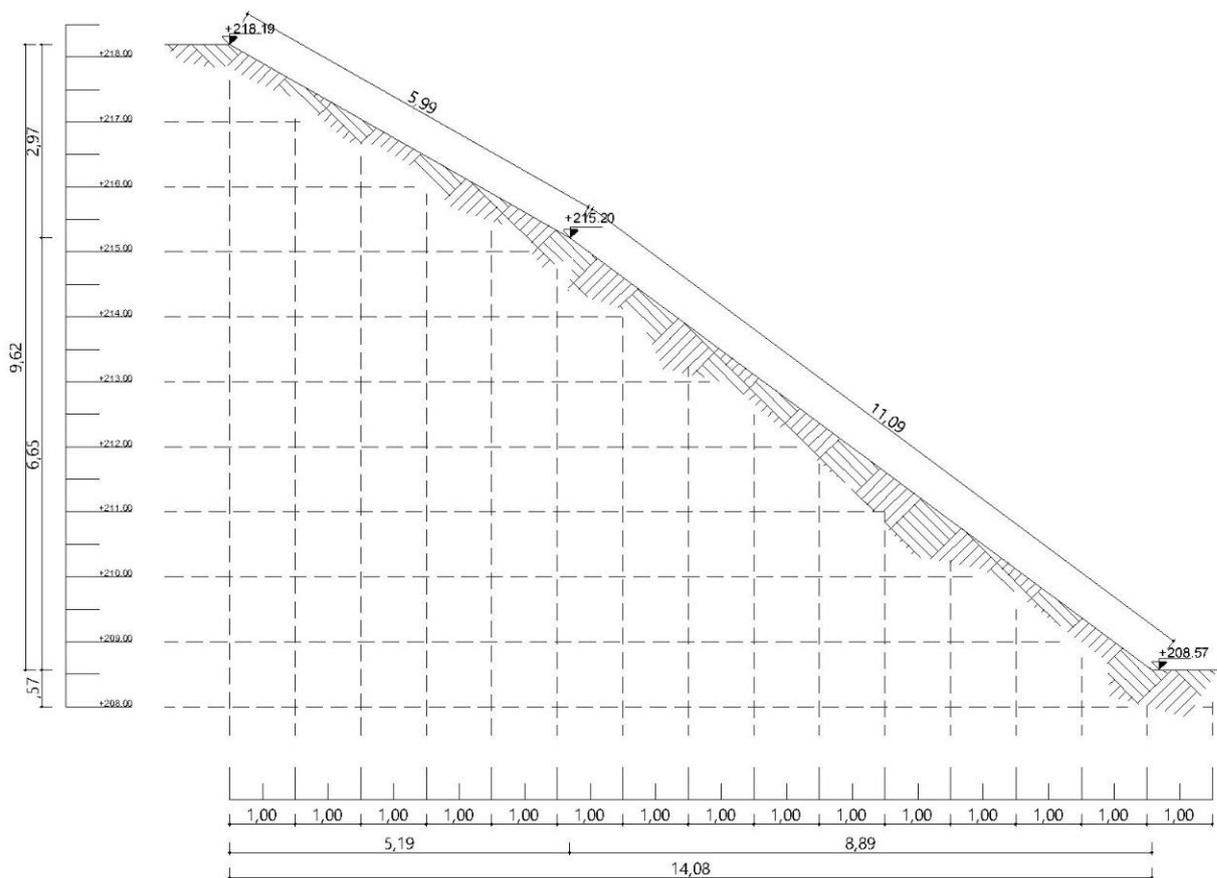


Fonte: Autor (2018)

4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOMÉTRICA

Através do aplicativo C7 GPS Dados foram obtidos dois pontos, no pé e crista do talude. O ponto localizado no pé do talude foi definido com coordenadas $10^{\circ} 17' 11,915''S$ $48^{\circ} 20'14,27''W$ e altitude 208,57 metros acima do nível do mar e o ponto localizado na crista do talude com coordenadas $10^{\circ} 17' 12,66''S$ $48^{\circ} 20'14,27''W$ e altitude de 218,19 metros acima do nível do mar. Os dados levantados foram inseridos no programa AutoCAD, sendo possível o levantamento do perfil do talude, apresentado na figura 44.

Figura 44 - Perfil da seção



Fonte: Autor (2018)

4.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

4.3.1 Peso específico

Foram analisadas as três amostras, necessárias para a obtenção dos seguintes parâmetros do solo, peso específico natural e saturado, depois aplicadas as equações que definem essas propriedades.

Amostra 01, em estado natural:

$$\gamma_1 = \frac{1717 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\gamma_1 = 1,759 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_1 = 19,64 \text{ KN/m}^3$$

Amostra 02, em estado natural:

$$\gamma_1 = \frac{1820 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\gamma_1 = 1,864 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_1 = 18,64 \text{ KN/m}^3$$

Amostra 03, em estado natural:

$$\gamma_1 = \frac{1712 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\gamma_1 = 1,754 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_1 = 17,54 \text{ KN/m}^3$$

Média, em estado natural:

$$\gamma_m = \frac{17,59 + 18,64 + 17,54}{3}$$

$$\gamma_m = 17,92 \text{ KN/m}^3$$

Com o peso específico de 17,92 KN/m³ o solo foi classificado como uma argila de consistência média, segundo a figura 45.

Figura 45 - Peso específico de solos argilosos

N (golpes)	Consistência	Peso específico (kN/m³)
≤ 2	Muito mole	13
3 - 5	Mole	15
6 - 10	Média	17
11 - 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy, (1972) *apud* Soares, (2009)

Amostra 01, em estado saturado:

$$\gamma_1 = \frac{2313 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\gamma_1 = 2,370 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_1 = 23,70 \text{ KN/m}^3$$

Amostra 02, em estado saturado:

$$\gamma_1 = \frac{2496 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\gamma_1 = 2,557 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_1 = 25,57 \text{ KN/m}^3$$

Amostra 03, em estado saturado:

$$\gamma_1 = \frac{2257 \text{ g}}{976,10 \text{ cm}^3}$$

$$\gamma_1 = 2,312 \text{ g/cm}^3$$

$$\gamma_1 = 23,12 \text{ KN/m}^3$$

Média, em estado saturado:

$$\gamma_m = \frac{23,70 + 25,57 + 23,12}{3}$$

$$\gamma_m = 24,13 \text{ KN/m}^3$$

4.3.2 Teor de umidade

O teor de umidade foi obtido para todas as 3 amostras deformadas, sendo obtidas através da equação 17.

Amostra 01:

$$h_1 = \frac{64,3 - 58,6}{58,6} \times 100\%$$

$$h_1 = 9,73\%$$

Amostra 02:

$$h_1 = \frac{83,2 - 77,5}{77,5} \times 100\%$$

$$h_1 = 7,35\%$$

Amostra 03:

$$h_1 = \frac{70,4 - 63,8}{63,8} \times 100\%$$

$$h_1 = 10,34\%$$

Média:

$$h_m = \frac{9,73 + 7,35 + 10,34}{3}$$

$$h_m = 9,14\%$$

4.3.3 Cisalhamento direto

Feito o ensaio de cisalhamento direto com o solo no estado natural, foram obtidos os dados necessários para a confecção das tabelas 1, 2, 3 e 4 gerando os gráficos 1, 2, 3 e 4, que relacionam a tensão tangencial com o deslocamento horizontal. Em cada gráfico foi observado um ponto máximo, compilando-os na tabela 5 e gerando o gráfico 5, foi possível através de um ajuste linear a obtenção da coesão e ângulo de atrito interno do solo no estado natural.

No ensaio de cisalhamento direto com o solo saturado foi feito o mesmo procedimento, foram produzidas as tabelas 6, 7 e 8 gerando os gráficos 6, 7, e 8. E seus valores máximos compilados na tabela 9 expressa pelo gráfico 9, feito então o ajuste linear e encontrando os valores da coesão e ângulo de atrito interno do solo saturado.

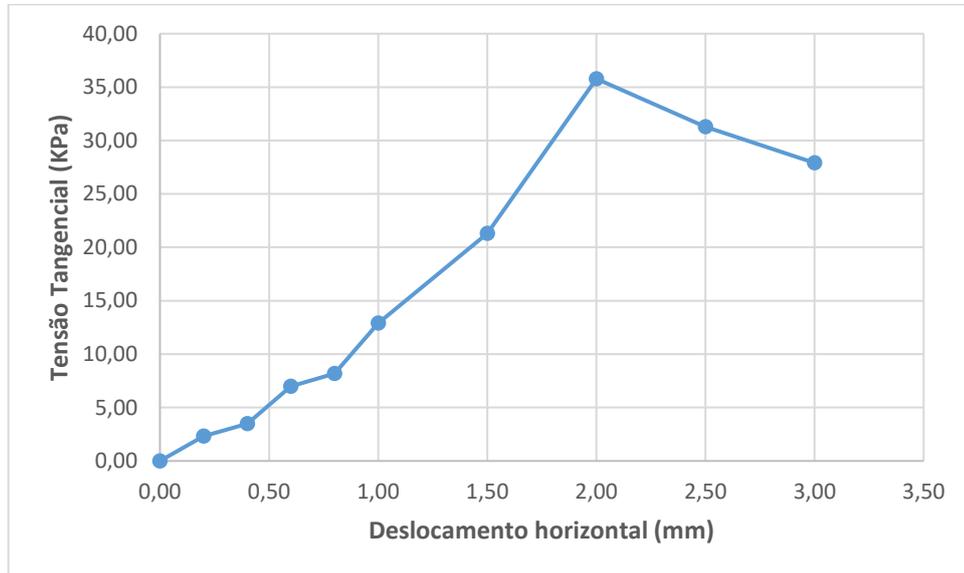
4.3.3.1 Solo Natural

Tabela 1 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 27,78 KPa

CARREGAMENTO DE 10 KG				
Área da amostra (m ²)	0,0036	Força Normal (KN)	0,1	
Tensão Normal (Kpa)	27,78			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm)	Tensão Normal Corrigida	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0,00	27,78	0,00	0,00
0,20	10,00	27,87	8,30	2,31
0,40	15,00	27,96	12,45	3,48
0,60	30,00	28,06	24,90	6,99
0,80	35,00	28,15	29,05	8,18
1,00	55,00	28,25	45,65	12,90
1,50	90,00	28,49	74,70	21,28
2,00	150,00	28,74	124,50	35,78
2,50	130,00	28,99	107,90	31,28
3,00	115,00	29,24	95,45	27,91

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 1 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 27,78 KPa



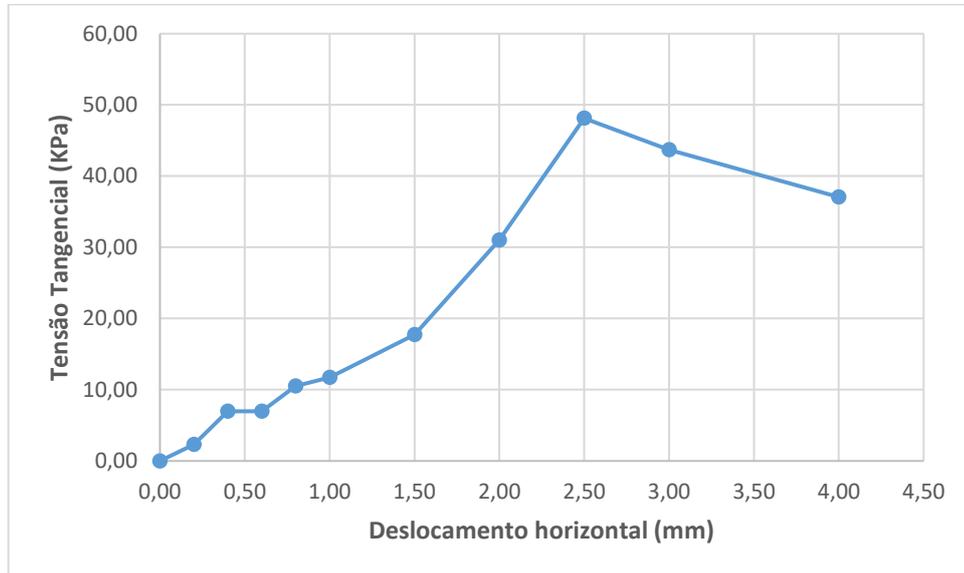
Fonte: Autor (2018)

Tabela 2 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 55,56 KPa

CARREGAMENTO DE 20 KG				
Área da amostra (m ²)	0,0036	Força Normal (KN)	0,20	
Tensão Normal (Kpa)	55,56			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm)	Tensão Normal Corrigida	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0,00	55,56	0,00	0,00
0,20	10,00	55,74	8,30	2,31
0,40	30,00	55,93	24,90	6,96
0,60	30,00	56,12	24,90	6,99
0,80	45,00	56,31	37,35	10,52
1,00	50,00	56,50	41,50	11,72
1,50	75,00	56,98	62,25	17,74
2,00	130,00	57,47	107,90	31,01
2,50	200,00	57,97	166,00	48,12
3,00	180,00	58,48	149,40	43,68
4,00	150,00	59,52	124,5	37,05

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 2 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 55,56 KPa



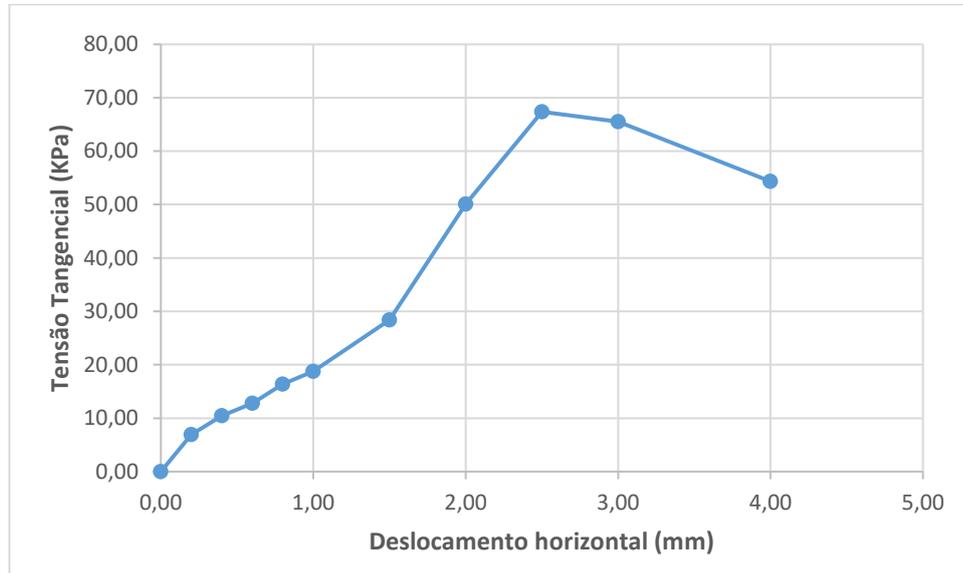
Fonte: Autor (2018)

Tabela 3 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 83,33 KPa

CARREGAMENTO DE 30 KG				
Área da amostra (m ²)	0,0036	Força Normal (KN)	0,3	
Tensão Normal (Kpa)	83,33			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm)	Tensão Normal Corrigida	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0,00	83,33	0,00	0,00
0,20	30,00	83,61	24,90	6,94
0,40	45,00	83,89	37,35	10,44
0,60	55,00	84,18	45,65	12,81
0,80	70,00	84,46	58,10	16,36
1,00	80,00	84,75	66,40	18,76
1,50	120,00	85,47	99,60	28,38
2,00	210,00	86,21	174,30	50,09
2,50	280,00	86,96	232,40	67,36
3,00	270,00	87,72	224,10	65,53
4,00	220,00	89,29	182,60	54,35

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 3 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 83,33 KPa



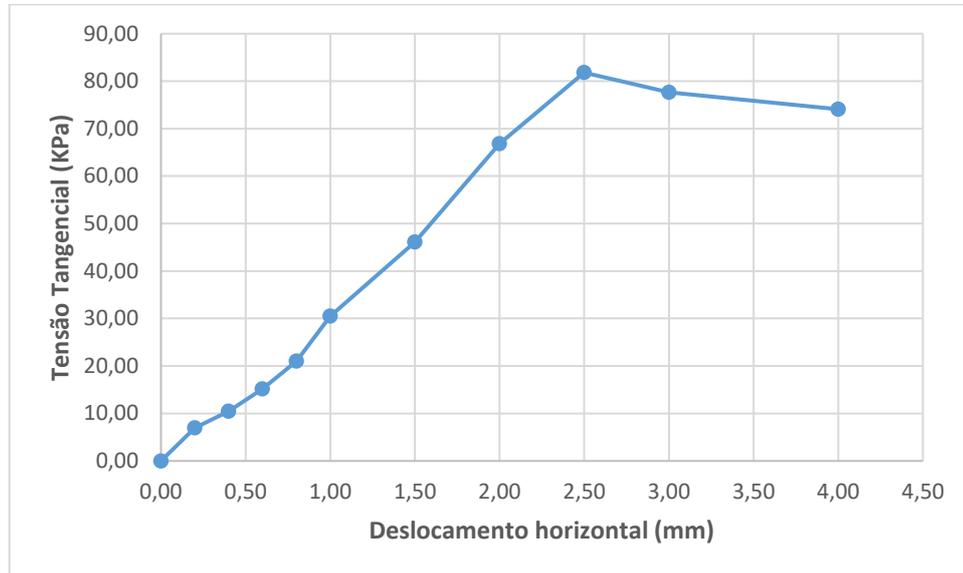
Fonte: Autor (2018)

Tabela 4 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 166,67 KPa

CARREGAMENTO DE 60 KG				
Área da amostra (m ²)	0,0036	Força Normal (KN)	0,6	
Tensão Normal (Kpa)	166,67			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm)	Tensão Normal Corrigida	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0,00	166,67	0,00	0,00
0,20	30,00	167,22	24,90	6,94
0,40	45,00	167,79	37,35	10,44
0,60	65,00	168,35	53,95	15,14
0,80	90,00	168,92	74,70	21,03
1,00	130,00	169,49	107,90	30,48
1,50	195,00	170,94	161,85	46,11
2,00	280,00	172,41	232,40	66,78
2,50	340,00	173,91	282,20	81,80
3,00	320,00	175,44	265,60	77,66
4,00	300,00	178,57	249,00	74,11

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 4 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 166,67 KPa



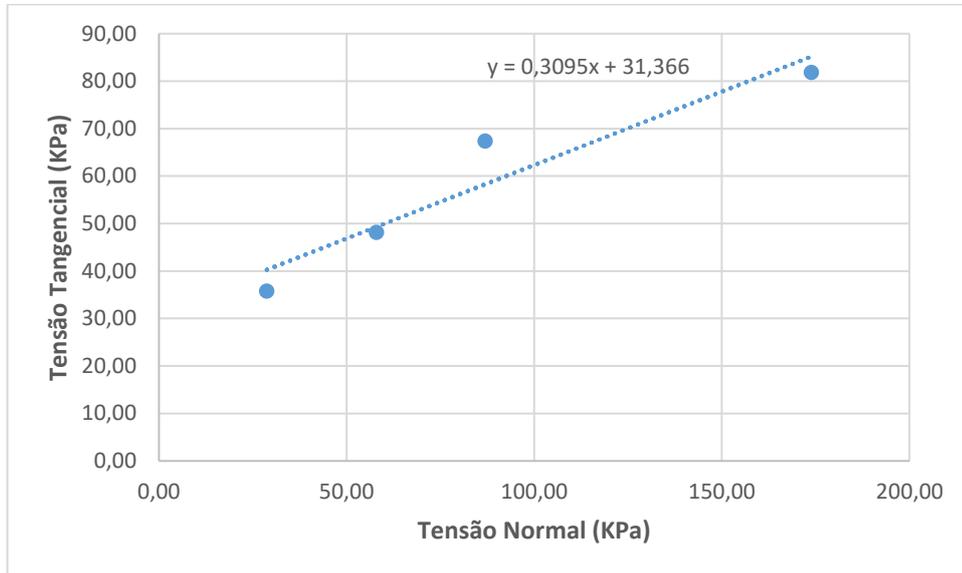
Fonte: Autor (2018)

Tabela 5 - Quadro de resumo de tensões tangenciais e normais

AMOSTRA	TENSÃO NORMAL (Kpa)	TENSÃO TANGENCIAL (Kpa)
1	28,74	35,78
2	57,97	48,12
3	87,0	67,36
4	173,9	81,80

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 5 - Envoltória de resistência



Fonte: Autor (2018)

De acordo com a equação do gráfico 5, temos que a coesão é representada como o coeficiente linear e o ângulo de atrito o coeficiente angular da equação, portanto a coesão encontrada foi de 31,366 KPa e ângulo de atrito $17,20^\circ$.

O valor da coesão do solo é tido como coerente, pois segundo a classificação através do peso específico, o solo é uma argila média. A figura 46 classifica a argila quanto a sua coesão e consistência.

Figura 46 - Coesão de argilas

N (golpes)	Consistência	Coesão (kPa)
< 2	Muito mole	< 10
2 – 4	Mole	10 – 25
4 – 8	Média	25 – 50
8 – 15	Rija	50 – 100
15 – 30	Muito Rija	100 – 200
>30	Dura	> 200

Fonte: Alonso (1983)

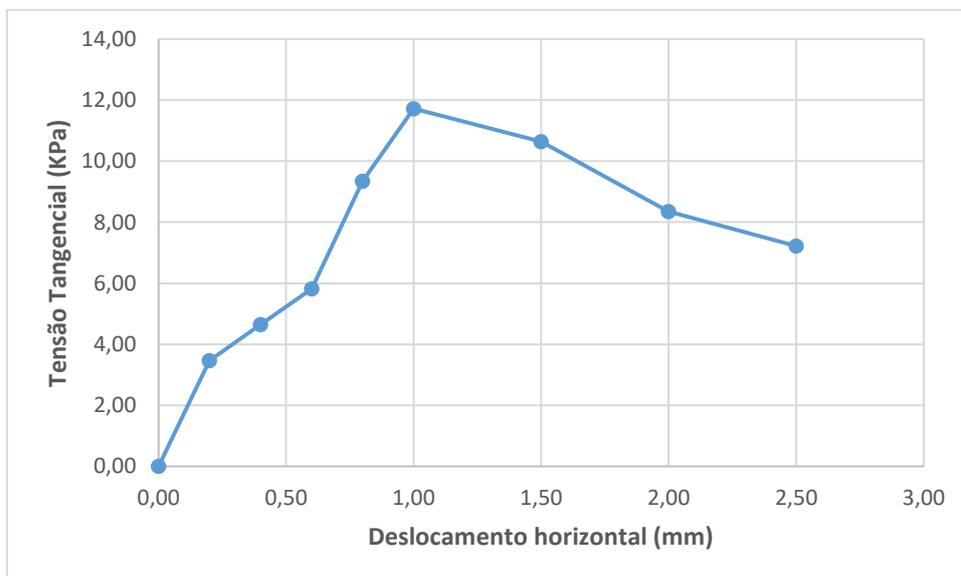
4.3.3.2 Solo Saturado

Tabela 6 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 27,78 KPa

CARREGAMENTO DE 10 KG				
Área da amostra (m ²)	0,0036	Força Normal (KN)	0,1	
Tensão Normal (Kpa)	27,78			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm)	Tensão Normal Corrigida	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0	27,78	0,00	0,00
0,20	15	27,87	12,45	3,47
0,40	20	27,96	16,60	4,64
0,60	25	28,06	20,75	5,82
0,80	40	28,15	33,20	9,35
1,00	50	28,25	41,50	11,72
1,50	45	28,49	37,35	10,64
2,00	35	28,74	29,05	8,35
2,50	30	28,99	24,90	7,22

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 6 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 27,78 KPa



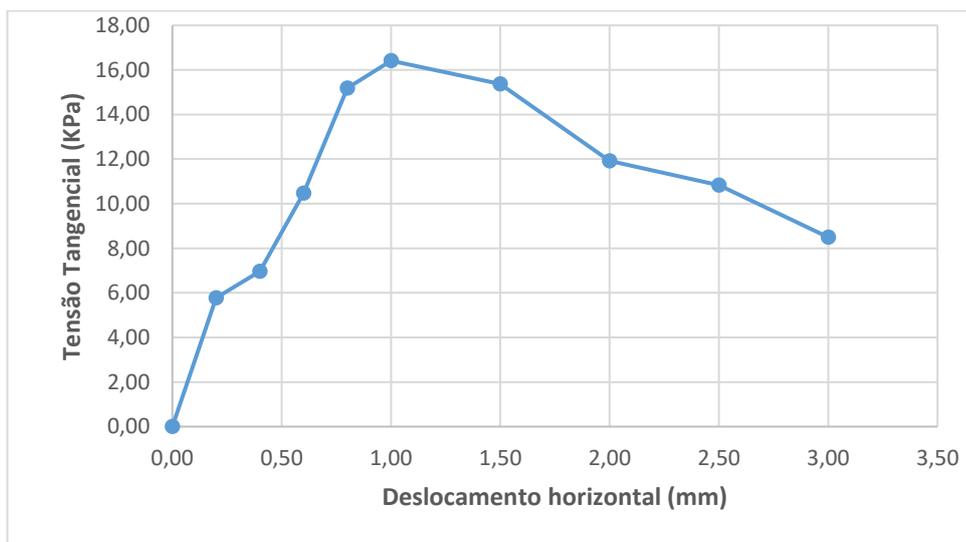
Fonte: Autor (2018)

Tabela 7 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 55,56 KPa

CARREGAMENTO DE 20 KG				
Área da amostra (m ²)	0,0036	Força Normal (KN)		0,20
Tensão Normal (Kpa)	55,56			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm)	Tensão Normal Corrigida	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0	55,56	0,00	0,00
0,20	25	55,74	20,75	5,78
0,40	30	55,93	24,90	6,96
0,60	45	56,12	37,35	10,48
0,80	65	56,31	53,95	15,19
1,00	70	56,50	58,10	16,41
1,50	65	56,98	53,95	15,37
2,00	50	57,47	41,50	11,93
2,50	45	57,97	37,35	10,83
3,00	35	58,48	29,05	8,49

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 7 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 55,56 KPa



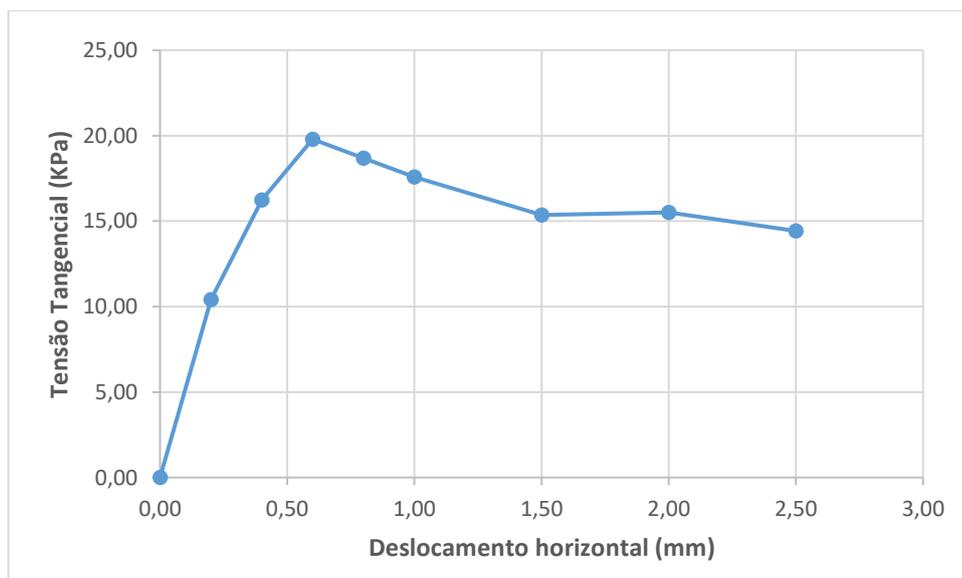
Fonte: Autor (2018)

Tabela 8 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 83,33 KPa

CARREGAMENTO DE 30 KG				
Área da amostra (m ²)	0,0036	Força Normal (KN)	0,3	
Tensão Normal (Kpa)	83,33			
Deslocamento Horizontal (mm)	Leitura Anel Dinamométrico (x10 ⁻³ mm)	Tensão Normal Corrigida	Força Tangencial (N)	Tensão Tangencial (KPa)
0,00	0,00	83,33	0,00	0,00
0,20	45,00	83,61	37,35	10,41
0,40	70,00	83,89	58,10	16,25
0,60	85,00	84,18	70,55	19,80
0,80	80,00	84,46	66,40	18,69
1,00	75,00	84,75	62,25	17,58
1,50	65,00	85,47	53,95	15,37
2,00	65,00	86,21	53,95	15,50
2,50	60,00	86,96	49,80	14,43

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 8 - Curva Tensão X Deslocamento para tensão normal de 83,33 KPa



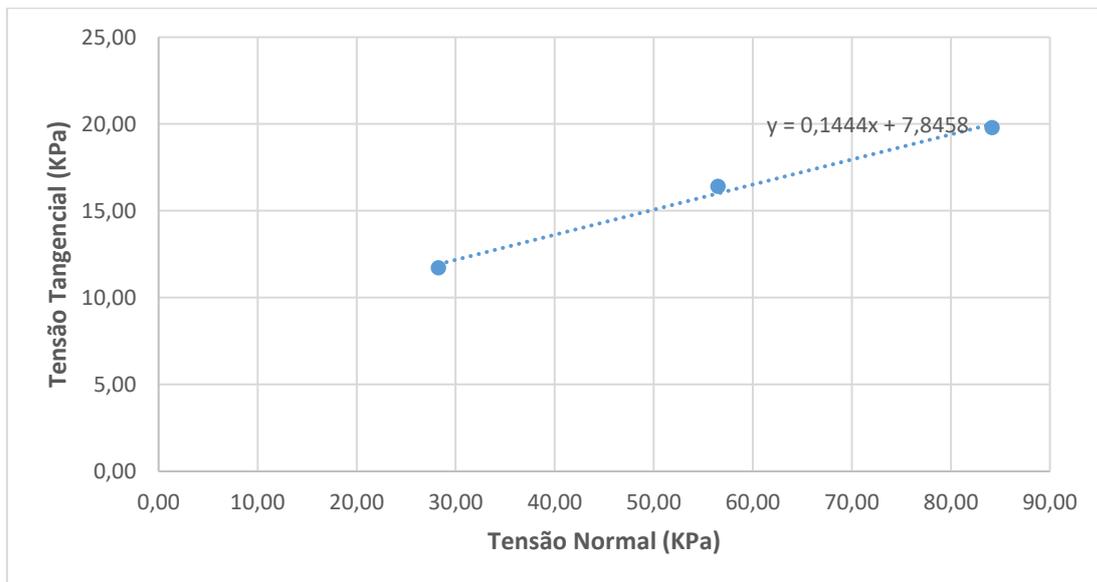
Fonte: Autor (2018)

Tabela 9 - Quadro de resumo de tensões normais e tangenciais

AMOSTRA	TENSÃO NORMAL (Kpa)	TENSÃO TANGENCIAL (Kpa)
1	28,25	11,72
2	56,50	16,41
3	84,18	19,80

Fonte: Autor (2018)

Gráfico 9 - Envoltória de resistência



Fonte: Autor (2018)

Através da equação da curva foi determinado para o solo saturado uma coesão de 7,846 KPa e ângulo de atrito 8,22°. Como descrito anteriormente o equipamento do laboratório de solo do CEULP/Ulbra não é o mais aconselhável para a realização do ensaio de cisalhamento com o solo saturado.

Segundo Fredlund et al. (1978) apud Cardoso Jr. (2006), o ângulo de atrito deve ser igual para o solo no estado natural e saturado, mesmo tendo uma diferença na sucção. Houve uma divergência quanto aos valores do solo no estado natural e saturado.

Pinto (2006), diz que a coesão de um solo saturado pode ser afetada em até 80%, em relação a condição não saturada e o ângulo de atrito interno permanece inalterado. Entretanto como o solo não está submerso dificilmente será saturado ao nível de perder todo esse valor de sua coesão.

De acordo com a figura 34, o solo saturado perde parte de sua coesão por falta da sucção, foi estimado o valor para a coesão do solo no estado saturado.

A partir desses parâmetros que foram descritos acima, foi aplicado uma minoração de 42,62% na coesão do solo no estado natural de 31,37, tendo um valor 18 KPa para o solo no estado saturado.

4.4 DETERMINAÇÃO DA ESTABILIDADE DA SEÇÃO INICIAL

A determinação do fator de segurança para o talude foi apresentada para as seções com o solo no estado natural e saturada.

Para as análises da estabilidade inicial do talude foram usados os seguintes parâmetros, contidos na tabela 10.

Tabela 10 - Parâmetros do solo em estudo

PARÂMETRO	VALOR
Peso específico no estado natural	17,92 KN/m ³
Peso específico no estado saturado	24,13 KN/m ³
Teor de umidade médio	9,14%
Coesão no estado natural	31,37 Kpa
Coesão no estado saturado	18 Kpa
Ângulo de atrito	17,20°

Fonte: Autor (2018)

4.4.1 Seção Natural

A figura 47 apresenta os dados necessários para a determinação do fator de segurança do solo no estado natural.

Figura 47 - Parâmetros do solo no estado natural

Adicionar novos solos

— Identificação

Nome : Argila Natural

— Dados base

Peso volúmico : $\gamma = 17,92$ [kN/m³]

Estado de tensão : efetivo

Ângulo de atrito interno : $\phi_{ef} = 17,20$ [°]

Coesão do solo : $c_{ef} = 31,37$ [kPa]

— Computação de empuxos

Cálculo da pressão hidrostática : padrão

Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 17,92$ [kN/m³]

— Folheação

Folheação do solo : não considerado

Desenhar

Cor

Categoria de modelos
GEO

Padrão

Argila

Classificação

Classificar

Limpar

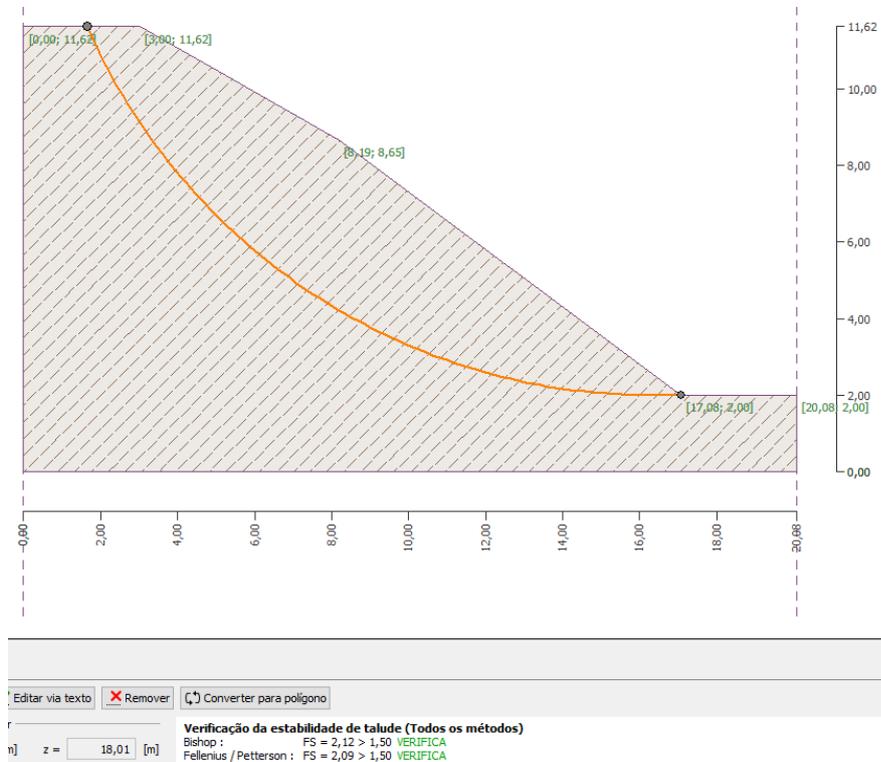
+ Adicionar

X Cancelar

Fonte: Autor (2018)

Aplicando os dados das características do solo no estado natural e o levantamento da geometria, foi possível calcular o fator de segurança, conforme a figura 48.

Figura 48 - Análise do Fator de Segurança para o solo no estado natural



Fonte: Autor (2018)

Pode-se observar que em decorrência da alta coesão do solo em seu estado natural o talude permaneceu estável. A provável causa da instabilidade do talude foi um fator externo.

4.4.2 Seção Saturada

A figura 49 apresenta os dados necessários para a determinação do fator de segurança do solo no estado saturado.

Figura 49 - Parâmetros do solo no estado saturado

Adicionar novos solos

Identificação
Nome : Argila Saturada

Dados base
Peso volúmico : $\gamma = 24,13$ [kN/m³]
Estado de tensão : efetivo
Ângulo de atrito interno : $\phi_{ef} = 17,20$ [°]
Coesão do solo : $c_{ef} = 18,00$ [kPa]

Computação de empuxos
Cálculo da pressão hidrostática : padrão
Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 24,13$ [kN/m³]

Folheação
Folheação do solo : não considerado

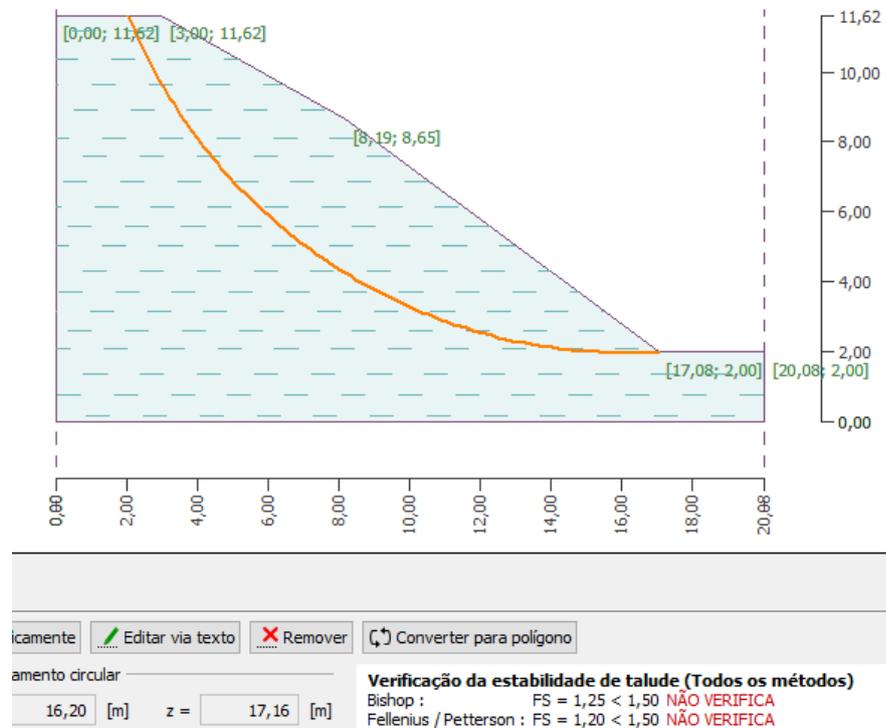
Desenhar
Cor
Categoria de modelos : GEO
Padrão : Argila

Classificação
Classificar
Limpar
Adicionar
Cancelar

Fonte: Autor (2018)

Aplicando os dados das características do solo no estado saturado e o levantamento da geometria, foi possível calcular o fator de segurança, conforme a figura 50.

Figura 50 - Análise do Fator de Segurança para o solo no estado natural



Fonte: Autor (2018)

O talude no estado saturado mostrou-se instável, necessitando assim de um novo projeto geométrico que atenda o fator de segurança mínimo para o talude possa ser considerado estável na situação mais crítica, o solo no estado saturado.

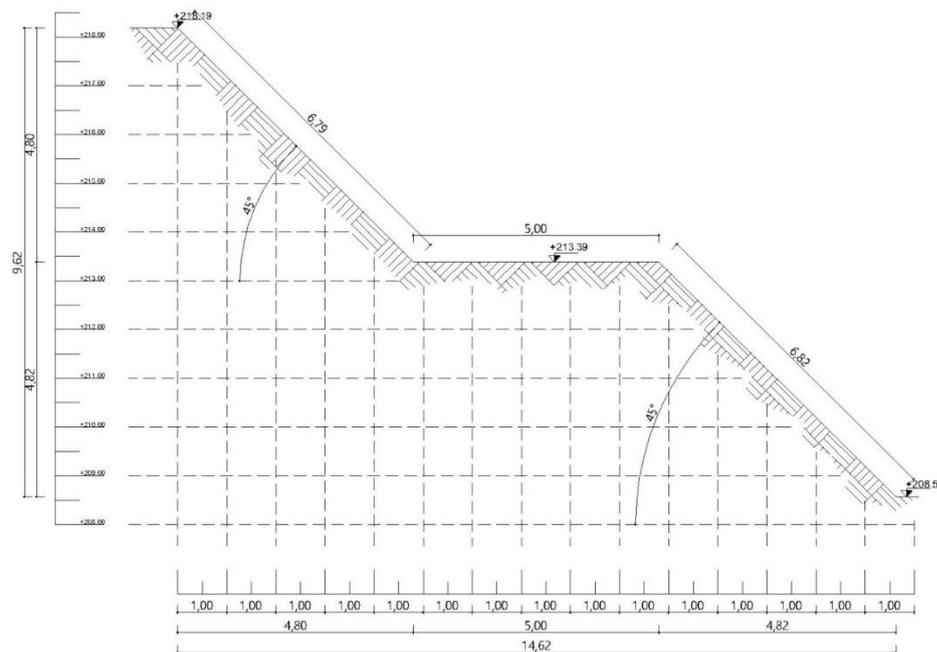
4.5 PROJETO DE RECUPERAÇÃO DA ENCOSTA COLAPSADA

4.5.1 Retaludamento

q

Através das ferramentas computacionais AutoCAD e GEO5, foi determinado a geometria para o projeto de retaludamento, conforme a figura 51. O projeto foi determinado de maneira que atendesse o fator de segurança mínimo, descrito pela norma NBR 11682/2009.

Figura 51 - Projeto de retaludamento



Fonte: Autor (2018)

Foram considerados os parâmetros do solo saturado, exemplificados na figura 52, para a determinação do projeto de retaludamento, pois o mesmo apresenta as características mais críticas, por seu peso específico maior e sua menor coesão.

Figura 52 - Parâmetros do solo no estado saturado para o retaludamento

Adicionar novos solos

— Identificação

Nome : Argila Saturada

— Dados base

Peso volúmico : $\gamma = 24,13$ [kN/m³]

Estado de tensão : efetivo

Ângulo de atrito interno : $\phi_{ef} = 17,20$ [°]

Coesão do solo : $c_{ef} = 18,00$ [kPa]

— Computação de empuxos

Cálculo da pressão hidrostática : padrão

Peso volúmico saturado : $\gamma_{sat} = 24,13$ [kN/m³]

— Folheação

Folheação do solo : não considerado

Desenhar

Cor

Categoria de modelos
GEO

Padrão

Argila

Classificação

Classificar

Limpar

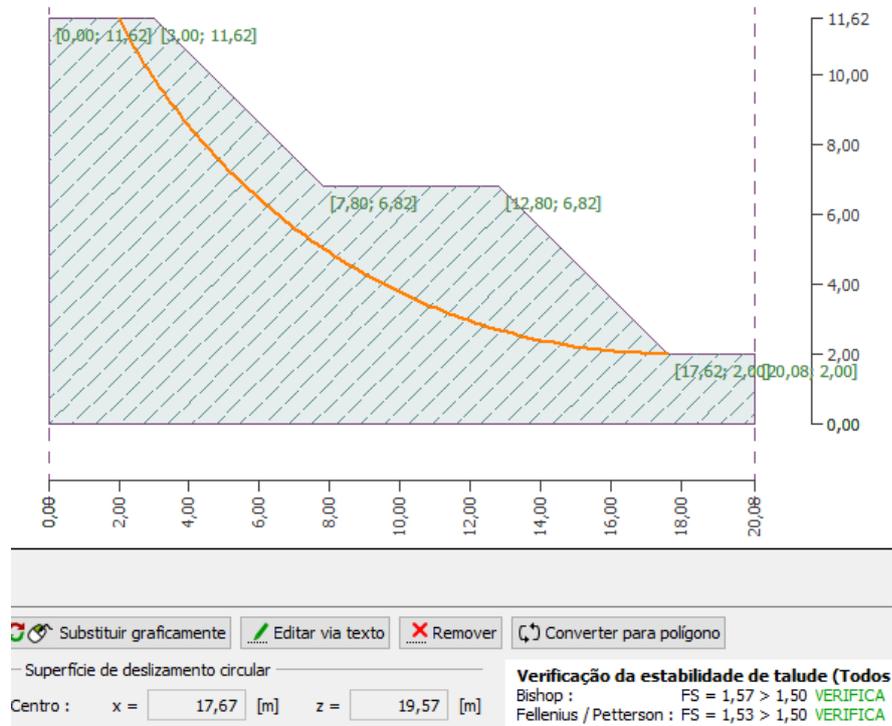
+ Adicionar

X Cancelar

Fonte: Autor (2018)

Após todos os dados serem inseridos no software, o coeficiente de segurança foi calculado, figura 53.

Figura 53 - Análise do Fator de Segurança para o projeto de retaludamento



Fonte: Autor (2018)

A figura 51 apresenta o fator de segurança para o projeto de retaludamento. Foi possível observar que mantendo as características geotécnicas e apenas mudando a geometria do talude, foi possível a sua estabilização.

5 CONCLUSÕES

A seção que foi submetida a esse estudo colapsou pelo escorregamento de massa e apresenta um talude instável, sendo a saturação do solo a sua mais provável causa, pois o solo se apresentou estável na condição natural, mas instável na condição saturada. A análise para constatação foi realizada pela determinação das características do solo e com o auxílio de *software* computacional verificou-se a estabilidade da encosta para o solo no estado natural e saturado. Foi necessária então, a realização de intervenções, onde o retaludamento foi a solução. O projeto geométrico dimensionado se mostrou confiável, pois através da análise pelo software foi determinado um fator de segurança superior a 1,5.

O projeto de retaludamento possui métodos de execução simples, não sendo necessária a mão de obra especializada, diferente de outros métodos de estabilização de encostas, como o gabião. Por apresentar um baixo custo, comparado a outros métodos de estabilização, pois apenas será redesenhada a geometria para a nova seção, não necessitando de estruturas.

O projeto de retaludamento possui uma berma de 5 metros de comprimento, sendo o talude superior de 1,0(V):1,0(H) e o talude inferior de 1,0(V):1,0(H). O novo talude apresentou um fator de segurança superior a 1,5 para os métodos em que o mesmo foi submetido, 1,53 para o método de Fellenius e 1,57 para o método de Bishop.

Para o talude não se encontrar em situações limites deve-se implementar elementos drenantes, a infiltração da água no solo através da precipitação é a principal causa dessa saturação, fazendo com que elementos de drenagem superficial sejam imprescindíveis para a estabilidade da nova seção.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção da água. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solos Determinação do Limite Liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solos-Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro: ABNT, 2001. 17 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solos Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solos – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 1984. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7183**: Determinação do limite e relação de contração de solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1982. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7185**: Solos Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 7 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9813**: Solos Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro: ABNT, 1987. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 11682**: Estabilidade de encostas. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 27 p.

BORGES, Alberto de Campos. **Topografia**: Aplicada a Engenharia Civil. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2013. 191 p. Volume 1.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações – Volume 1**. 6 ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996. 234 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações – Volume 2**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 1987. 494 p.

DAS, Braja M.. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Thomson Learnig, 2007. 559 p. Tradução da 6ª edição norte-americana.

FIORI, Alberto Pio; CARMIGNANI, Luigi. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**: aplicações na estabilidade de taludes. 2. ed. 2009: UFPR, 2009. 604 p.

MASSAD, Faiçal. **Obras de terra**: curso básico de geotecnia. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MOLITERNO, A. Caderno de Muros de Arrimo. Ed. 2. São Paulo: Edgard Blucher, 1980.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. São Paulo: LTC Editores, 2007. 386 p.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 367 p.

QUEIROZ, Rudney C.. **Geologia e geotecnia básica para a engenharia civil**. São Carlos: Rima, 2009. 406 p.

SCHNAID, Fernando. **Ensaio de Campo**: e suas aplicações à Engenharia de Fundações. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189 p.

VARGAS, Milton. **Introdução a mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-hill, 1977. 509 p.

ANEXOS