



**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

**Tallyson Rafael Ramos de Oliveira**

**ELABORARAÇÃO DE PROJETO DE TALUDE DE ATERRO PARA  
ORLA DE MONTE SANTO -TO**

**Palmas -TO  
2017**

**Tallyson Rafael Ramos de Oliveira**

**ELABORAR PROJETO DE TALUDE DE ATERRO PARA ORLA DE  
MONTE SANTO -TO**

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão de Curso (TCC II) do curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Msc. Edivaldo Alves dos Santos.

**Palmas -TO  
2017**



# CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607, de 17/10/05, D.O.U. nº 202, de 20/10/2005  
ASSOCIAÇÃO EDUCACIONAL LUTERANA DO BRASIL

TALLYSON RAFAEL RAMOS DE OLIVEIRA

## ELABORARAÇÃO DE PROJETO DE TALUDE DE ATERRO PARA ORLA DE MONTE SANTO –TO

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina TCC II do Curso de Engenharia Civil, orientado pelo Professor Msc. Edivaldo Alves dos Santos.

Aprovado em \_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de 2017.

### BANCA EXAMINADORA

Prof. Msc. Edivaldo Alves dos Santos.  
Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. M.Sc. Elizabeth Hernández Zubeldia  
Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. Esp. Euzir Pinto Chagas  
Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas -TO  
2017

Dedico este trabalho aos meus pais, Meira Matos e Maria das Mercês, aos meus irmãos, Tony, Tamyson e Thamyres, a minha esposa, Marilúcia e minha filha, Tauane, pois foram a força motriz, para que eu nunca desistisse deste objetivo.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a DEUS, por me proporcionar mais uma vitória em minha vida, porque sei que essa é apenas mais uma vitória das muitas que virão.

Agradeço também aos meus pais, Meira Matos e Maria das Mercês, aos meus irmãos, Tony, Tamyson e Thamyres, à minha esposa, Marilúcia e à minha filha, Tauane, que sempre me apoiaram durante toda essa jornada.

Agradeço também aos meus amigos, professores e mestres que direta ou indiretamente, contribuíram para essa conquista.

Agradeço também ao meu orientador o Prof. Msc. Edivaldo Alves dos Santos, que muito me influenciou na escolha do tema deste trabalho, e que tive o prazer de absorver um pouco de seu conhecimento.

## RESUMO

Para projetar um talude de aterro é necessário conhecer todos os fatores condicionantes para a estabilidade do maciço de terra, isto é, conhecer a topografia do local do projeto e as características geotécnicas do solo a ser utilizado na estrutura. Para o estudo inicial deve-se, primeiramente, fazer a classificação do solo conforme suas propriedades físicas (humidade, vazios, etc) e mecânicas (ângulo de atrito, coesão, resistência ao cisalhamento, etc). Para a análise dos solos a NBR 6502-95 apresenta uma classificação conforme a granulometria dos mesmos. Posteriormente deve ser feitas análises para avaliar a estabilidade do talude como forma de evitar possíveis riscos de escorregamentos, que se dá pelo movimento de massa de forma rápida.

Como forma de reduzir as consequências ambientais dos deslizamentos algumas medidas podem ser tomadas visando proteger os taludes. A análise da estabilidade pode ser feita por meio do projeto que consiste basicamente em estudar as condições hidrostáticas, os esforços internos e externos, além das características de todas as camadas envolvidas. Existem três tipos de métodos para a análise de taludes: métodos observacionais, analíticos e numéricos.

Neste trabalho foi feita uma análise de um talude usando um software computacional para a determinação da estabilidade do mesmo. Os resultados encontrados foram posteriormente comparados com os valores estabelecidos por norma, onde observou-se que os resultados alcançados foram significativamente satisfatórios.

**Palavras-chave:** talude, dimensionamento, solos, geotécnicas, coesão, ângulo de atrito, topografia.

## ABSTRACT

In order to design a landfill slope, it is necessary to know all the factors conditioning the stability of the land mass, that is, to know the topography of the project site and the geotechnical characteristics of the soil to be used in the structure. For the start study it is necessary to first classify the soil according to its physical properties (humidity, voids, etc.) and mechanical (angle of friction, cohesion, shear strength, etc.). For soil analysis the NBR 6502-95 presents a classification according to the granulometry of the same. Subsequently, analyzes should be carried out to evaluate the stability of the slope as a way of avoiding possible risks of landslides, which is caused by the mass movement in a fast way.

As a way to reduce the environmental consequences of landslides some measures can be taken to protect the slopes. The stability analysis can be done through the design that basically consists of studying the hydrostatic conditions, the internal and external stresses, besides the characteristics of all the layers involved. There are three types of methods for slope analysis: observational, analytical and numerical methods.

In this work, a slope analysis was performed using computational software to determine its stability. The results were later compared to the values established by norm, where it was observed that the results achieved were significantly satisfactory.

**Key words:** slope, sizing, soils, geotechnical, cohesion, friction angle, topography.

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 01 - Coleta de amostra deformada .....	22
Figura 02 Coleta de amostra deformada .....	22
Figura 03 - Moldagem da amostra indeformada .....	23
Figura 4 – Confinamento da amostra indeformada .....	23
Figura 5 - Retirada da amostra indeformada .....	23
Figura 06 – Sondagem a trado manual .....	23
Figura 07 – Trados manuais .....	24
Figura 08 – Execução e equipamentos de uma sondagem a percussão .....	25
Figura 09 – Método do frasco de areia .....	26
Figura 10 – Escala granulométrica ABNT .....	29
Figura 11 - Esquema das relações entre os diferentes estados de um solo argiloso e os limites de consistência.....	30
Figura 12 - Aparelho de Casagrande e o Cinzeis .....	31
Figura 13 - Amostra cilíndrica e gabarito para obtenção do Limite de Plasticidade .....	32
Figura 14 - Solo antes e após a contração total .....	33
Figura 15 – Proteção vegetal de talude com grama .....	33
Figura 16 – Ensaio de cisalhamento direto .....	35
Figura 17 - Taludes de corte e aterro.....	37
Figura 18 - Esquema de corrida detrítica. ....	39
Figura 19 - Ilustração de um escorregamento rotacional. ....	40
Figura 20 - Situação real de um escorregamento translacional.....	41
Figura 21 – Escorregamento em cunha .....	42
Figura 22 - Situação real de escorregamento em cunha.....	42
Figura 23 - Movimento de blocos .....	43
Figura 24 - Tombamento de blocos .....	43
Figura 25 – Desmoronamento de maciço rochoso .....	44
Figura 26 - Queda de blocos .....	44
Figura 27 – Esquema do método de Fellenius ou método das lamelas.....	47
Figura 28 – Lamela de Bishop .....	49
Figura 29 - Método de Jambu Simplificado.....	50
Figura 30 – Esforços na fatia n.....	51
Figura 31 - Análise de estabilidade de talude com o uso do software GeoStudio. ....	52
Figura 32 – Localização aerofotográfica do objeto de estudo .....	54

	9
Figura 33- Situação da Orla no período de estiagem. ....	55
Figura 34 - Aerofotografia da localização da jazida onde foi coletada amostra. ....	56
Figura 35 - Serviço de escavação. ....	57
Figura 36 - Acondicionamento do material em saco de fibra. ....	57
Figura 37 - Secagem prévia do material para que o mesmo possa ficar próximo da umidade higroscópica. ....	58
Figura 38 - Processo de pesagem da cápsula. ....	59
Figura 39 - Tabela de quantidade de amostra para análise granulométrica. ....	60
Figura 40 - Abertura da ranhura da amostra por meio do cinzel. ....	63
Figura 41 - Comparação do gabarito cilíndrico com o solo moldado. ....	65
Figura 42 - Preparação do material para compactação. ....	67
Figura 43 - Processo de compactação. ....	67
Figura 44 - Inserção do corpo de prova caixa bipartida. ....	68
Figura 45 - Instalação da conjunto superior da caixa bipartida. ....	68
Figura 46 - Ilustração do processo de montagem da caixa de cisalhamento direto. ....	69
Figura 47 - Lançamentos dos pontos no plano cartesiano. ....	71
Figura 48 - Configuração do material. ....	71
Figura 49 - Aplicação do Material ....	71
Figura 50 - Determinação da entrada de superfície de escorregamento e intervalo de saída ....	72
Figura 51- Dimensões das partículas ....	77
Figura 52 - Coesão de argilas ....	87
Figura 53 - Seção transversal do talude. ....	88
Figura 54 - Condição mais crítica do talude no período de estiagem. ....	89
Figura 55 - Condição mais crítica do talude no período chuvoso. ....	90
Figura 56 - Tabela de classificação quanto nível de segurança contra a perda de vidas humanas. .....	91
Figura 57 – Tabela de classificação quanto nível de segurança contra danos matérias ou ambientais. ....	91
Figura 58 - Local para onde o talude foi projetado. ....	92
Figura 59 - Tabela dos fatores de segurança mínimos para deslizamentos ....	92

**LISTA DE TABELAS**

Tabela 01 – Métodos de prospecção .....	20
Tabela 2 – Características dos principais grandes grupos de movimento de massa .....	38
Tabela 3 – Energia de compactação .....	66
Tabela 4 - Dados obtidos nos ensaios de massa específica .....	74
Tabela 5 - Peso dos materiais .....	75
Tabela 6- Tabela de análise granulométrica.....	76
Tabela 7 - Dados obtidos no ensaio do limite de liquidez. ....	78
Tabela 8 - Dados obtidos no ensaio do limite de liquidez. ....	80
Tabela 9 - Teor de Umidade.....	82
Tabela 10 - Dados do ensaio de compactação.....	82
Tabela 11 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 25,00 Kgf .....	84
Tabela 12 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50 Kgf .....	85
Tabela 13 - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 100,00 Kgf .....	86
Tabela 14 – Resumos das tensões normais e tangenciais “cisalhantes”. ....	86
Tabela 15 - Parâmetros do solo em estudo.....	88

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Análise das percentagem que passa x peneiras (mm).....	76
Gráfico 2 - Teor de umidade versos número de golpes.....	79
Gráfico 3 - Curva de compactação .....	83
Gráfico 4 - Curva Tensão X Deformação para tensão normal de 25,00 Kgf.....	84
Gráfico 5 - Curva Tensão X Deformação para tensão normal de 50,00 Kgf.....	85
Gráfico 6 - Curva Tensão X Deformação para tensão normal de 100,00 Kgf.....	86
Gráfico 7 - Envoltória de resistência.....	87

## SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO .....	14
1.1. Objetivos .....	15
1.1.1. <i>Objetivo Geral</i> .....	15
1.1.2 <i>Objetivos Específicos</i> .....	15
1.2. Justificativa.....	15
1.3. Problema.....	15
2. REFERENCIAL TEÓRICO .....	16
2.1. Solo.....	16
2.2. Classificação do Solo .....	16
2.2.1. <i>Testes de identificação dos solos pela inspeção expedita</i> .....	18
2.3. Investigação Geotécnica.....	19
2.3.1. <i>Investigação</i> .....	20
2.3.2. Métodos de Prospecção .....	20
2.3.3. <i>Métodos Diretos Manuais</i> .....	21
2.3.4 <i>Métodos Diretos Mecânicos</i> .....	24
2.3.5. <i>Índices físicos do solo</i> .....	25
2.3.6. <i>Limite de consistência</i> .....	30
2.5. Proteção dos taludes .....	33
2.5.1. <i>Métodos Biotecnológicos de Redução de Risco de Deslizamento</i> .....	33
2.3.7. <i>Ensaio de compactação</i> .....	34
2.3.8. <i>Cisalhamento direto</i> .....	35
2.4. Análise de Estabilidade de Talude .....	36
2.4.1. <i>Talude</i> 36	
2.4.2. <i>Movimento de Massa</i> .....	37
2.6. Fatores condicionantes dos escorregamentos.....	44
2.7. Métodos de estabilidade de taludes .....	45
2.7.1. <i>Métodos do Equilíbrio-Limite</i> .....	46
2.8. Métodos Computacionais.....	51
2.9. Observações segundo NBR - 11. 682/2009 .....	52
3. METODOLOGIA .....	54
3.1. Local para onde foi projetado o talude.....	54
3.2. Análise topográfica do local.....	55
3.3. Levantamento fotográfico .....	55
3.4. Determinação do local da jazida de empréstimo.....	55
3.5. Caracterização geotécnica da jazida de empréstimo .....	56
3.6. Amostragem .....	57
3.7 Determinação das características do solo.....	57
3.7. Determinação da massa específica .....	58
3.8 - Determinação do teor de umidade .....	59
3.9. Análise granulométrica .....	60
3.10. Determinação dos limites de consistência.....	62
3.10.1. <i>Determinação do Limite de Liquidez</i> .....	62
3.10.2. <i>Determinação do Limite de Plasticidade</i> .....	64
3.11. Ensaio de compactação .....	65
3.12. Cisalhamento Direto.....	67
3.13. Determinação da seção transversal do talude.....	70
3.14. Determinação da Estabilidade da Seção Inicial por meio do GeoStudio .....	70
3.15. Análise do talude .....	72
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES .....	74

	13
4.1. Massa especifica.....	74
4.2. Teor de umidade.....	75
4.3. Granulometria.....	76
4.4. Limite de liquidez.....	78
4.5. Limite de plasticidade .....	80
4.6. Ensaio de compactação .....	82
4.7. Cisalhamento direto.....	83
4.8. Seção transversal do talude. ....	88
4.9. Estabilidade da Seção Inicial.....	89
4.10 Análise do fator de segurança do talude.....	90
5. CONCLUSÃO .....	93
6. REFERENCIAS BIBIOGRAFICA.....	94
7. ANEXOS.....	97

## 1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho apresenta um projeto de um talude de aterro, para uma determinada área da orla do Município de Monte Santo do Tocantins.

Taludes são maciços de terra de rocha ou até mesmo da junção desses dois materiais, com suas superfícies inclinadas, que têm como função estrutural garantir a estabilidade de encostas, sejam elas naturais ou artificiais. Antes de se adotar qualquer tipo de obra de estabilização, deve-se primeiro fazer um estudo geológico-geotécnico da encosta ou talude em estudo.

Projetar um talude aterro é um trabalho bem detalhado, pois é necessário conhecer todos os fatores condicionantes para a estabilidade do maciço de terra, por isso se faz necessário conhecer a topografia do local do projeto e as características geotécnicas do solo a ser utilizado na estrutura.

No Brasil já houveram inúmeros acidentes que causaram graves prejuízos materiais e também causaram a morte de pessoas por causa do deslizamento de massas em taludes naturais e/ou artificiais. Provavelmente esses problemas aconteceram por não terem sido levados em consideração as condições a qual o solo do talude estaria exposto e as características geotécnicas do solo. A análise de estabilidade de talude tem intuito de determinar o fator de segurança para cada tipo de talude de acordo com as suas características geotécnicas. Este fator de segurança indica o ponto de estabilidade, ou não, da massa de solo em estudo.

O método mais usual para análise de estabilidade de talude é o de equilíbrio limite, pois além de ser possível fazer o cálculo manual, também já existem *softwares* que trabalham com a mesma linha de cálculo, a exemplo do GeoStudio (Slope/W).

Este estudo tem como meta encontrar as variantes geotécnicas do solo e por meio do software computacional citado anteriormente calcular a estabilidade do talude. E a partir disso projetar a estrutura do talude.

## **1.1. Objetivos**

### ***1.1.1. Objetivo Geral***

Projetar um talude de aterro na orla da cidade de Monte Santo do Tocantins, analisando os fatores de estabilidade estabelecido pela NBR 11.682/2009.

### ***1.1.2 Objetivos Específicos***

- Determinar da seção transversal do projeto;
- Fazer a caracterização geotécnica do solo;
- Identificar o modelo de cálculo a ser usado para a avaliação da estabilidade do talude;
- Determinar a resistência ao cisalhamento do solo;
- Analisar o fator de segurança do talude de acordo com a NBR 11.682/2009.

## **1.2. Justificativa**

Obras de terra são muito usuais na construção civil, sendo que em algumas dessas obras são necessário taludes de cortes derivados de escavações ou taludes artificiais de aterro, mas no entanto tem que se levar em consideração vários fatores para que a obra seja projetada e executada de maneira segura, por isso deve-se conhecer todas as propriedades do solo e os métodos de cálculos, para que se possa trabalhar com segurança. Uma obra de terra se mal dimensionada pode causar graves problemas para a sociedade.

O projeto de uma estrutura de talude de aterro tem como finalidade nivelar cotas em um mesmo terreno e funcionar como suporte estrutural do próprio maciço terroso.

## **1.3. Problema**

As condições de estabilidade determinadas pela NBR 11.682/2009 - Estabilidade de encostas, são atendidas para o projeto de talude de aterro em estudo?

## 2. REFERENCIAL TEÓRICO

### 2.1. Solo

“Todo solo tem sua origem imediata ou remota na decomposição das rochas pela ação das intempéries.” (VARGAS, 1978)

Os solos são materiais que resultam do intemperismo ou meteorização das rochas •, por desintegração mecânica ou decomposição química.

Por desintegração mecânica, através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, formam-se os pedregulhos e areias (solos de partículas grossas) e até mesmo os siltes (partículas intermediárias), e, somente em condições especiais, as argilas (partículas finas).

Por decomposição química entende-se o processo em que há modificação química ou mineralógica das rochas de origem. O principal agente é a água e os mais importantes mecanismos de ataque são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos da vegetação. As argilas representam o último produto do processo de decomposição. (PINTO, 1988, p. 14)

### 2.2. Classificação do Solo

Segundo Fiori & Carmignani (2013), o solo pode ser caracterizado por meio de suas propriedades físicas, tais como, teor de umidade, índices de vazios, entre outras, e também por suas propriedades mecânicas, como ângulo de atrito, resistência ao cisalhamento, coesão e outras.

Já para Ortigão (1995), a definição do que é solo vai depender em algumas situações de quem vai utilizá-lo. Para os agrônomos e como um material fixador de raízes além de servir como armazenador de nutrientes e águas para as plantas. E para os geólogos de mineração, a capa do solo e apenas um rejeito a ser escavado para que possa chegar ao minério. Já para o engenheiro civil os solos são partículas aglomeradas advindas de decomposições rochas, que são escavados facilmente, e que são utilizados como material de construção ou até mesmo como suporte de estruturas.

No Brasil a Associação Brasileira de Normas Técnicas por meio da NBR 6502-95 classifica os solos de acordo a sua granulometria. Segue abaixo a classificação do solo conforme a NBR citada anteriormente.

Pedregulho:

“Solos formados por minerais ou partículas de rocha, com diâmetro compreendido entre 2,0 mm e 60 mm” Quando arredondados ou semi-arredondados, são denominados cascalho ou seixo”.

Areia:

“Solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm”

Argila:

“Solo de granulação fina constituído por partículas com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando coesão e plasticidade.”

Silte:

“Solo que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, e que exibe baixa resistência quando seco o ar. Suas propriedades dominantes são devidas à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm”

A *análise granulométrica* e a determinação da faixa de tamanho das partículas presentes em um solo, expressa como uma porcentagem do peso total seco. Dois métodos geralmente são utilizados para encontrar a distribuição do tamanho das partículas do solo: (1) *ensaio de peneiramento* – para tamanho de partículas maiores que 0,075 mm de diâmetro e (2) *ensaio de sedimentação* – para tamanho de partículas menores que 0,0075 mm de diâmetro. (DAS, 2007)

Conforme Almeida (2005), para os ensaios citados acima podem ser consultadas as seguintes normas;

NBR 7181 – Ensaio de Granulometria;

NBR 5734 – Especificação de peneiras para ensaio;

NBR 6457 – Preparação de amostras de solo para ensaio normal de compactação e ensaios de caracterização;

NBR 6508 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica – Método de ensaio.

### 2.2.1. *Testes de identificação dos solos pela inspeção expedita*

Segundo Nunes (2010), este teste é feito por meio da descrição de todos os aspectos perceptíveis de uma determinada amostra do solo, aqui alguns destes aspectos, textura, cor, odor (solos orgânicos), além da presença de minerais evidentes entre outros aspectos, estes testes podem ser feitos através de uma simples análise fundamentada principalmente em 4(quatro) sentidos do corpo humano, sendo eles, a visão, o olfato, o tato, e por último o paladar, e/ou com o uso de instrumentos comuns ou rudimentares, tais como lâmina de gilete, folha de papel, água ou saliva.

*Teste visual (exame de granulometria)* – Baseia-se na observação visual observando as seguintes características, forma, tamanho, constituição mineralógica e a cor dos grãos do solo. Consegue-se diferenciar os solos grossos e finos.

*Teste do tato* – Consiste em pegar a amostra de solo e apertar e/ou friccionar entre os dedos, neste método observa-se que os solos ásperos têm comportamento arenoso, já os solos macios tem comportamento argiloso.

*Teste do corte* - Fundamenta-se em cortar uma determinada amostra de solo com uma lâmina fina e posteriormente analisar a superfície do corte, se for polida ou lisa, identifica-se como sendo um solo com característica argilosa, mas se o corte a superfície ficar com aparência fosca ou rugosa, isso significa que trata-se de um solo com comportamento arenoso.

*Teste da dilatação* – É feito da seguinte forma coloca-se na palma da mão uma pasta de solo com uma determinada umidade, posteriormente sacode-se as mãos batendo leve e rapidamente uma das mãos contra a outra. A dilatação irá se manifestar pelo aparecimento de água à superfície da amostra de solo e posterior desaparecimento ao se friccionar a amostra entre os dedos, os solos arenosos reagem sensível e rapidamente a este teste, ao contrário dos solos de característica argilosa.

*Teste de resistência seca* - Fundamenta-se em tentar desagregar uma determinada amostra seca do solo apertando-a com os dedos, se houver pouca resistência, isso significa que se trata de um solo de característica arenosa, mas se houver uma resistência elevada, significa que se trata de um solo com características argilosa.

*Teste de desagregação do solo submerso* – Fundamenta-se em colocar uma amostra de solo (“*torrão*”) em um recipiente com água, isso sem deixar a amostra imersa por completo, se a amostra tiver características siltosa a desagregação da amostra será rápida, mas se for uma amostra com características argilosa a desagregação da amostra será lenta.

*Teste de sujar as mãos* – Fundamenta-se em umedecer uma determinada amostra de solo, e posteriormente amassá-la fazendo uma pasta e esfregá-la sobre a palma da mão, e em seguida, colocando-a sob condições de água corrente, observa-se que o solo arenoso é lavado facilmente pela água. Já o solo siltoso demora mais tempo para ser levado pela água, sendo necessário uma fricção para retirada total material. E já o solo mais argiloso oferece dificuldade maior para se desagarrar da palma da mão, por causa da consistência muito fina dos grãos que se impregnam, sendo também necessário friccionar vigorosamente a palma da mão para retirada total do material.

*Teste de dispersão em água* - Consiste em desagregar por completo uma determinada amostra de solo e colocar uma parte desta amostra em um recipiente de vidro com água. Posteriormente agita-se o recipiente, em seguida imobiliza-se o mesmo, deixando recipiente em repouso e observa-se o tempo em que as partículas do solo iram levar para se assentarem no fundo do recipiente, os solos com característica arenosa assentam suas partículas em questão de segundos, já o solos de característica argilosa podem levar horas para se assentarem no fundo recipiente.

*Teste de plasticidade (ou da "cobrinha")* - Esse teste fundamenta-se em umedecer uma determinada amostra de solo, e posteriormente manipula-se bastante essa amostra entre os dedos e com o objetivo de molda uma "cobrinha", se for viável, o solo pode ser caracterizado como arenoso, mas se viável, e a cobrinha se quebrar ao se tentar dobrá-la, o solo pode ser caracterizado como areno-argiloso. Mas se a cobrinha se dobrar, mas se fragmentar ao se tentar moldar um círculo, o solo pode se caracterizado como argilo-arenoso. E por último se a cobrinha for moldada em forma de círculo sem se fragmentar, o solo pode ser caracterizado como argiloso.

### **2.3. Investigação Geotécnica**

“Os estudos para o projeto e a execução de fundações de estruturas (edifícios, pontes, viadutos, bueiros, túneis, muros de arrimo etc.) requerem, como é óbvio, prévias investigações geotécnicas, tanto mais desenvolvidas quanto mais importante seja a obra.” (PINTO, 1988).

Segundo Vargas (1978), para se obter o êxito em uma obra de terra ou fundação, ao menos em tese, exige o conhecimento num todo das propriedades técnicas dos solos.

O primeiro requisito para se abordar qualquer problema de Mecânica dos Solos consiste num conhecimento, tão perfeito quanto possível, das condições do subsolo, isto é, no reconhecimento da disposição, natureza e espessura das suas camadas, assim como das suas características, com respeito ao problema em exame. Tal conhecimento implica, pois, na prospecção do subsolo e na amostragem ao longo do seu decurso. (PINTO, 1988)

O autor afirma ainda que, o conhecimento da formação geológica local, estudo das rochas, solos, minerais que o compõem, como também a influência da presença da água sobre ou sob a superfície da crosta, é um requisito prévio para o projeto de qualquer obra, sobretudo as de vulto (barragem, túnel, obra de arte, corte, aterro), pois esses estudos são indispensáveis, à boa engenharia, em outras palavras, aquela que garante as condições necessárias de segurança e economia.

### 2.3.1. *Investigação*

“A importância desses estudos é tão grande e tão evidente que alguém já comparou o engenheiro que os omitisse, com um cirurgião que operasse sem um prévio diagnóstico ou com um advogado que defendesse uma causa sem um prévio entendimento com o seu cliente.” (PINTO, 1988).

A tabela 01 mostra os métodos de prospecção existentes;

**Tabela 01** – Métodos de prospecção

<b>Diretos</b>	<b>Manuais</b>	<b>Poços</b> <b>Trincheiras</b> <b>Trados manuais</b>
	<b>Mecânicos</b>	Sondagens à percussão com circulação de água (SPT) Sondagens rotativas Sondagens mistas Sond. especiais com extração de amostras indeformadas
<b>Semi-diretos</b>		Ensaio de palheta ou “vane test” (VST) Ensaio de penetração dinâmica ou “diep sondering” (CPT) Ensaio pressiométrico (PMT)
<b>Indiretos (geofísicos)</b>		Sísmico Gravimétricos Magnéticos Elétricos

Fonte: (LIMA 1979 apud SOARES 2010)

### 2.3.2. Métodos de Prospecção

#### 2.3.2.1. *Métodos Indiretos ou Geofísicos*

Estes métodos fazem o uso das formas topográficas, morfológicas e também das propriedades físicas do terreno, para caracterizar indiretamente o posicionamento e a distribuição dos elementos

geológicos e conseqüentemente suas características físicas e tecnológicas.

Segundo Queiroz (2009), este método não fornecem informações detalhadas, por isso servem apenas como estimativa, os principais métodos geofísicos são:

*Método de Eletrorresistividade* – Para a Engenharia Civil este método é muito útil para determinação do lençol freático, além de servir também medir a resistividade do solo em diversas profundidades;

*Método Sísmico* – Para a Engenharia Civil este método é usado para determinar a espessura das camadas das rochas, ressalta-se que este método trás apenas valores aproximados por isso serve apenas um dado prévio do terreno:

*Groud Penetrating Radar* – Para a Engenharia Civil este método é utilizado no estudo de camadas de pavimentos, localização do lençol freático, posição de tubulões enterrados detecção de vazios no subsolo.

#### 2.3.2.2. *Métodos Diretos*

“Os métodos diretos consistem na obtenção de mostras de solos ou rochas através de perfurações ou através de dos resultados de equipamentos mecânicos ou eletrônicos introduzidos no subsolo.” (QUEIROZ, 2009)

Ainda segundo o autor, estes métodos são subdivididos em dois tipos, manuais e mecânicos, nos métodos manuais as amostras são obtidas com auxílio de ferramentas simples e posteriormente enviando para análise. A coleta direta de amostras deformadas e indeformadas, as abertura de poços e trincheiras e sondagem a trado são considerados os principais métodos manuais. Já os métodos mecânicos, são utilizados equipamentos mecânicos, com capacidade de obtenção de amostras ou dados geotécnicos dos solos ou rochas atravessadas.

#### 2.3.3. *Métodos Diretos Manuais*

##### 2.3.3.1. *Amostras deformadas*

Conforme Queiroz (2009), a coleta dessas amostras tem como objetivo a caracterização e classificação do solo, além de outros ensaios. Esta amostragem é muito simples, mais isso não desmerece a sua importância que é muito grande, pois por meio destes ensaios, pode-se determinar o tipo de solo e se o mesmo tem serventia para obras engenharia civil ou não. A figura 01 e 02 abaixo tem o objetivo de demonstrar a coleta de amostrar deformada.

**Figura 01** - Coleta de amostra deformada

Fonte: <http://suportesolos.com.br/>

**Figura 02** Coleta de amostra deformada

Fonte: <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2012/03/01-introduc3a7c3a30-e-coleta-e-preparac3a7c3a30-de-amostras.pdf>

### 2.3.3.2. Amostras indeformadas

Conforme Queiroz (2009), estas amostras são usadas para obtenção de parâmetros geotécnicos, onde busca-se simular, as reais condições dos solos diante das solicitações a eles possam estar submetidos. Um exemplo é um talude, que para ser dimensionado, será necessário à obtenção de informações geotécnicas sendo elas o  $c$  (coesão) e  $\phi$  (ângulo de atrito interno), para que se possa projetar tal estrutura. Para a retirada dessas amostras são feitas escavações ao redor da amostra, que na maioria da vez e no formato de bloco cúbico podendo ter dimensões de 20x 20 x 20 cm; 30x 30 x 30 cm; ou 40x 40 x 40 cm.

Os processos de para a extração destas amostras são regidos pela NBR 9604/1986. A Figura 03, 04 e 05 abaixo tem o objetivo de demonstrar à coleta de amostrar indeformada.

**Figura 03 -** Moldagem da amostra indeformada



Fonte: <http://geoquality.com.br/coleta-de-amostras-indeformadas.html>

**Figura 5 -** Retirada da amostra indeformada.



**Figura 4 –** Confinamento da amostra indeformada



Fonte: <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2012/03/01-introduc3a7c3a30-e-coleta-e-preparac3a7c3a30-de-amostras.pdf>

### 2.3.3.3. Sondagem a trado manual

Queiroz (2009), este método consiste numa maneira mais rápida pra obtenção de amostras deformadas de solos para ensaios de laboratório, pois se consegue atingir maiores profundidades sem que seja necessário fazer grandes escavações. A Norma pertinente a este tipo de sondagem é a **NBR – 9603**. A Figura 06 tem o objetivo de demonstrar à coleta de amostrar deformada por meio da sondagem a trado.

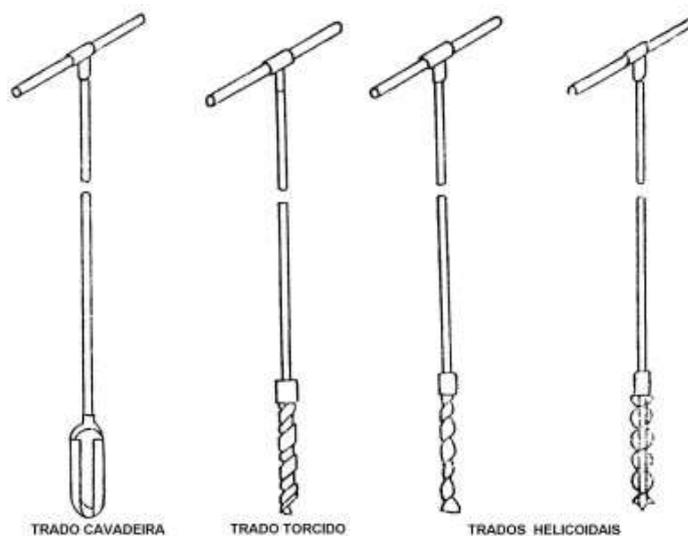
**Figura 06 –** Sondagem a trado manual



Fonte: <http://www.martinssonadagens.com/commercial>

Já a figura 07 ilustra alguns tipos de trados manuais.

**Figura 07 – Trados manuais**



Fonte: NBR-15.492

### **2.3.4 Métodos Diretos Mecânicos**

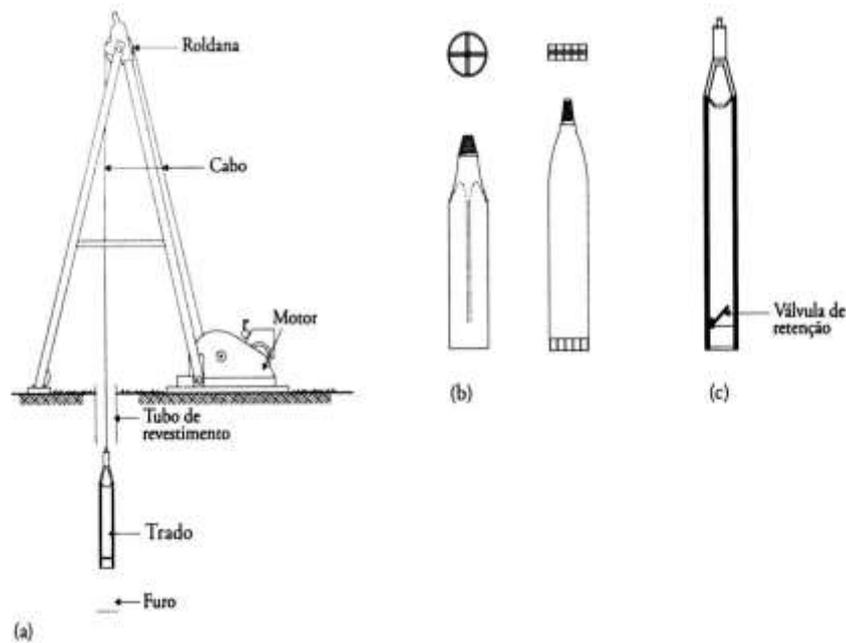
#### **2.3.4.1. Sondagens de penetração**

Segundo Fernandes (2014), a sondagem de penetração é executada por meio de uma haste de aço de ponta geralmente cônica, que é adentrada no solo por meio do impacto de um martelo de modo contínuo. Neste modelo de sondagem não há possibilidade da retirada de amostras de solos deformadas ou indeformadas, nesta técnica obtém-se as características do solo por meio da maior ou menor resistência do terreno à penetração da haste no solo.

#### **2.3.4.2. Sondagens de furação à percussão**

Conforme Quaresma (1998), neste tipo de sondagem, o intuito é conhecer as características do solo pelo processo de amostragem, aferindo a resistência do solo a cada metro perfurado por meio de uma amostra indeformada. Através deste modelo de sondagem pode se conhecer o perfil do solo e a posição do nível lençol freático. A norma pertinente a este ensaio é a NBR 6484. A execução é feita por meio da perfuração do solo com um amostrado padrão, em consequência da queda livre de um martelo de 65 Kg, da altura de 75 cm, conforme ilustra a figura 08. Quanto mais rijo o solo, maior será o número de golpes para vencer as camadas do solo até que se atinja a profundidade desejada ou uma camada impenetrável para o método utilizado.

**Figura 08** – Execução e equipamentos de uma sondagem a percussão



Fonte: Matos Fernandes (2014)

### 2.3.5. Índices físicos do solo

“Os índices físicos do solo expressam relações matemáticas entre pesos e volumes dos componentes de uma massa de solo, ou seja, entre as frações de sólidos, líquidos e gases”. (FIORI e CARMIGNANI, 2013)

Os solos possuem três fases (sólida, líquida e gasosa), sendo o comportamento do solo dependente da quantidade relativa dessas três fases. Das relações entre essas fases surgem os índices físicos, como; teor de umidade ( $w$ ), porosidade ( $n$ ), índices de vazios ( $e$ ), grau de saturação ( $SR$ ), peso específico ( $\gamma$ ), peso específico seco ( $\gamma_D$ ), peso específico saturado ( $\gamma_{sat}$ ) e peso específico submerso ( $\gamma_{sub}$ ). (QUEIROZ, 2009)

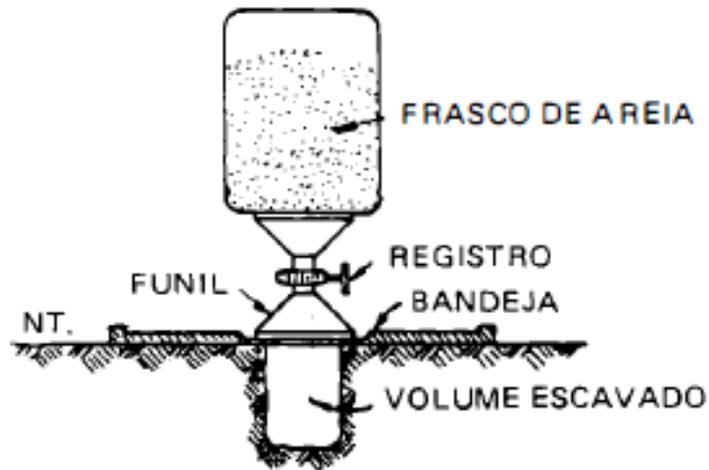
#### 2.3.5.1. Pesos específicos do solo

“O peso específico de um solo é definido como a razão entre o peso de um determinado componente das três partes físicas do solo e o seu volume”. (FIORI e CARMIGNANI, 2013)

O peso específico pode ser encontrado por meio de meio vários ensaios. Os mesmos podem ser realizados *in situ* com o auxílio de equipamentos como frasco de areia, regido pela NBR 7185/1986, conforme a figura 09, ou por meio do uso do cilindro de cravação, em conformidade com a NBR 9813/1987. Também em laboratório pode ser determinadas a massa

específica dos sólidos e a massa específica natural do solo, conforme os ensaios definidos pelas normas (NBR-6508/1984 E NBR-10838/1988).

**Figura 09** – Método do frasco de areia



Fonte: Caputo (1988)

Fiori; Carmignani, (2013) define que, distinguem vários pesos específicos para os solos in situ.

Os autores afirmam ainda que o peso específico do solo é definido como a razão entre o peso das três parcelas físicas que constituem o solo.

#### 2.3.5.2. O peso específico natural

O peso específico natural é definido pelo quociente entre o peso da amostra de solo e o seu volume, como coletado in locu.

$$\gamma = \frac{P}{V} = \frac{P_s + P_a}{V_s + V_a} \quad \text{Eq. 01}$$

Onde:

$P_s$  = Peso dos sólidos;

$P_a$  = Peso da água;

$V_s$  = Volume do solo;

$V_a$  = Volume da água.

#### 2.3.5.3. O peso específico dos grãos (ou dos sólidos)

O peso específico dos grãos ( $\gamma_g$ ) é a razão entre a o peso dos grãos constituintes do solo e o volume ocupado por eles. O peso levado em consideração aqui e aquele subsiste após a perda de toda a água depois do processo de secagem em estufa.

$$\gamma_g = \frac{P_s}{V_s} \quad \text{Eq. 02}$$

Onde:

$\gamma_g$  = Peso específico do grão;

$P_s$  = Peso dos sólidos;

$V_s$  = Volume do solo.

#### 2.3.5.4. *Peso específico da água*

O peso específico da água ( $\gamma_a$ ) é dado pela razão entre o peso de uma quantidade de água e o seu volume.

$$\gamma_a = \frac{P_a}{V_a} \quad \text{Eq. 03}$$

Onde:

$\gamma_a$  = Peso específico da água;

$P_a$  = Peso da água;

$V_a$  = Volume da água.

O peso específico da água varia de acordo com temperatura e com os sais dissolvidos, mas, no entanto adota-se o valor de 1 t/m<sup>3</sup>, que corresponde à densidade da água destilada, a temperatura de 4°C.

#### 2.3.5.5. *Densidade relativa das partículas*

E definida como a razão entre o peso específico dos grãos ( $\gamma_g$ ) e o peso específico da água ( $\gamma_a$ ).

$$\delta = \frac{\gamma_g}{\gamma_a} \quad \text{Eq. 04}$$

#### 2.3.5.6. *Peso específico do solo seco*

E definido como a razão entre o peso do solo seco pelo volume total da amostra, depois do processo de secagem em estufa.

$$\gamma_s = \frac{P_s}{V} \quad \text{Eq. 05}$$

### 2.3.5.7. *Peso específico saturado*

E definido como a razão entre o peso total do solo depois de saturada com água

$$\mathbf{Y_{Sat}} = \frac{\mathbf{P_s + P_a}}{\mathbf{V_s + V_a}} \quad \text{Eq. 06}$$

### 2.3.5.8. *Peso específico submerso*

Segundo Fiori; Carmignani, (2013), este peso é dado pelo peso específico do solo in situ quando o solo está submerso em água e submetido ao empuxo de Arquimedes.

$$\mathbf{Y_{Sub}} = \mathbf{Y_{Sat}} - \mathbf{Y_a} \quad \text{Eq. 07}$$

### 2.3.5.9 *Teor de umidade*

“Define-se a umidade (h) de um solo como sendo a razão entre o peso da água contida num certo volume de solo e o peso da parte sólida existente neste mesmo volume, expressa em porcentagem.” (PINTO, 1988)

$$\mathbf{h} = \frac{\mathbf{M1 - M2}}{\mathbf{M2 - M3}} \mathbf{X100} \quad \text{Eq. 08}$$

Onde:

h = teor de umidade, em %;

M1 = massa do solo úmido, mais a massa do recipiente em g;

M2 = massa do solo seco, mais a massa do recipiente em g;

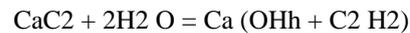
M3 = massa do recipiente (cápsula).

Conforme Fiori; Carmignani, (2013), define que o teor de umidade é a razão entre o peso da água e o peso total da amostra. O valor da umidade natural do solo vai variar de acordo com a profundidade de retirada da amostra. As amostras retiradas abaixo do lençol freático não sofrem alterações significativas no seu teor de umidade ao contrário das amostras retiradas acima do nível da água no subsolo.

A norma pertinente para obtenção do teor de umidade do solo é a NBR 6457/1986.

Um outro meio, aliás, muito simples e rápido, para determinar a umidade, consiste no

emprego do aparelho Speedy. Ele é constituído por um reservatório metálico fechado que se comunica com um manômetro destinado a medir a pressão interna. Dentro deste reservatório são colocados, em contato, certa quantidade de solo úmido e uma determinada porção de carbureto de cálcio (CaC<sub>2</sub>). A água contida no solo combinando-se com o carbureto de cálcio gera acetileno, tal como expressa a equação:



**Eq. 09**

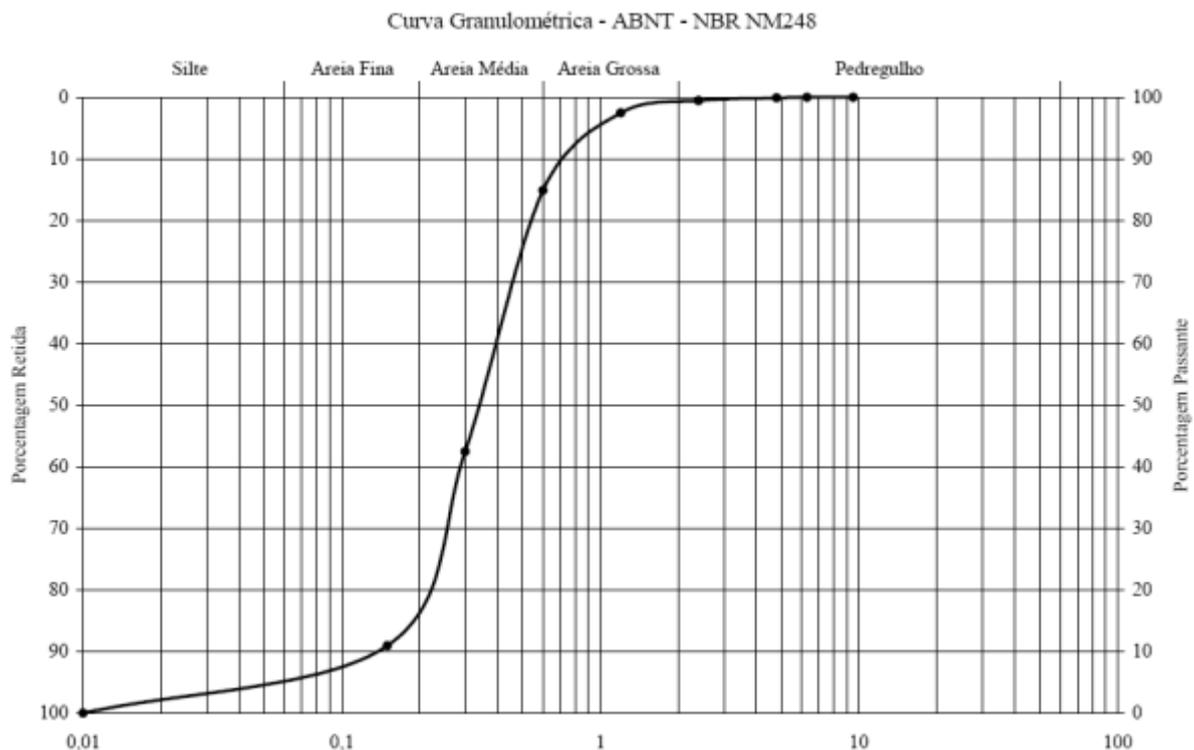
E daí, pela variação da pressão interna obtém-se a quantidade de água existente no solo. (PINTO, 1988)

### 2.3.5.10. Textura e Granulometria

Vargas (1978) define que, a textura e granulometria estão intimamente ligadas, visto que textura é o tamanho relativo dos grãos e granulometria é a sua medida. No estudo da textura do solo é usado o método do simples peneiramento, onde se utilizam peneiras padronizadas para fazer análise granulométrica, observando os grãos maiores que 0,075 mm, visto que os grãos menores a este são analisados pelo método da análise de sedimentação.

A norma pertinente ao procedimento para a obtenção da faixa granulométrica é a NBR 7181/1984 da ABNT. Na figura 10 será listada a classificação granulométrica segundo o tamanho das partículas:

**Figura 10 – Escala granulométrica ABNT**

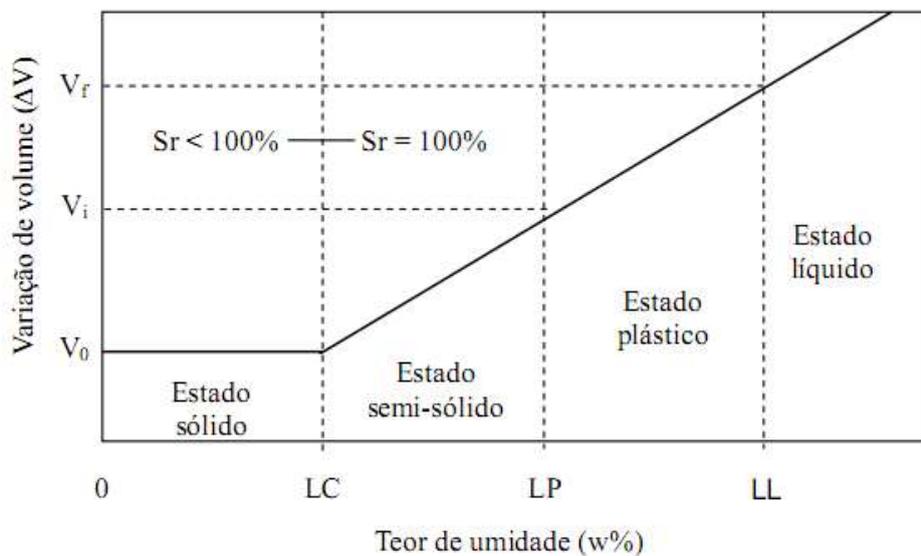


Fonte: Caputo (1988)

### 2.3.6. Limite de consistência

Das (2007) afirma que, dependendo do teor de umidade, o solo pode ser dividido em quatro estados, sendo eles, sólido, semi-sólido, plástico e líquido. Os parâmetros de transição entre esses estados são divididos em três limites de consistência, sendo eles, limite de contração, limite de plasticidade e limite de liquidez. A figura 11 mostra o esquema da relação entre os diferentes estados dos solos.

**Figura 11** - Esquema das relações entre os diferentes estados de um solo argiloso e os limites de consistência.



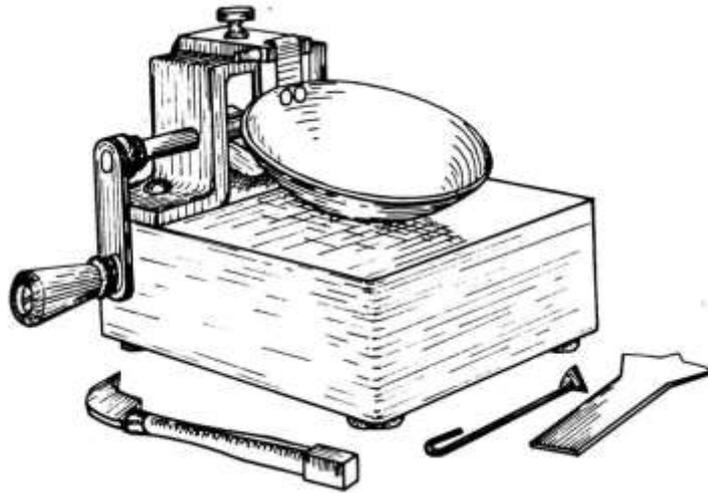
Fonte: Fiori & Carmignani (2013)

#### 2.3.6.1. Limite de liquidez

O limite de liquidez ( $LL$ ) corresponde ao teor de umidade do solo, quando necessário 25 golpes no aparelho casa grande para que possa fechar uma ranhura-padrão, aberta na superfície da amostra. (FIORI & CARMIGNANI 2013).

Segundo Fiori & Carmignani (2013), o ensaio começa inicialmente com homogeneização de uma amostra de solo, até determina a sua umidade, posteriormente a amostra com cerca de 100g e de peso e colocada no aparelho e por meio de um cinzel padronizado e feito um sulco na amostra dividindo a mesma e em duas, e a partir daí então gira-se a manivela do aparelho de Casagrande deixando o recipiente com material cair a uma altura de 1 cm, batendo sobre a base do aparelho, observado que o sulco deve-se fechar com o limite máximo de 25 golpes. A figura 12 mostra o aparelho de Casagrande e os equipamentos auxiliares.

**Figura 12** - Aparelho de Casagrande e o Cinzeis



Fonte: Vargas (1977)

De acordo com os estudos da Federal Highway Administration, o LL pode também ser determinado conhecendo-se um só ponto, por meio da seguinte fórmula. (CAPUTO, 1988).

$$h\% = \frac{LL}{1,419 - 0,3 \log n} \quad \text{Eq. 10}$$

Onde:

h = umidade em percentual

n= número de golpes.

A norma pertinente para a obtenção do limite de liquidez e a NBR -6459/1984.

### 2.3.6.2. Limite de Plasticidade

“O limite de plasticidade é definido como o teor de umidade no qual o solo se esboroa, quando rolado em fios de 3,2 mm (1,8 in) de diâmetro. O limite de plasticidade e o limite mais baixo do intervalo plástico do solo.” (DAS 2007)

Conforme Fiori & Carmignani (2013), o ensaio tem início da seguinte forma, primeiro uniformiza-se cerca de 15 g de solo argiloso e, posteriormente sobre uma placa de vidro fosca tenta-se fazer pequenos cilindros de 3 mm de diâmetro, por meio de um processo manual rolando solo sobre uma placa em um movimento de contínuo de vai e vem, e aqui quando o cilindro é obtido toma-se a umidade, que representa o LP, este procedimento deve ser realizado ao menos duas vezes para que alcance um valor médio mais consistente. A figura 13 mostra os equipamentos usados para ensaio do limite de plasticidade.

**Figura 13** - Amostra cilíndrica e gabarito para obtenção do Limite de Plasticidade



Fonte: Queiroz (2009)

A norma pertinente para a obtenção do limite de liquidez e a NBR -7180/1984.

#### 2.3.6.3. Limite de Contração

Segundo Fiori & Carmignani (2013), o limite de contração corresponde ao teor de umidade do solo a partir do qual o mesmo não se contrai mais mesmo perdendo umidade não ocorre redução do seu volume.

A norma pertinente para a obtenção do limite de liquidez e a NBR -7183/1986.

A fórmula para se obter o LC (Limite de Contração).

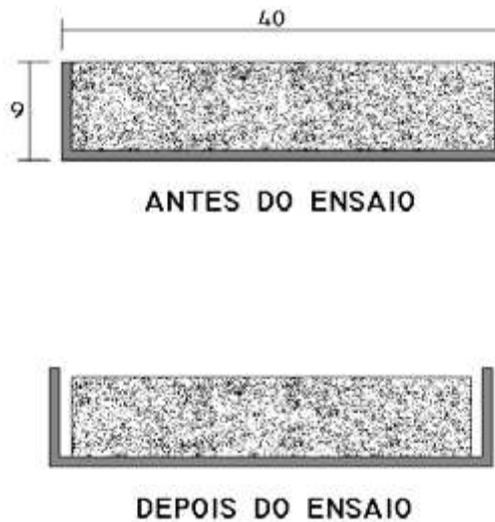
$$\mathbf{LC} = \frac{\mathbf{P}_a}{\mathbf{P}_s} \quad \text{Eq. 11}$$

Onde:

Pa = Peso da água;

Ps = Peso do solo.

A figura 14 na página seguinte tem o objetivo de demonstrar como o ocorre o processo do Limite de contração.

**Figura 14 - Solo antes e após a contração total**

Fonte: [file:///E:/TCC%20-%20I/unidade\\_4.pdf](file:///E:/TCC%20-%20I/unidade_4.pdf)

O nesta figura dá para se nota a contração do material observando a redução do material nas bordas laterais e superior.

## 2.5. Proteção dos taludes

### 2.5.1. Métodos Biotecnológicos de Redução de Risco de Deslizamento

“Este tipo de proteção do talude é usado para reduzir as consequências ambientais adversas das medidas mitigadoras para deslizamentos.” (Kempthorne & Myers 2008)

Ainda segundo o autor as estruturas feitas de aço e concreto que normalmente são utilizadas na retenção de terra, para a redução de riscos de deslizamentos, não são agradáveis aos olhos como também meio ambiente. E tais medidas estão sendo, superadas cada vez mais por estruturas formadas por vegetação e solo, assim melhorando ainda mais o meio ambiente.

O serviço de proteção de taludes e encostas visa à ação imediata contra o efeito de agentes erosivos e processos de deslocamento de partículas finas do solo, que danificam ou reduzem a capacidade do sistema de drenagem superficial de proteção do corpo estradal, ou ainda favorecem a instabilidade geo-mecânica destes locais. (DNIT, 2006). A figura 26 ilustra a proteção de um talude com uma camada de grama vegetal.

**Figura 15 – Proteção vegetal de talude com grama**



Fonte: <http://www.tensar.cz/Aplikace/Erosioncontrol/Slope-Protection>

As raízes e rizomas da vegetação integram o solo para produzir um material composto, no qual as raízes atuam como fibras de resistência relativamente alta, embebidas em uma matriz de menor resistência à tensão. A resistência ao cisalhamento do solo é assim aumenta a resistência das raízes. (FIORI & CARMIGNANI 2013)

### ***2.3.7. Ensaio de compactação***

O estudo de compactação é essencial para obras que tenha o solo como base ou como a própria estrutura, segundo Vargas (1978), a construção de aterros ou obras de terra são as que mais necessitam de um estudo de compactação.

Ainda conforme o autor este ensaio foi desenvolvido por Ralph Proctor no ano de 1933, o ensaio consiste em determina a massa específica e a umidade ótima do solo.

Segundo Das (2012), nas construção de barragens de terra, taludes rodoviários, ou qualquer outro estrutura, os solos soltos devem ser compactados para que aja o aumento de seus pesos específicos. A compactação faz com que aja um aumento na resistência do solo, além de aumentar também a estabilidade dos taludes de aterros.

Em termos gerais a compactação, pode ser definida como a densificação do solo por meio da remoção de ar, o que requer energia mecânica. O grau de compactação de um solo é medido com base no seu peso específico seco. A água adicionada no ensaio de compactação, atua como agente de amolecimento das partículas, as mesmas deslizam umas sobre as outras, movendo-se para uma posição densamente compactada. Depois da compactação, o peso específico seco aumenta, isso conforme o aumento do teor de umidade, DAS (2012).

“A compactação objetiva imprimir a solo uma homogeneização e melhorias de suas propriedades de engenharia, tais como: aumentar a resistência ao cisalhamento, reduzir os

recalques e aumentar a resistência a erosão. MASSAD (2010)”

A norma pertinente que dá as diretrizes para este ensaio é NBR 7182 – Ensaio de Compactação

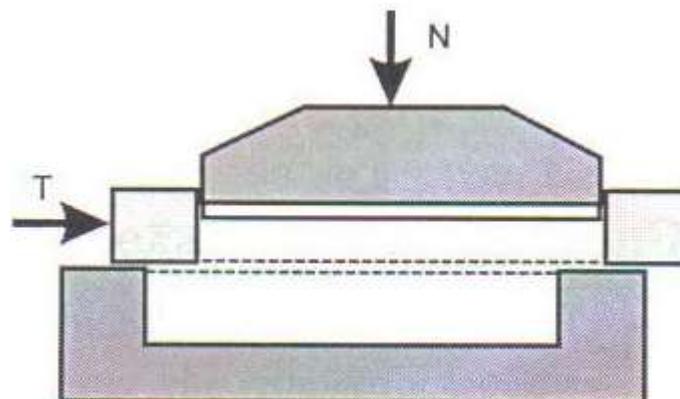
### 2.3.8. *Cisalhamento direto*

Segundo Caputo (1988), as amostras usadas para neste procedimento são indeformadas, este ensaio de cisalhamento direto constitui-se em estabelecer qual a tensão de cisalhamento aplicada no solo que virá provocar a ruptura do mesmo. O mecanismo do ensaio funciona da seguinte maneira, o solo é alocado dentro de uma caixa composta por duas partes deslocáveis entre si, para a drenagem da amostra existem duas pedras porosas, uma instalada na parte superior e outra inferior da amostra. Este ensaio pode ser controlado de duas maneiras, a primeira por meio da tensão aplicada no solo e a segunda outra através da deformação que o mesmo sofre.

Este ensaio tem como objetivo principal a obtenção dos valores de coesão do solo e de ângulo de atrito, sendo a coesão a resistência ao cisalhamento do solo quando o mesmo não está sofrendo ação do meio externo, já o ângulo de atrito é a resistência por atrito do solo, através do contato grão a grão. Ambos os fatores dependem muito da água, do número de vazios e do arranjo estrutural do solo. (NUNES 2016)

Figura 15 mostra o esboço de como é realizado o ensaio de cisalhamento direto.

**Figura 16** – Ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Marangon (2008)

Aplica-se inicialmente uma força vertical  $N$ . Uma força tangencial  $T$  é aplicada ao anel que contém a parte superior do corpo de prova, provocando seu deslocamento, ou um

deslocamento é provocado, medindo-se a força suportada pelo solo. (MARANGON 2008)

### *2.3.8.1. Ângulo de Atrito e Coesão*

Para que se possa ter um melhor entendimento, de qual tipo de obra pode se executar, em determinado tipo e solo conforme sua classificação, a NBR 6502-95 também define o que é coesão e ângulo de atrito.

*Coesão* - “Parcela de resistência ao cisalhamento de um solo, independente da tensão efetiva normal atuante, provocada pela atração físico-química entre partículas ou pela cimentação destas.”

*Ângulo de atrito interno* - “Ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente, em um determinado ponto da curva envoltória de Mohr, representativa das resistências ao cisalhamento da rocha, sob diferentes tensões normais.”

A coesão e o ângulo de atrito são informações essenciais para o dimensionamento de qualquer tipo de obra, que terá o solo como base de assentamento ou até mesmo constituinte estrutural, segundo Gudicini ; Nieble (2010), coesão e ângulo de atrito são as propriedades mais significativas dos materiais, quando discutido problemas de instabilidade.

## **2.4. Análise de Estabilidade de Talude**

### *2.4.1. Talude*

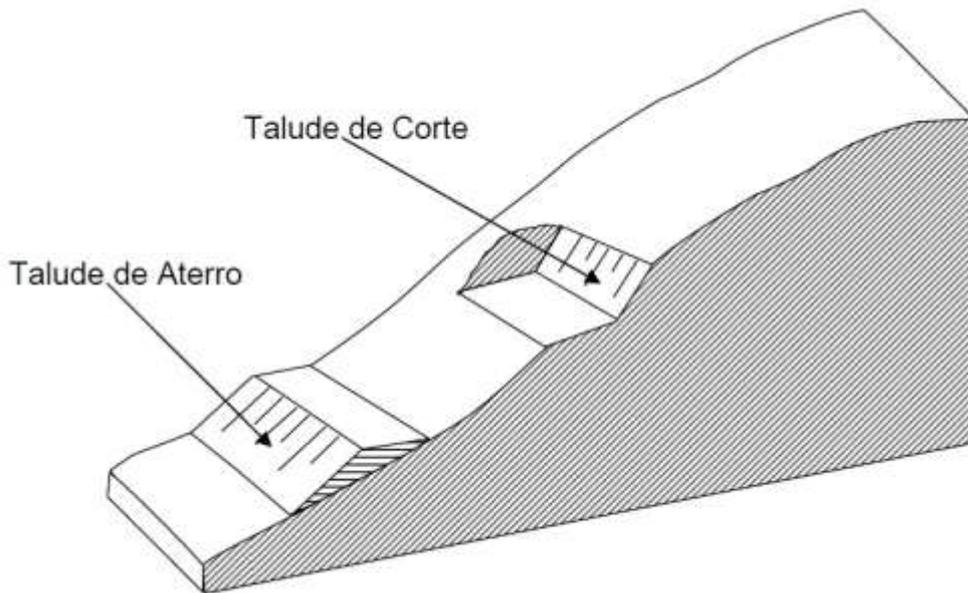
Talude é um termo genérico, compreendendo qualquer superfície inclinada que limita um maciço de terra, de rocha ou de ambos. Pode ser natural, caso de encostas ou vertentes, ou artificial, quando construído pelo homem, caso dos cortes e aterros. (FIORI CARMIGNANI 2011)

“Frequentemente, os engenheiros civis devem verificar a segurança de taludes naturais, taludes de escavação e aterros compactados. Essa verificação envolve a determinação da tensão de cisalhamento desenvolvida ao longo da superfície de ruptura mais provável e a comparação dela com a resistência do solo ao cisalhamento. Esse processo é chamado

de análise de estabilidade de taludes. A superfície de ruptura mais provável e a superfície crítica que tem o fator de segurança mínimo”. (DAS 2007)

A figura 16 apresenta a estrutura de dois tipos de taludes.

**Figura 17** - Taludes de corte e aterro



Fonte: ABNT (2007)

#### **2.4.2. Movimento de Massa**

Queiroz (2009) usa o termo movimento de massa engenharia civil para caracterizar qualquer tipo de ruptura ou deslocamento de solos ou rocha que estão sob a ação da força gravidade. Alguns exemplos de movimento de massa, ruptura de taludes naturais ou de escavação em solos ou rochas, corridas de lama, queda de blocos de rochas entre outros exemplos. Estes fenômenos afetam diretamente as obras de engenharia civil, tais como taludes naturais e de aterro, barragens, edificações entre outras. No mundo todo, anualmente uma grande quantidade de pessoas perdem suas vidas vítimas deste fenômeno, isso ocorre mais em países subdesenvolvidos, por causas das condições precárias de habitação, pois as pessoas constroem suas casas em área de risco geológico pondo assim suas vidas em risco.

Ainda segundo o autor devido a tal complexidade dos maciços e dos agentes que atuam externamente e internamente, classificar os movimentos de massa não é uma tarefa muito fácil, haja vista que ao longo dos tempos da mecânica do solo muitos autores apresentaram várias classificações para este fenômeno da natureza. A tabela 2 na página a seguir mostra as características dos movimentos de massa.

**Tabela 2** – Características dos principais grandes grupos de movimento de massa

Rastejo ou Fluência	<p>Vários planos de deslocamento (internos).</p> <p>Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade. Constantes, sazonais ou intermitentes</p> <p>Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada</p> <p>Geometria indefinida</p>
Escorregamento	<p>Poucos planos de deslocamento (externos)</p> <p>Velocidades médias (km/h) a altas (m/s)</p> <p>Pequenos a grandes volumes de material</p> <p>Geometria e materiais variáveis</p> <p>Planares =&gt; solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza</p> <p>Circulares =&gt; solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas</p> <p>Em cunha =&gt; solos e rochas com dois planos de fraqueza</p>
Queda	<p>Sem plano de deslocamento</p> <p>Movimentos tipos de queda livre ou em plano inclinado.</p> <p>Velocidades muito altas (vários m/s).</p> <p>Material rochoso</p> <p>Pequenos a médios volumes</p> <p>Geometria variável: lascas, placas, blocos etc.</p> <p>Rolamento de matacão</p> <p>Tombamento</p>
Corrida	<p>Muitas superfícies de deslocamento (internas e externas à massa em movimentação)</p> <p>Movimento semelhante ao de um líquido viscoso</p> <p>Desenvolvimento ao longo das drenagens</p> <p>Velocidades médias e altas</p> <p>Mobilização de solo, rocha, detritos e água</p> <p>Grandes volumes de material</p> <p>Externo raio de alcance, mesmo em áreas planas</p>

Fonte: (Augusto Filho 1992 apud Gerscovich 2012)

#### 2.4.2.1. *Escoamento de solos e Rochas*

Esta nomenclatura é dada às deformações ou movimentos do solo de forma contínua podendo ter ou não uma superfície de ruptura definida ao longo da base da movimentação do solo. E estes escoamentos são subdivididos da seguinte forma; rastejos, corridas de solo, corridas de areia ou silte, corridas de lama e avalanche de detritos. (QUEIROZ 2009)

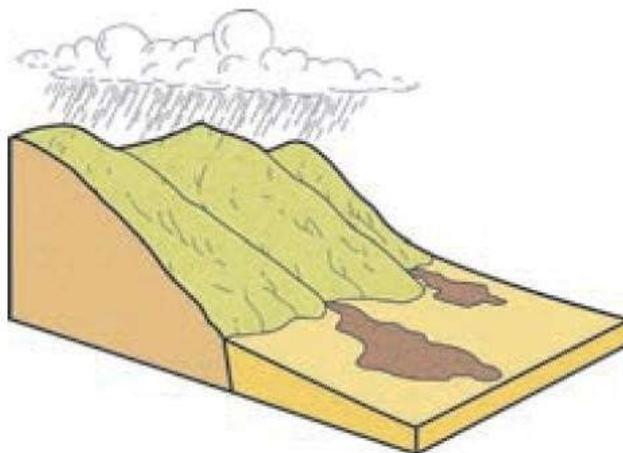
##### **Rastejos ou Fluência**

Segundo Queiroz (2009), os rastejos são movimentos com velocidades lentas de solos e/ou rochas, podendo ocorrer em encostas naturais, taludes escavados ou em manto de intemperismo, com superfície de base indefinida, a velocidade fica em torno de centímetros por ano. Causa deste fenômeno é a ação gravitacional juntamente variação de temperatura e umidade.

##### **Corridas**

Ainda conforme Queiroz (2009), as corridas ao contrário do rastejo são movimentos rápidos de escoamento causados pela água satura o solo, aumentando assim a poro-pressão fazendo com que quase não tenha atrito entre os grãos do solo. O que contribui para que o solo perca a consistência e venha fluir com características de um líquido viscoso, conforme a ilustração da figura 17.

**Figura 18** - Esquema de corrida detrítica.



Fonte: (Lopes, 2006 apud Tominaga 2009).

### 2.4.2.2. *Escorregamento de solos ou rochas*

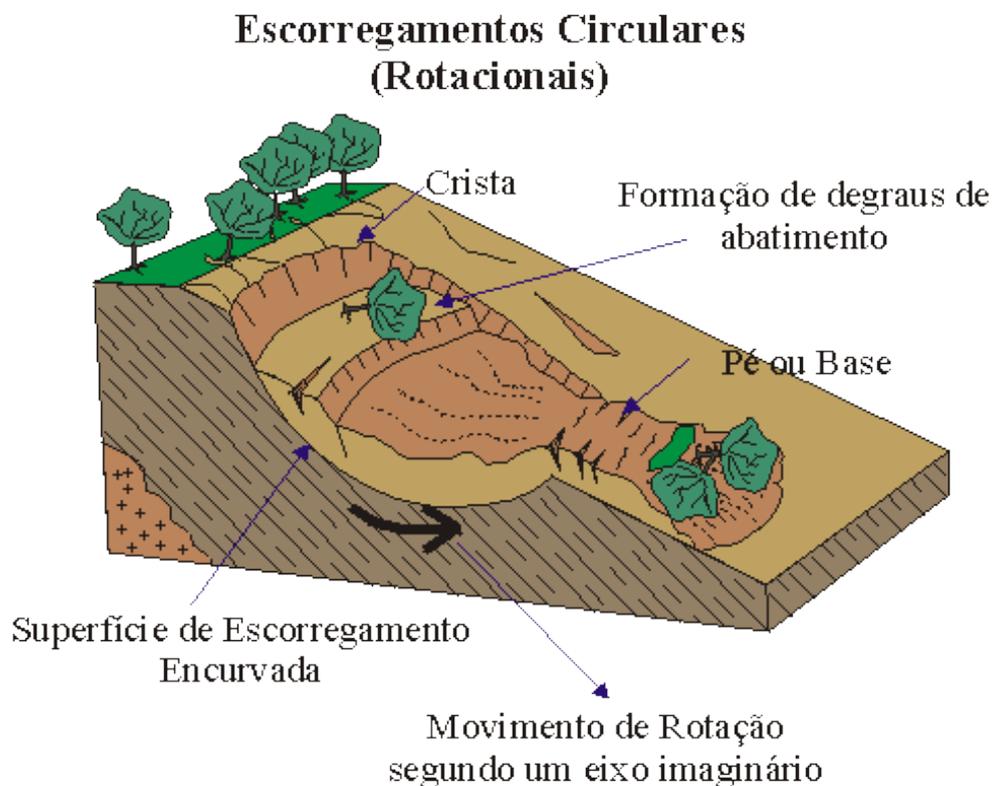
Segundo Gerscovich (2012), são fenômenos onde ocorrem movimentos de massa muito rápidos, e nestes casos a superfície de ruptura bem definida. Esses movimentos ocorrem quando as tensões de cisalhamento vencem a as tensões de resistência ao cisalhamento do material, em outras palavras o material já tem mais uma boa eficiência do atrito entre os grãos.

“Levando em consideração a geometria e a natureza dos materiais instabilizados, os escorregamentos podem ser subdivididos em três tipos: escorregamentos rotacionais ou circulares, escorregamentos translacionais ou planares e escorregamentos em cunha.” (TOMINAGA et al, 2009)

#### **Escorregamentos Rotacionais ou Circulares**

Queiroz (2009), este tipo de movimento ocorre em solos homogêneos e isotrópicos, onde considera-se a superfície de ruptura como sendo um trecho de círculo, admitindo-se uma resistência constante ao longo da superfície. A figura 18 demonstra uma ilustração de um escorregamento rotacional.

**Figura 19** - Ilustração de um escorregamento rotacional.



Kempthorne; Myers (2008), alguns dos fatores que contribuem para a ocorrência desse movimento são as chuvas intensas, rápido degelo, escoamento rápido de rios após enchentes entre outros que fazem com que o solo fique saturado ou até mesmo causam erosão na base dos maciços terrosos podendo causar escorregamentos.

### **Escorregamentos Translacionais ou Planares**

Tominaga et al, (2009), entre todos os tipos de movimento de massa estes são os mais comuns. A descontinuidade mecânica e/ou hidrológicas dos solos e ou rochas cria uma superfícies de ruptura planar, que aliada a fatores tais como, degelo, chuva intensa, aumento do nível de encharcamento do solo pelas chuvas, entre outros, leva a ocorrência destes escorregamentos. A figura 19 mostra situação real de um escorregamento translacional

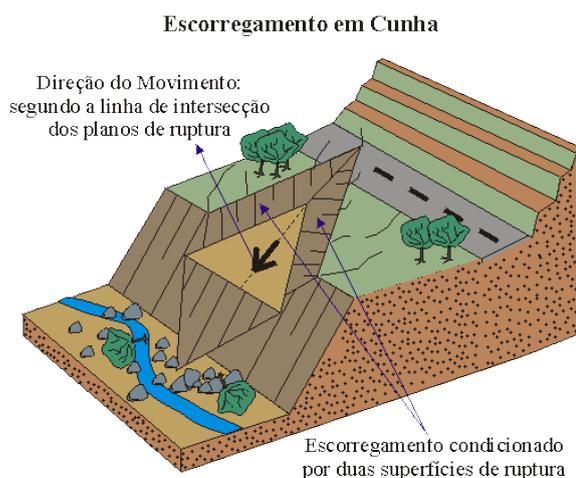
**Figura 20** - Situação real de um escorregamento translacional



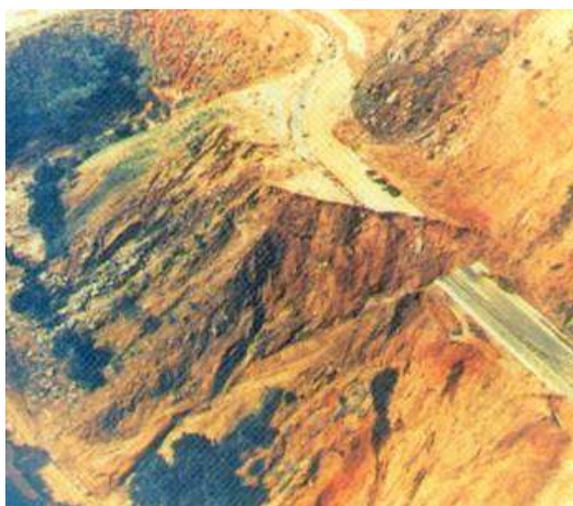
Fonte: Kempthorne & Myers (2008)

### **Escorregamento em Cunha**

Infanti Jr. & Fornasari Filho, 1988 *apud* Tominaga *et al*, (2009) afirma que, esse tipo escorregamento tem incidência principalmente em taludes de corte e aterro e/ou encostas que foram alguma de desconfinamento seja ele natural ou antrópico. Esse tipo de fenômeno está diretamente ligado aos maciços rochosos com alterações, onde pode existir duas estruturas planares em condições de instabilidade, que podem levar um deslocamento de massa ao longo do seu eixo no formate de um prisma. A figura 20 mostra uma ilustração de um escorregamento em cunha, já a figura 21 mostra uma situação real.

**Figura 21** – Escorregamento em cunha

Fonte: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09d.html>

**Figura 22** - Situação real de escorregamento em cunha

Fonte: <http://www.rc.unesp.br/igce/aplicada/ead/interacao/inter09d.html>

#### 2.4.2.3. *Quedas de blocos*

Queiroz (2009) diz que, este tipo de movimento de massa pode subdividido em quatro tipos de movimentos, sendo eles, movimento de blocos na superfície isso ocorre em locais onde a ação da água e/ou vento provocam erosão deixando bloco de pedras expostos, e que com passa do tempo viram a sofrer tombamento e rolamento, isso pode ser visto na figura 22. Tombamento de blocos esse movimento ocorre em rochas com estruturas em camadas expostas lateralmente por causa de corte feito pelo homem e por estarem nestas condições podem sofrer flexões em faces expostas provocando o tombamento do maciço rochoso, a figura 23 mostra este fenômeno. Desmoronamento, esse tipo de fenômeno e provocado quando um maciço fraturado sofre ações

do homem ou da própria natural, deixando o mesmo exposto a fatores condicionantes de instabilidade, a figura 24 demonstra um exemplo de tal acontecimento.

Define-se uma queda de blocos como uma ação de queda livre a partir de uma elevação, com ausência de superfície de movimentação. Nos penhascos ou taludes íngremes, blocos e/ou lascas dos maciços rochosos deslocados pelo intemperismo, caem pela ação da gravidade (Figura 25). (INFANTI JR. & FORNASARI FILHO, 1988 APUD TOMINAGA ET AL, 2009).

**Figura 23** - Movimento de blocos



Fonte: <http://www.wikiwand.com/pt/Matac%C3%A3o>

**Figura 24** - Tombamento de blocos



Fonte: <http://www.112.com.br/noticias/1260-2014/06/05/deslizamentos-de-blocos-rochosos-ameacam-a-seguranca-de-motoristas>

**Figura 25** – Desmoronamento de maciço rochoso



Fonte: [www.google.com.br/search?q=Escorregamentos+em+cunha&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi96KbPq9XPAhWFjZAKHQEdByMQ\\_AUICCG&biw=1366&bih=662#bm=isch&q=desmoronamento+de+rocha&imgsrc=BANWatMILlqsxM%3a](http://www.google.com.br/search?q=Escorregamentos+em+cunha&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=0ahUKEwi96KbPq9XPAhWFjZAKHQEdByMQ_AUICCG&biw=1366&bih=662#bm=isch&q=desmoronamento+de+rocha&imgsrc=BANWatMILlqsxM%3a)

E por último o tombamento de bloco, ocorre em encostas rochosas onde os blocos estão sujeitos a instabilização, tombamento e deslizamento, isso pode ser visto na figura 25 logo abaixo.

**Figura 26** - Queda de blocos



Fonte: <http://brasil.estadao.com.br/noticias/geral.documento-apontava-riscos-de-queda-de-pedras-em-morro-de-velha,10000006183>

## 2.6. Fatores condicionantes dos escorregamentos

Qualquer ponto no interior da massa de solo está sujeito a esforços, em razão do próprio peso, além daqueles gerados pela ação de forças externas. (GERSCOVICH, 2012)

Ainda segundo o autor tais esforços podem ser representados por suas resultantes que atuam na direção normal ( $P_{\alpha}$ ) e tangencial ( $T_{\alpha}$ ), por meio das quais se obtém a tensão normal ( $\sigma_{\alpha}$ ) e cisalhante ( $\tau_{\alpha}$ ).

$$(\sigma_{\alpha}) = \frac{R_{\alpha}}{A} \quad \text{Eq. 12}$$

$$(\tau_{\alpha}) = \frac{T_{\alpha}}{A} \quad \text{Eq. 13}$$

Gúdicini ; Nieble (2010), definem que os movimentos de massas tem quatro causas sendos elas:

Causas internas – (Efeitos de oscilações termicas e Diminuição dos parametros de resistencia por intemperismo).

Causas externas – (Mudanças na geometria o sistema, Efeitos de vibrações e Mudanças naturais na inclinação das encostas).

Causas intermediarias – (Elevação do nivel piezometrico em massas “homogêneas”, Elevação da coluna de água em descontinuidades, Rebaixamento do lençol freatico, Erosão subterrânea retrogressiva e Diminuição do efeito de coesão aparente.

No entanto o maior condicionante para os eventos de escorregamento de massa de solo e agua que adentra no solo fazendo com que aumente a poro pressão, desta forma contribuindo para que o solo perca sua resistência e venha a sofrer um colapso.

## 2.7. Métodos de estabilidade de taludes

A análise de estabilidade de talude é um projeto onde se estuda várias condicionantes, segundo Queiroz (2009), esse tipo de projeto consiste basicamente em estudar as condições hidrostáticas, os esforços internos e externos, além das características de todas as camadas envolvidas, geometria e limitações das escavações do local da obra, para se obter uma determinada inclinação levando-se em consideração a economia e segurança da obra.

Ainda segundo o autor existem três métodos básicos para análise de estabilidade, métodos observacionais, analíticos e numéricos.

“Métodos observacionais: são métodos intuitivos e, provavelmente, devem ter sido os primeiros métodos a ser utilizados em engenharia civil, no estudo de estabilidade de taludes.” (QUEIROZ, 2009)

O autor afirma ainda que, várias foram as tentativas de se produzir regras empíricas até mesmo ábacos com o objetivo de projetar taludes com segurança. Uma das tentativas que se pode citar como e exemplo e Newman, *apud* Hoek (1972), que publicou um manual direcionado aos

engenheiros civis ingleses, onde o mesmo dava conselhos práticos sobre a altura e a inclinação do talude, além de dar algumas sugestões sobre o sistema de drenagem e utilização da superfície curva dos taludes, para garantir estabilidade.

Com a evolução surgiram novos métodos informatizados de análise de estabilidade de talude, segundo Queiroz (2009), os métodos numéricos são mais atuais e utilizam metodologia como elementos finitos além de elementos de contorno e computação eletrônica, para o processamento das análises. Porém o estudo da estabilidade de taludes pelos métodos analíticos e numéricos tem um sério problema de confiabilidade dos dados de entrada, tais como parâmetros de resistência, características mecânicas, pesos específicos, módulos de elasticidade e condições da água no interior do maciço.

Já os métodos analíticos trabalham com a análise da existência de um equilíbrio entre as forças que agem no maciço, Queiroz (2009) afirma que esses métodos consideram superfícies de ruptura e determinam os coeficientes de segurança para cada uma delas, escolhendo o menor fator de segurança.

### ***2.7.1. Métodos do Equilíbrio-Limite***

A análise de equilíbrio-limite considera que as forças que tendem a induzir a ruptura são exatamente balanceadas pelos esforços resistentes. A fim de comparar à resistência a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio-limite, define-se o fator de segurança (FS) como a relação entre a resultante das forças solicitantes e resistentes ao escorregamento. (GUIDINICI & NIEBLE, 1983)

Massa (2010) define que, os Métodos de Equilíbrio-Limite partem dos seguintes pressupostos:

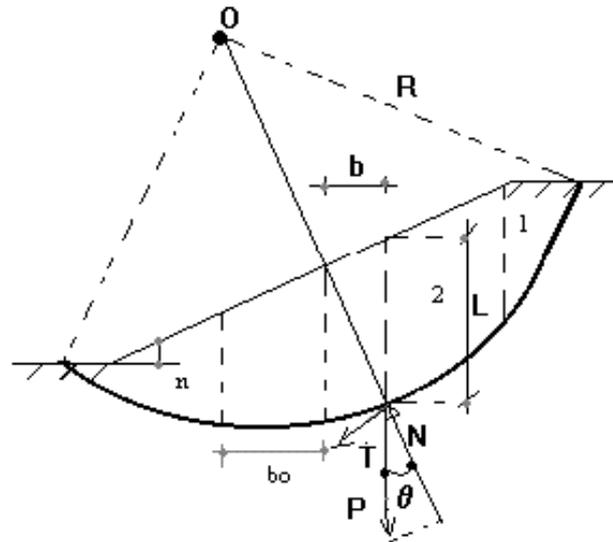
- a) o solo se comporta como material rígido-plástico, isto é, rompe-se bruscamente, sem se deformar;
- b) as equações de equilíbrio estático são válidas até a iminência da ruptura, quando, na realidade, o processo é dinâmico;
- c) o coeficiente de segurança (f) é constante ao longo da linha de ruptura, isto é, ignoram-se eventuais fenômenos de ruptura progressiva.

#### ***2.7.1.1. Método de Fellenius***

Este método é considerado como analítico por causa de seu método de análise, segundo Queiroz (2009), o método de Fellenius também pode ser denominado como o método das lamelas,

nestes métodos e feita uma análise no plano considerando uma linha de ruptura circular, subdividido o corpo livre em várias lamelas verticais, de largura (B) quase semelhantes. A figura 27 demonstra o esquema de divisão das lamelas.

**Figura 27** – Esquema do método de Fellenius ou método das lamelas.



Fonte: Queiroz (2009)

Ainda conforme o autor neste método o fator (FS) de segurança é determinado por meio de tentativas, estudando uma série de círculos, com centros diferentes. Deve-se calcular vários círculos com centros diferentes, com objetivo de se obter o menor fator de segurança para o conjunto das superfícies calculadas. Este método leva em consideração a ação dos esforços internos sobre a superfície de ruptura escolhida como sendo.

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n \text{esforços resistentes}}{\sum_{i=1}^n \text{esforços atuantes}}$$

Na equação os a somatória dos esforços resistentes representa a resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície considerada, já a somatória dos esforços atuantes representam os esforços tangenciais de cada lamela sobre a mesma superfície considerada anteriormente. Segundo Queiroz (2009), quando existir camadas de solos diferentes, considera-se os parâmetros de resistência e os pesos específicos de cada camada. E na ocorrência de um lençol freático no interior do maciço será necessário considerar o diagrama de poro pressões ( $\mu$ ), com atuação na superfície potencial de ruptura considerada. Considerando a poro pressão tem-se a seguinte equação

$$FS = \frac{\sum_{i=1}^n c \cdot L \sum_{i=1}^n (P \cdot \cos \alpha - \mu \cdot L) \cdot \text{tg } \phi}{\sum_{i=1}^n P \cdot \text{sen } \alpha} \quad \text{Eq. 14}$$

Onde;

- $\sigma = P \cdot \cos \alpha$
- $T = P \cdot \text{sen } \alpha$
- $c \cdot L =$  (parcela da coesão na base de cada lamela)
- $\mu =$  (parcela da poro-pressão na base de cada lamela)

### 2.7.1.2. Método de Bishop

Este método também pode ser caracterizado como Método de Bishop Simplificado, conforme Queiroz (2009), este método foi proposto por A. W. Bishop em 1995 e leva em consideração a superfície de ruptura cilíndrica e assim como em Fellenius divide o corpo livre em lamelas. E em geral também considera os esforços laterais entre as lamelas.

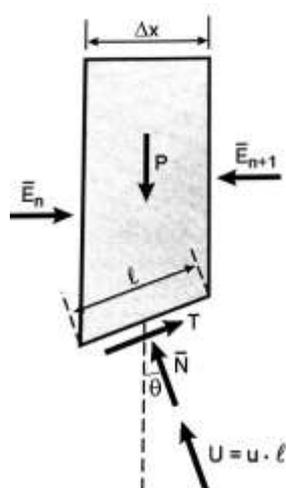
O autor afirma ainda que a diferença básica entre os métodos de Fellenius e Bishop é o porquê o método de Bishop tanto analisa o equilíbrio dos momentos resistentes e atuantes, como também o equilíbrio dos esforços que atuam em cada lamela.

Neste método o equilíbrio das forças é realizado no sentido vertical, como apresentado na figura 28. E o fator de segurança é obtido pela seguinte equação.

$$F = \frac{c' \cdot l + \frac{P - u \cdot \Delta x - c' \cdot \Delta x \cdot \text{tg } \theta / F}{\cos \theta + \text{tg } \theta' \cdot \text{sen } \theta / F} \cdot \text{tg } \phi'}{\sum (P \cdot \text{sen } \theta)} \quad \text{Eq. 15}$$

Onde:

- $c'$  = coesão, destinado ao centro da base da fatia;
- $\phi'$  = ângulo de atrito, destinado ao centro da base da fatia;
- $l$  = comprimento da base da fatia;
- $P$  = peso da fatia;
- $u$  = poro-pressão no centro da base da fatia;
- $\Delta x$  = espessura da fatia;
- $\Theta$  = inclinação da base da fatia.

**Figura 28** – Lamela de Bishop

Fonte: Massad (2010)

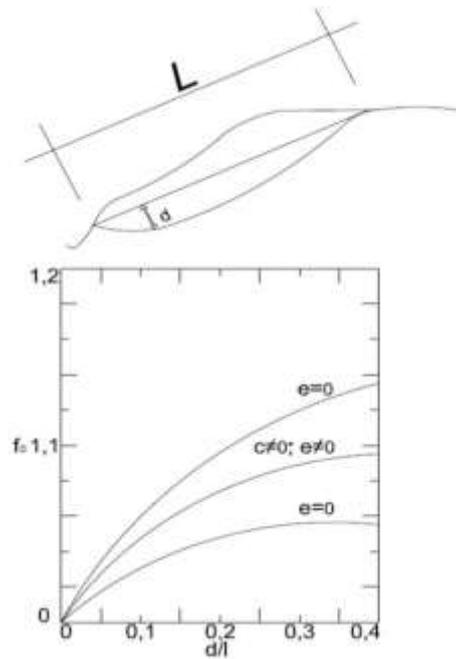
Além de não satisfazer o equilíbrio de forças horizontais, o método de Bishop Simplificado pode apresentar alguns problemas numéricos, os quais podem ser identificados ao aplicar o método de Fellenius para a mesma superfície de ruptura. Se o fator de segurança encontrado for maior que o do Bishop, conclui-se que ocorreu algum problema numérico. Nesses casos, o método de Fellenius é mais indicado. (DUNCAN, 1996 *apud* TONUS 2009)

### 2.7.1.3. Método de Janbu

Este método tem conceito bem diferente dos outros três métodos citados anteriormente, segundo Fiori & Carmignani (2013), utiliza-se este método quando as superfícies de escorregamento não são necessariamente circulares.

Mas segundo Connolly (1997) *apud* Tonus (2009), a grande dificuldade da utilização de superfície não circular é conseguir determinar um único ponto em que todas as forças atuem simultaneamente, para poder efetuar o equilíbrio de momentos. E isso leva o método a considerar apenas o equilíbrio entre forças verticais e horizontais, tornando-se um método de equilíbrio de forças.

O Método de Janbu Simplificado é similar ao método Bishop Simplificado. Segundo Tonus (2009), Janbu também considera que a resultante das forças entre as fatias age na horizontal e por esse motivo aplica um fator de correção ( $f_0$ ) ao coeficiente de segurança com o intuito de minorar os erros gerados pelas presunções adotadas. O valor representativo de  $f_0$  é obtido no gráfico exposto na figura 29, e tem relação direta com o tipo de solo e a geometria da superfície de deslizamento determinada pela equação 16.

**Figura 29** - Método de Jambu Simplificado

Fonte: Gerscovich (2012)

O fator de segurança deste método é obtido pela seguinte equação:

$$F_s = F_0 \frac{\sum [bc + (P - \mu b) \operatorname{tg} \phi \frac{1}{M_\alpha}]}{\sum P \operatorname{sen} \alpha} \quad \text{Eq. 16}$$

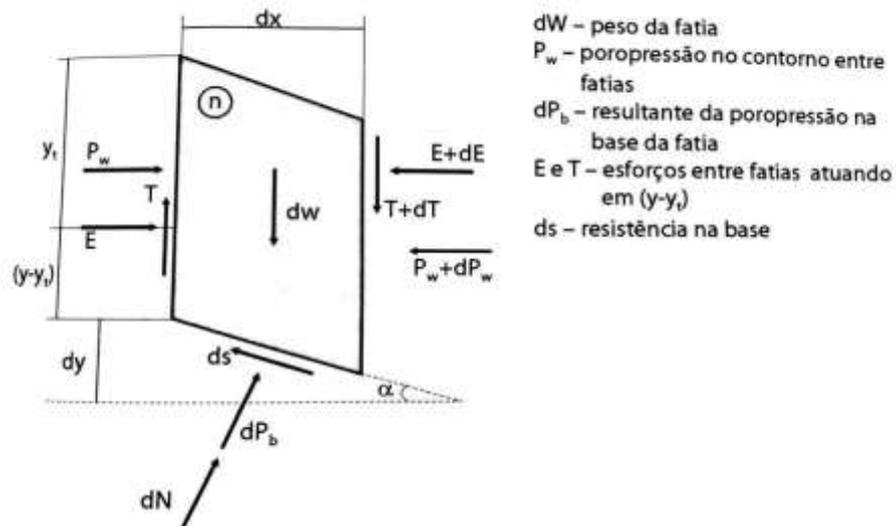
Onde:

- \$C'\$ = coesão para o centro da base da fatia;
- \$\phi'\$ = ângulo de atrito para o centro da base da fatia;
- \$P\$ = peso da fatia;
- \$u\$ = poro-pressão no centro da base da fatia;
- \$b\$ = espessura da fatia;
- \$\alpha\$ = inclinação da base da fatia;
- \$f\_0\$ = fator de correção.

#### 2.7.1.4. Método de Morgenstern e Price

O método mais geral de equilíbrio limite para uma superfície qualquer foi desenvolvido por Morgenstern e Price (1965). (GERSCOVICH, 2012)

Este método divide o corpo em uma quantidade de fatias infinitesimais submetidas as pressões atuantes a figura 30 ilustra os parâmetros levados em consideração neste método.

**Figura 30** – Esforços na fatia n

Fonte: Gerscovich (2012)

Além de não ter restrições para nenhum tipo de superfície, segundo Tonus (2009), a sua principal vantagem comparando aos demais métodos conhecidos e comentados anteriormente, e a oportunidade de averiguação de qualquer tipo de ruptura e também satisfaz os equilíbrios de forças na horizontal e vertical, quanto o momento.

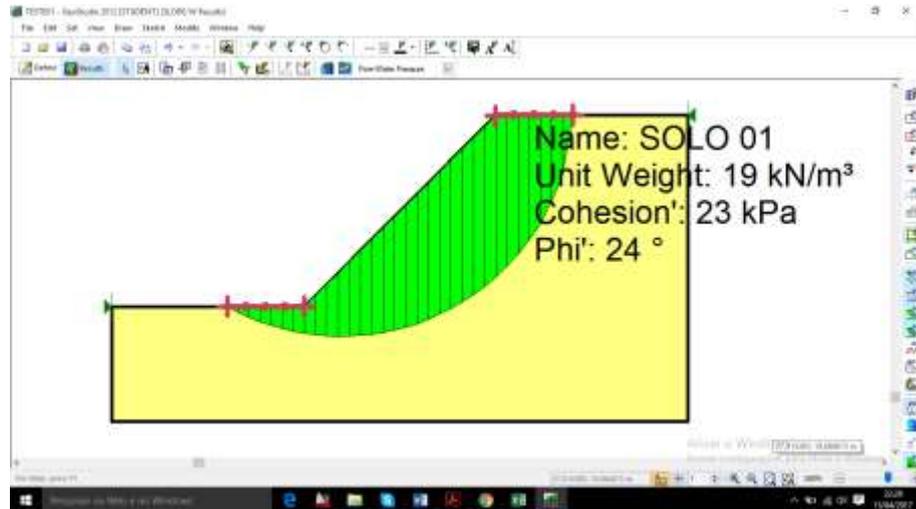
## 2.8. Métodos Computacionais

No mercado existe uma grande quantidade de programas que fazem análise de estabilidade de talude, cada um mais evoluído do que o outro, mas, o bom profissional tem que saber manusear bem essas ferramentas, pois os programas são alimentados pelo profissional de engenharia civil, que como é óbvio espera-se que o mesmo tenha conhecimento das informações necessárias para alimentar qualquer que seja o método computacional. Esses métodos computacionais operam com base nos métodos de cálculo expostos anteriormente e têm a capacidade de dividir a massa de solo em várias fatias, contribuindo assim para uma maior definição nos resultados.

Um destes métodos computacionais é o GeoStudio, dentro desta plataforma, existe um outro seguimento que se chama SLOPE / W, que analisa eficazmente problemas simples e complexos para uma vasta gama de formas de superfície de deslizamento, condições de pressão de porosidade, propriedades do solo, métodos de análise e condições de carga. Com esta variada opções de recursos, SLOPE / W pode ser usado para analisar quase qualquer problema de estabilidade de declive que podem ser encontrados em projetos de engenharia geotécnica, civil e

de mineração. A figura 31 demonstra a análise de um talude feita como software.

**Figura 31** - Análise de estabilidade de talude com o uso do software GeoStudio.



Fonte: Autor (2017)

## 2.9. Observações segundo NBR - 11. 682/2009

A NBR 11. 682/2009 fixa as condições exigíveis no estudo e controle da estabilidade de encostas e de taludes em solo, rocha ou mistos, resultantes de cortes e aterros realizados em encostas.

Para este tipo de obra, a norma adota algumas definições devem ser levadas em consideração, que são chamadas de etapas preliminares, são elas;

- Etapa de investigação geológica-geotécnica- Contempla ensaios in situ e em laboratório, coleta de dados etc.
- Etapa de projeto – contempla a caracterização do perfil geológico-geotécnico, caracterização do tipo de estabilização, definição do modelo e cálculo e detalhamento da obra com as respectivas fases de execução.
- Etapa de execução da obra - contempla as condições básicas de técnica de execução, sequencia executiva, detalhes de acabamentos, segurança e controle de qualidade, e o as built.
- Etapa de acompanhamento – contempla a definição dos critérios de fiscalização durante a execução da obra, de forma a garantir o fiel cumprimento do projeto.
- Etapa de manutenção e monitoramento da obra pós execução.

Tudo isso é necessário para que a obra atenda aos critérios de segurança, assim evitando possíveis danos contra a vida humana e contra o meio ambiente. Neste trabalho foram realizadas investigações geotécnicas e topográficas.

### 3. METODOLOGIA

O presente trabalho trata-se da elaboração de um projeto de talude de aterro, e para a elaboração do mesmo, foi necessário realizar um levantamento de dados a respeito da topografia e do local do projeto, além da caracterização geotécnica do solo a ser utilizado entre outras informações. Em seguida com base nas informações topográficas e geotécnicas, foi elaborado um projeto do talude de aterro, e posteriormente foi feita uma avaliação para saber se o talude atendia ou não as condições de estabilidade exigido pela NBR 11682/2009. A determinação do fator de segurança foi feita por meio de software de análise de estabilidade de taludes.

A metodologia teve como objetivo estabelecer um roteiro para-se alcançar os objetivos de maneira correta. A mesma foi elaborada em etapas, as quais serão apresentadas logo em seguida.

#### 3.1. Local para onde foi projetado o talude

O objeto de estudo está localizado na cidade de Monte Santo do Tocantins a aproximadamente 118 km da capital Palmas. A figura 32 mostra toda a área da orla, a indicação da área para onde foi projetado o talude.

**Figura 32** – Localização aerofotográfica do objeto de estudo



Fonte: Autor (2017)

### 3.2. Análise topográfica do local

Foi verificado a que a prefeitura municipal possuir as informações as informações planialtimétricas de toda a cidade, logo então o primeiro passo nesta etapa foi encaminhar um ofício para a prefeitura solicitando uma cópia do levantamento topográfico do local a ser estudado, que seria a orla da cidade de Monte Santo - TO. Após a obtenção da cópia deste documento foi feito uma análise da topografia do terreno analisando as variações de cota da área.

### 3.3. Levantamento fotográfico

A orla foi construída fazendo o barramento de uma pequena nascente, na época de estiagem o nível de água da orla diminui consideravelmente, quase chegando a secar, isso possibilitou o registro fotográfico mostrando a extensão da orla por onde será executado o talude. A figura 33 a seguir mostra a situação do local no período de estiagem.

**Figura 33-** Situação da Orla no período de estiagem.



Fonte: Autor (2017)

### 3.4. Determinação do local da jazida de empréstimo

O primeiro passo nesta etapa foi coletar a amostra de solo, em uma possível jazida de empréstimo. Não foi possível coletar a amostra na localidade da obra, porém o material foi coletado em jazida na região norte de Palmas – TO. Essa decisão foi tomada levando em consideração que o material coletado tivesse as mesmas características do material já usado em

uma obra de mesma também de talude de aterro na orla da cidade. A comparação das características dos materiais foi realizada da seguinte forma.

*Teste visual (exame de granulometria)* – Baseia-se na observação visual observando as seguintes características, forma, tamanho, constituição mineralógica e a cor dos grãos do solo. Consegue-se diferenciar os solos grossos e finos.

*Teste do tato* – Consiste em pegar a amostra de solo e apertar e/ou friccionar entre os dedos, neste método observa-se que os solos ásperos têm comportamento arenoso, já os solos macios tem comportamento argiloso. A figura 34 a baixo mostra a localização de onde obteve-se a amostra de solo a ser ensaiada em laboratório.

**Figura 34** - Aerofotografia da localização da jazida onde foi coletada amostra.



Fonte: Autor (2017)

### 3.5. Caracterização geotécnica da jazida de empréstimo

Para a realização da avaliação da estabilidade do talude, foi necessário a extração de amostras deformadas para a realização dos ensaios de caracterização do solo e obtenção dos parâmetros geotécnicos do mesmo.

O processo de retirada das amostras e dos ensaios serão mencionados a seguir em tópicos. O principal objetivo dos mesmos é a obtenção do peso específico do solo, coesão e ângulo de atrito interno, pois estas informações são necessárias para a análise da estabilidade do talude.

### 3.6. Amostragem

Após o processo de determinação do local da jazida de empréstimo foi executado processo de retirada das amostras tanto deformada seguindo sempre as orientações da NBR 9604/1986.

As amostra deformada foi obtida por meio do processo de escavação, alterando as condições naturais de compactação do solo, a amostras foi acondicionada em saco de fibra. Onde as mesmas terão que ter duas etiquetas de identificação uma interna e outra externa. Por se tratar um local onde constantemente retira-se material, a camada de matéria orgânica já havido sido retirada, a coleta se deu da seguinte forma, foi aberto uma pequena trincheira de profundidade de 20 cm e diâmetro de 60 cm, posteriormente foi escavado o material que serviria como amostra, foi coletado 25 kg de solo o mesmo foi colocado em saco de fibra resistente é encaminhado para análise em laboratório. Todo o material coletado foi de um único ponto da jazida, isso porque o horizonte do solo não mudou durante a escavação. O material foi coletado no dia 06 de março de 2017, na região norte de palmas conforme as coordenadas da imagem acima. As figuras 35 e 36 a seguir mostram o momento da coleta da amostra.

**Figura 35** - Serviço de escavação.



**Figura 36** - Acondicionamento do material em saco de fibra.



Fonte: Autor (2017)

### 3.7 Determinação das características do solo

O primeiro passo após a chegada com material no laboratório, foi colocar o mesmo para uma secagem ao ar, até próximo da umidade higroscópica. O segundo passo foi o fazer o descarregamento dos torrões e seguida foi feita a homogeneização da amostra. Posteriormente

foi feito o quarteamento do material separando as amostra para cada tipo de ensaio conforme a NBR 6457/1986. A figura 37 demonstra a secagem prévia do material.

**Figura 37** - Secagem prévia do material para que o mesmo possa ficar próximo da umidade higroscópica.



Fonte: Autor (2017)

### 3.7. Determinação da massa específica

Esta informação foi obtida seguindo os procedimentos ditados pela NBR-6458/1984. A seguir são descritas a etapas.

a) Tomou-se uma fração da amostra de solo previamente preparada conforme manda a NBR 6457/86, essa amostra foi passada na peneira 4,8 até que tivesse 500g de material passante caracterizando assim a amostrar a ser ensaiada;

b) Das 500g de amostra preparada de acordo com NBR 6457, tomou-se 250g para este ensaio;

c) Fez-se homogeneização da amostra e pesou-se a mesma, em seguida colocou-se o material em um recipiente com água destilada por um intervalo de tempo (12h no mínimo). Após este período transferiu-se a amostra para um aparelho de dispersão, o onde o mesmo passou por um período de dispersão por de aproximadamente 15 minutos;

d) Posteriormente com auxílio de um funil, transferiu-se a amostra para picnômetro e completou com água destilada até marcação correspondente, em seguida pesou-se o conjunto (picnômetro + solo + água), determinou-se a massa do picnômetro cheio de água até a marcação correspondente;

e) E posterior a todos esses passos efetuou-se os cálculos para determinação da massa específica do solo.

Para a determinação desta informação foram feitos dois ensaios. Os resultados foram obtidos por meio da seguinte equação.

$$\delta = \frac{Ms}{Ms+M1-M2}$$

Eq. 17

$\delta$  = massa específica

Ms = massa de solo seco

M1= Massa Picnômetro Cheio de Água

M2 = Massa Picnômetro + Solo + Água, T°C de Ensaio

### 3.8 - Determinação do teor de umidade

A determinação do teor de umidade natural do solo foi realizada da seguinte maneira:

Primeiramente pegou-se 02 (duas) cápsulas e pesou-se a mesmas obtendo-se o (M3). Posteriormente as mesmas foram preenchidas, cada uma com uma certa quantidade de solo no estado natural todas já previamente preparadas. Em seguida as mesmas foram pesadas obtendo-se o (M1). Logo em seguida as amostras foram levadas para a secagem em estufa por um período de 24 horas a uma temperatura de 105°C a 110°C, obtendo assim o material no estado seco (M2).

Este procedimento é dado pela NBR 6457/1986. A figura 38 mostra o procedimento de pesagem das cápsulas.

**Figura 38** - Processo de pesagem da cápsula.



### 3.9. Análise granulométrica

Primeiramente se procedeu a preparação da amostra seguindo os procedimentos da NBR 6457/86, que foi realizado da seguinte forma.

- a) Seca-se uma determinada quantidade de solo ao ar (uma quantidade maior do que aquela que será utilizada no ensaio), desmancham-se os torrões e, em seguida separa-se o material cuidadosamente.
- b) Posteriormente tomou-se um certa fração do material previamente já preparado passou-se na peneira 19,1mm, do material passado na peneira citada anteriormente, tomou-se uma quantidade, em função da dimensão estimada dos grãos maiores, conforme indicado pela tabela 3 da NBR 6457/86. A figura 39 mostra a tabela 3 da norma.

**Figura 39** - Tabela de quantidade de amostra para análise granulométrica.

**TABELA 3 – Quantidade de amostra para análise granulométrica**

Dimensões dos grãos maiores contidos na amostra, determinada por observação visual (mm)	Quantidade mínima a tomar (kg)
< 5	1
5 a 25	4
> 25	8

Fonte: NRB 6457 (1986)

Segundo a norma o material assim obtido constitui a amostra a ser ensaiada. Sendo assim conforme observado usou-se 1,00 kg de material para o ensaio de granulometria.

Posteriormente procedeu-se a preparação da amostra seguindo os procedimentos da NBR 7181/84, que foi realizado da seguinte forma.

c) Pegou-se a amostra de solo seco ao ar e peneirou-se o material na #10 (2,00mm). Tomou-se o cuidado de desmanchar os possíveis torrões que ainda existiam nos solo, de modo a assegurar que ficassem retidos na #10 (2,00mm) apenas os grãos maiores que a abertura da malha.

d) O material retido na #10 (2,00mm) foi lavado a fim de eliminar o material fino aderente e pesado, em seguida foi posto para secar em estufa, a uma temperatura entre 105 a 110 °C, após o processo de secagem o material foi pesado novamente, este material foi utilizado no peneiramento grosso do solo.

e) O material que passou na peneira #10 (2,00mm), foi lavado na peneira de 0,075mm, a fim de eliminar o material fino aderente e pesado, posteriormente foi levado para secar em estufa, a uma temperatura entre 105 a 110 °C, após o processo de secagem o material foi pesado novamente, este material foi utilizado no peneiramento grosso do solo.

f) Último passo foi passar o material pelo processo de peneiramento, a sequência de peneiras foi a seguinte, 25,4; 19,1; 9,5; 4,8; 2,0; 1,19; 0,59; 0,42; 0,25; 0,15; e 0,075 mm, cada quantidade de material retido em cada uma das peneiras foi pesado para montar a curva granulométrica do solo. A seguir as equações usadas para a obtenção da curva granulométrica.

Equação 18 e usada para calcular a massa total da amostra seca.

$$M_s = \frac{(M_t - M_g)}{100 + h} \times 100 + M_g \quad \text{Eq. 18}$$

Onde:

$M_s$  = massa total da amostra seca;

$M_t$  = massa da amostra seca ao ar;

$M_g$  = massa do material seco retido na peneira de 2,0 mm;

$H$  = umidade higroscópica do material passa na peneira de 2,0 mm.

Equação 19 usada para calcular as percentagens de materiais que passam nas peneiras 38, 25, 19, 9,5, 4,8 e 2,0 mm.

$$Q_s = \frac{(M_s - M_i)}{M_s} \times 100 \quad \text{Eq. 19}$$

Onde:

$Q_g$  = porcentagem do material passado em cada peneira;

$M_s$  = massa total da amostra seca;

$M_i$  = massa do material retido acumulado em cada peneira.

Equação usada para calcular as percentagens de matérias que passam nas seguintes peneiras 0,42, 0,26, 0,16 e 0,076 mm.

$$M_s = \frac{Mh - 100_g - M_i(100 + h)}{M_h \times 100} \times N \quad \text{Eq. 20}$$

Onde:

$Mh$  = massa do material úmido submetido ao peneiramento fino;

$h$  = umidade higroscópica do material;

$M_i$  = massa do material retido acumulado em cada peneira;

$N$  = porcentagem de material que passa na peneira de 2,0 mm.

### **3.10. Determinação dos limites de consistência**

#### ***3.10.1. Determinação do Limite de Liquidez***

Esta informação foi obtida seguindo os procedimentos ditados pela NBR-6459/1984. A seguir são descritas as etapas.

- a) Tomou-se uma fração da amostra de solo previamente preparada, essa amostra foi passada na peneira 4,8 até que tivesse 200g de material passante caracterizando assim a amostra a ser ensaiada este procedimento e ditado pela NBR 6457/86;
- b) Das 200g de amostra preparada de acordo com NBR 6457, tomou-se 100g para este ensaio, em seguida o material foi colocado em cápsula de porcelana, em seguida adicionou-se água em pequenas quantidades, amassando e revolvendo o material, de forma vigorosa e continua com o auxílio de uma espátula, até que obtivesse uma pasta homogênea, com consistência tal que sejam necessários cerca de 35 golpes para fechar a ranhura;
- c) O próximo passo foi transferir a pasta homogênea para a concha do aparelho de Casa Grande, moldando-a de forma que na parte central a espessura seja da ordem de 10mm. O excesso de material foi retornado para a cápsula. A massa de solo que foi acomodada na concha do aparelho, foi dividida em duas, passando um cinzel através da mesma, de maneira a abrir uma ranhura em sua parte central;
- d) Golpeou-se a concha contra a base deixando-a cair em queda livre, girando a manivela a razão de duas voltas por segundo, até a quantidade de golpes necessárias para que as bordas inferiores da ranhura se unissem ao longo de 13mm de comprimento,

aproximadamente. Anotou-se a quantidades de golpes, logo em seguida transferiu-se, imediatamente, uma pequena quantidade do material de junto das bordas que se uniram para um recipiente adequado da umidade, procedimento ditado pela NBR 6457/1984, o restante do material foi transferido para a cápsula de porcelana novamente, lavou-se e enxugou-se a concha e o cinzel para posterior repetição do ensaio;

- e) Adicionou-se mais água na amostra homogeneizando-a por 3 (três) minutos, em seguida repetiu-se os procedimentos descritos de c) a d), obtendo assim o 2º ponto de ensaio;
- f) Repetiu-se as operações e) e c) a d) de modo a se obter pelo menos três pontos de ensaio, cobrindo o intervalo de 15 a 35 golpes.

Obs.: As repetição das operações foram realizada para obtenção de 5 pontos de ensaio.

O ensaio foi realizado em condições ambientes que minimizaram a perda de umidade do material por evaporação. A seguir a figura 40 demonstra como foi o procedimento de abertura da ranhura da amostra já condicionada no aparelho de casa grande.

**Figura 40** - Abertura da ranhura da amostra por meio do cinzel.



### **3.10.2. Determinação do Limite de Plasticidade**

Esta informação foi obtida seguindo os procedimentos ditados pela NBR-7180/1984. A seguir são descritas as etapas.

- a) Das 200g de amostra preparada de acordo com NBR 6457, tomou-se 100g para este ensaio;
- b) Em seguida o material foi colocado em cápsula de porcelana, em seguida adicionou-se água em pequenas quantidades, amassando e revolvendo o material, de forma vigorosa e continua com o auxílio de uma espátula, até que obtive-se uma pasta homogênea, de consistência plástica;
- c) Tomou-se cerca de 10 g da amostra preparado e moldou-se uma pequena bola, que foi rolada sobre a placa de vidro com pressão suficiente da palma da mão para dar forma de cilindro;
- d) O intuito deste ensaio é formar um cilindro com 3 mm de diâmetro e 10mm de comprimento, e quando este atingir essas dimensões deverá estar começando a fragmentar-se, se a fragmentação ocorrer antes de atender as condições descritas anteriormente, ou não se fragilmente mesmo após atender as condições, deve ser retornar o material para a cápsula e adicionar mais água ou material para que a amostra fique mais plástica. Durante o ensaio isso aconteceu algumas vezes e foi necessário retornar o material para cápsula e acrescentar água até o material atingir a consistência plástica, e quando o material atendeu todas as condições de medidas e começou se fragmentar, transferiu-se imediatamente as partes do mesmo para uma cápsula para a determinação da umidade conforme a NBR 6457/1984.
- e) Repetiu-se as operações 2 e 3 de modo a se obter cinco valores de umidade.

A figura 41 a seguir demonstra o processo de moldagem descrito na etapa d).

**Figura 41** - Comparação do gabarito cilíndrico com o solo moldado.



Fonte: Autor (2017)

### 3.11. Ensaio de compactação

As informações deste ensaio foram obtidas seguindo os procedimentos ditados pela NBR-7182/1986. A seguir são descritas as etapas.

- a) Tomou-se uma fração previamente preparado conforme a NBR6457/1984, e passou-se este material nas peneiras 19,1 e 4,8 mm, onde obteve-se 20,650 kg de material grosso e 9,350 kg de material fino. O quarto passo foi separar 5 amostras do material com 5,00 kg cada uma com as seguintes proporções, material grosso  $68,83\% = 3,44\text{kg}$  e material fino  $31,17\% = 1,56\text{ kg}$ .
- b) Fixou-se o molde cilíndrico a sua base, acoplou-se o cilindro complementar e apoiou o conjunto a uma base rígida. No caso o cilindro usado foi um cilindro grande então colocou-se um o disco espaçador.
- c) Em uma bandeja metálica, e com auxílio de uma proveta de vidro, foi adicionado água, gradativamente e envolvendo continuamente a primeira amostra do material, de forma a se obter um teor de umidade em torno de 5% abaixo da umidade ótima presumível.
- d) Após a homogeneização, foi executado o processo de compactação, atendo-se ao soquete, número de camadas e número de golpes por camada correspondente a energia desejada. A tabela 3 a seguir da NBR 7182/1986 mostra energia usada nesse ensaio.

**Tabela 3 – Energia de compactação**

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camadas	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camadas	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: NBR 7182/1986

- e) Após a compactação da última camada, retirou-se o cilindro complementar depois de escarificar o material em contato com a parede do mesmo, com auxílio de um espátula. Deixou-se um excesso de material compactado, com 1 cm acima do molde, que foi removido com uma auxílio de régua biselada, em seguida removeu-se o molde cilíndrico da base.
- f) Pesou-se o conjunto (solo + cilindro), e por subtração do peso do molde cilíndrico, obteve-se o peso úmido do solo compactado.
- g) E por último com o auxílio do extrator, retirou-se o corpo de prova de molde e do centro do mesmo, tomou-se uma amostra para a determinação da umidade, de acordo com a NBR 6457/1984.

Obs: Estes procedimentos foram feitos com as 5 amostras, o que variou de uma pra outra foi o teor de umidade a primeira foi compactada com teor de umidade 5% abaixo da umidade ótima presumível, já a segunda com umidade 2% superior à primeira, e assim por diante. As figuras 42 e 43 a baixo mostram o processo de homogeneização e compactação das amostras.

**Figura 42** - Preparação do material para compactação.



**Figura 43** - Processo de compactação.



Fonte: Autor (2017)

O intuito deste ensaio é compactar a amostra de solo, variando a umidade de maneira a se obter um ponto de compactação máxima alcançando a umidade ótima de compactação.

### 3.12. Cisalhamento Direto

Para a execução deste ensaio foram usadas amostras de solo deformadas depois de terem passado por um processo de compactação, isso necessário para que se possa simular os parâmetros solo (coesão e ângulo de atrito), em seu estado compactado.

O ensaio de cisalhamento direto seguiu os seguintes passos:

- a) Dos três primeiros corpos de prova compactado, além das amostras retiradas para obtenção do teor de umidade também foram retiradas amostras para o ensaio de cisalhamento direto, as amostras foram retiradas por meio da cravação de um molde metálico que possui as seguintes dimensões; 6 x 6 x 2 cm, em seguida retirou-se a amostra do molde com o devido cuidado para danificar a mesma.
- b) Verificou-se as condições de funcionamento do equipamento, certificando que todos os instrumentos de monitoramento estavam ajustados e funcionando corretamente. Logo em seguida, se deu o procedimento de montagem e execução do ensaio. As figuras 44 e 45 mostram o processo de inserção do corpo de prova na caixa e logo em seguida a instalação da parte superior da caixa bipartida. Já a figura na página seguinte demonstra o processo de montagem da caixa de cisalhamento.

**Figura 44** - Inserção do corpo de prova caixa bipartida.



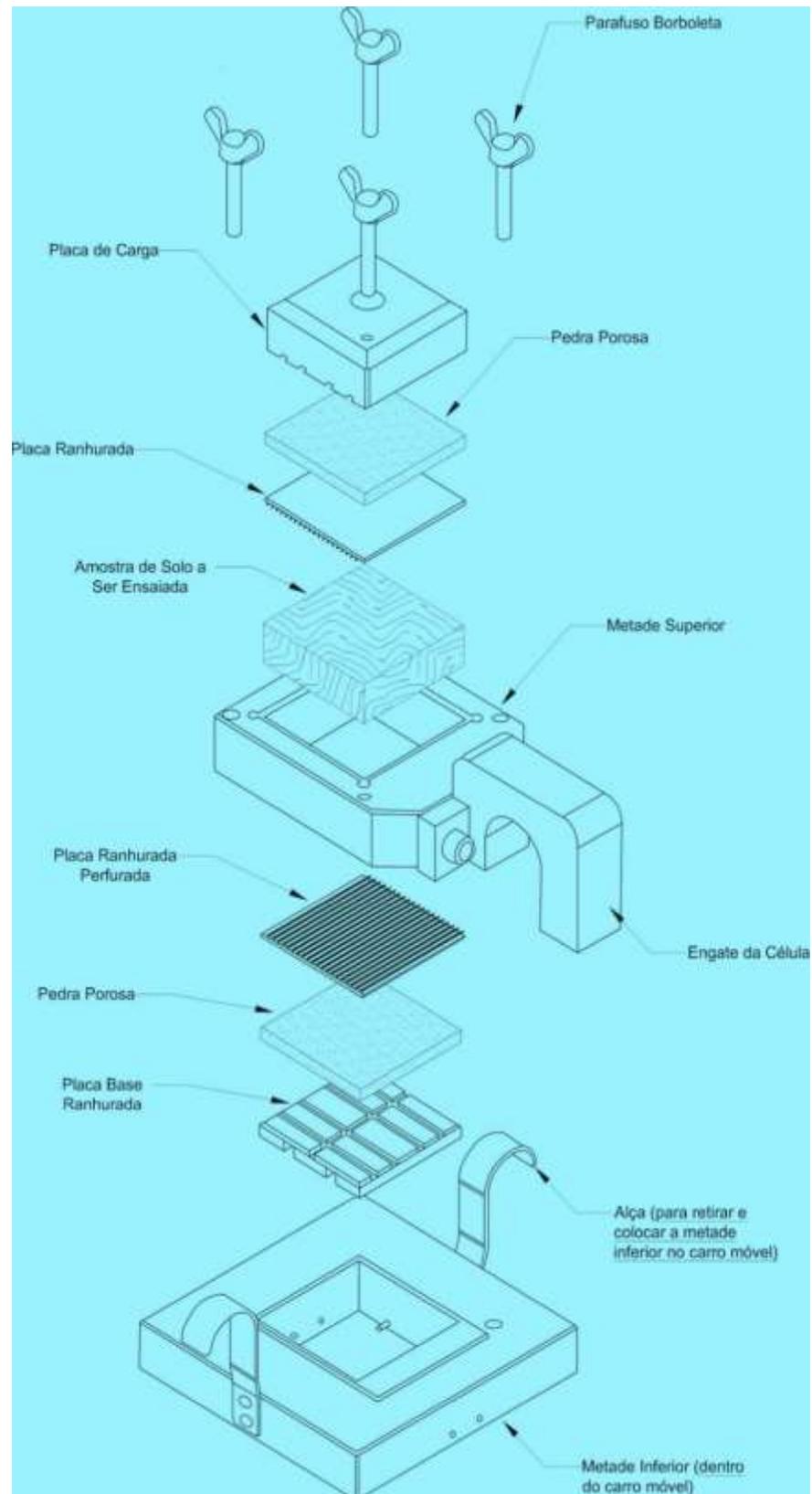
**Figura 45** - Instalação da conjunto superior da caixa bipartida



Fonte: Autor (2017)

Na página a seguir a figura 46 ilustra o processo de montagem da caixa de cisalhamento direto.

**Figura 46** - Ilustração do processo de montagem da caixa de cisalhamento direto.



Fonte: SOUSA; OLIVEIRA apud SOLOTEST, 2013.

c) Durante o ensaio foram aplicadas as seguintes tensões normais para o adensamento nos corpos de prova: 25,00; 50,00; 100,00 Kgf. Os corpos de prova foram submetidos a uma velocidade de deslocamento horizontal de (0,044mm/min), que se permaneceu constante até a ruptura do mesmos por cisalhamento. Durante todo o período de ensaio foram observados e anotados os deslocamentos horizontais e a deformação do anel dinamométrico, essas informações foram utilizados para a elaboração da curva tensão X deformação.

Este ensaio é usado para obtenção de coordenadas de pontos da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb para obtenção dos critérios de resistência coesão (c) e ângulo de atrito interno do solo ( $\Phi$ ). Como já citado anteriormente no referencial teórico, estas duas informações têm ligação direta com a determinação da estabilidade do maciço terroso.

### **3.13. Determinação da seção transversal do talude**

Esta etapa se deu por meio de um estudo, onde foi observado a topografia do local levando em consideração o tipo de obra que seria projetado para o local. Partindo do princípio que será um talude de aterro, e que o mesmo servirá de base para execução de um passeio em bloco de concreto intertravado no entorno da orla, a seção transversal do talude foi definida da seguinte forma, pegou-se a cota da rua que passa na lateral da orla, e de acordo com a largura do passeio, a diferença de cota entre a rua e o fundo do lago da orla definiu-se então a seção do talude.

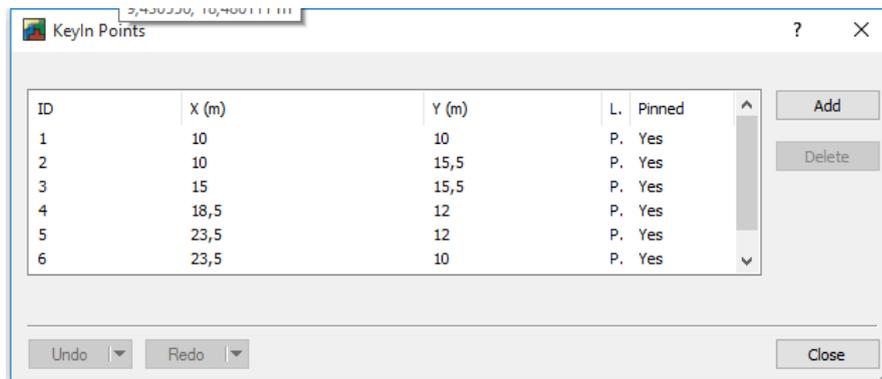
### **3.14. Determinação da Estabilidade da Seção Inicial por meio do GeoStudio**

A avaliação da estabilidade foi realizada por meio de um software computacional que se chama GeoStudio, por meio do qual se determinou o fator de segurança. Os fatores que contribuíram para escolha do uso deste software, foram o conjunto de praticidade do mesmo para a área de engenharia, e também por possuir versões gratuitas para estudantes. E dentre as ferramentas do software, o SLOPE/W foi utilizado para calcular o fator de segurança do talude.

As informações obtidas nos ensaios de caracterização geotécnica do solo, cisalhamento direto e também as coordenadas da seção transversal do talude, serviram para alimentar o programa o qual processou todas essas informações e definiu a estabilidade do talude levando em consideração o fator de segurança estabelecido pela NBR 11.682/2009 que e de no mínimo 1,5.

O processo para a geração da seção transversal do talude no programa se deu da seguinte forma, assim como mostras as figuras 47, 48, 49 e 50.

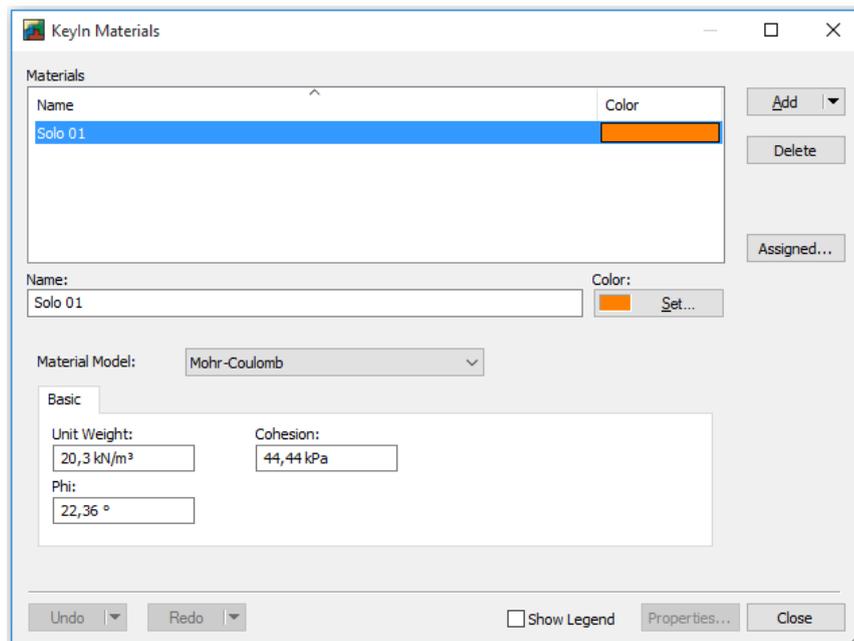
**Figura 47 - Lançamentos dos pontos no plano cartesiano.**



ID	X (m)	Y (m)	L. Pinned
1	10	10	P. Yes
2	10	15,5	P. Yes
3	15	15,5	P. Yes
4	18,5	12	P. Yes
5	23,5	12	P. Yes
6	23,5	10	P. Yes

Fonte: Autor 2017

**Figura 48 - Configuração do material.**



Materials

Name	Color
Solo 01	[Orange]

Name: Solo 01 Color: [Orange] Set...

Material Model: Mohr-Coulomb

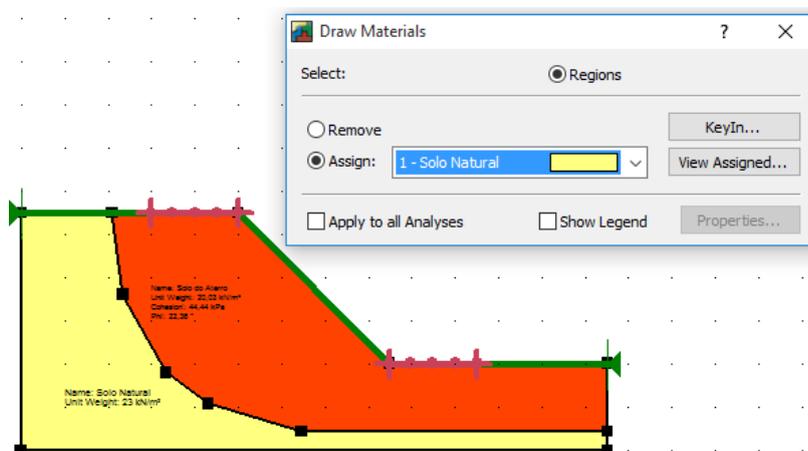
Basic

Unit Weight: 20,3 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 44,44 kPa

Phi: 22,36 °

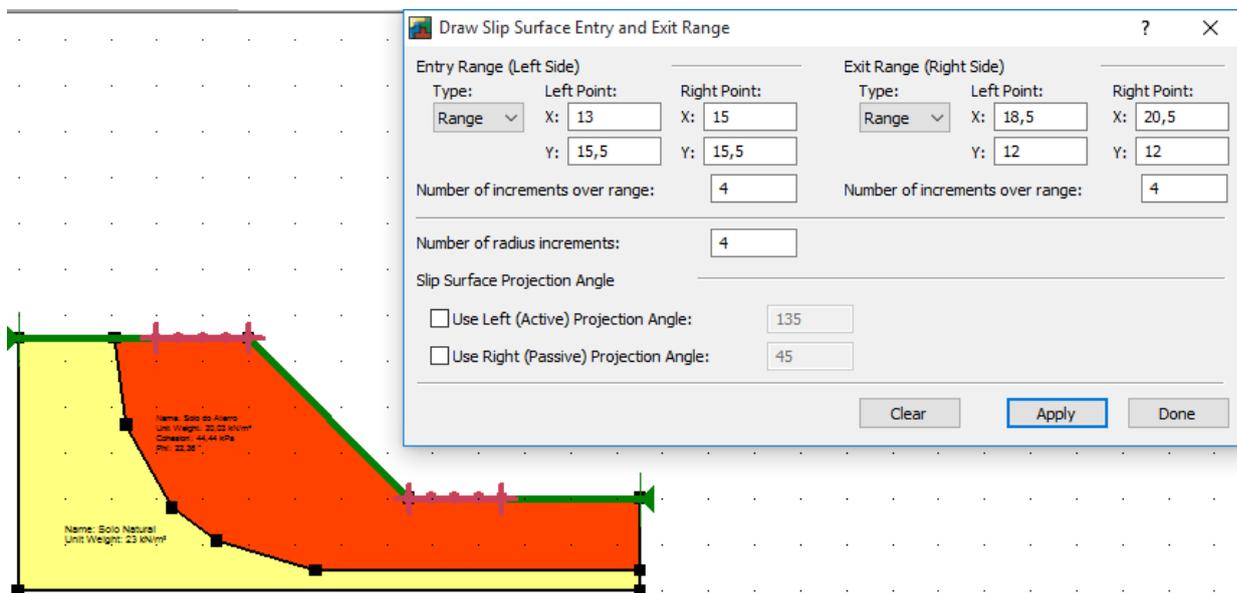
Fonte: Autor 2017

**Figura 49 - Aplicação do Material**



Fonte: Autor 2017

**Figura 50** - Determinação da entrada de superfície de escorregamento e intervalo de saída



Fonte: Autor 2017

Depois de todas essas etapas, foi possível dar o start para que o programa analisasse as condições de equilíbrio do talude, encontrando as condições mais críticas de equilíbrio limite do talude correlacionadas com seus fatores de segurança.

### 3.15. Análise do talude

Nesta etapa foi verificado se o valor do fator de segurança calculado pelo software, atendiam ou não os parâmetros exigidos pela NBR 11.682/2009.

A norma divide a segurança da estabilidade do talude em três situações;

Alto grau de segurança, exigido no caso de proximidade imediata de edificações habitacionais, instalações industriais, obras de arte (viadutos, elevadores, pontes, tuneis, etc.); condutos (gasodutos, oleodutos, adutoras); Linhas de transmissão de energia; torres de sistemas de comunicação; obras hidráulicas de grande Porte (corpo de barragens, canais ou tubulações de sistemas de produção hidroelétrica); estações de tratamento de água de abastecimento urbano ou esgoto sanitário; rodovias e ferrovias dentro do perímetro urbano de cidades de grande Porte; vias urbanas; rios e canalizações pluviais em áreas urbanas densamente ocupadas e situações similares.

Médio grau de segurança, possível em todos os casos citados anteriormente quando houver, entre o talude e o local a ser ocupado, espaço de utilização não permanente, considerado

como área de segurança. Também no caso de haver proximidade imediata de leito de ferrovias e de rodovias fora do perímetro urbano; corpo de diques de reservatórios de águas pluviais com habitações próximas, rios em áreas imediatamente a jusante do perímetro urbano de cidades de grande porte, sujeitas a inundações.

Baixo grau de segurança, adotável desde que sejam instituídos procedimentos capazes de prevenir acidentes em rodovias, tuneis em fase de escavação, minas, bacias de acumulação de barragens, canteiros de obras em geral.

Os resultados encontrados serão discutidos em breve.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1. Massa específica

A tabela 4 a seguir traz as informações obtidas no ensaio e que serviram para encontrar a massa específica por meio da equação.

**Tabela 4** - Dados obtidos nos ensaios de massa específica.

Fonte; Autor (2017)

MASSA ESPECÍFICA - Grãos que passam na # 4,8mm - NBR-6508					Observações Gerais	
Picnômetro N°			#	1	2	A massa específica do solo em questão foi obtida a partir de amostra seca em estufa a 105°C
Teor de Umidade			(%)			
Massa Solo Úmido			(g)	76,8	76,8	
Massa Picnômetro + Solo + Água, T°C de Ensaio			(g)	664,00	664,00	
Massa Picnômetro Cheio de Água			(g)	633,00	633,00	
Temperatura de Ensaio			(°C)	24	24	
Massa Solo Seco			(g)	50,00	50,00	
Massa Específica da Água, T°C de Ensaio			(g/cm <sup>3</sup> )	0,9981	0,9981	
Massa Específica dos Grãos			(g/cm <sup>3</sup> )	2,63	2,63	
Massa Específica dos Grãos Média			(g/cm <sup>3</sup> )	2,63		

Os resultados encontrados foram obtidos por meio da equação 17.

$$\delta_1 \frac{50}{50,00 + 633,00 - 664,00} = 2,63 \text{ g/cm}^3$$

$$\delta_2 \frac{50}{50,00 + 633,00 - 664,00} = 2,63 \text{ g/cm}^3$$

Pode-se concluir, que é de grande importante a determinação da massa específica do solo, para o estudo do mesmo e de suas propriedades, uma vez que, para se determinar os demais índices físicos, na maior das possibilidades utiliza-se a massa específica das partículas sólidas, que por sua vez, não se altera quando submetida às diversas situações da natureza.

## 4.2. Teor de umidade

A tabela 5 a seguir mostra os dados obtidos no respectivo ensaio para determinação do teor de umidade.

**Tabela 5 - Peso dos materiais**

<b>Método da Estufa</b>		
<b>CAP</b>	<b>5</b>	<b>7</b>
<b>MCAP (g) "M3"</b>	18,6	17,8
<b>M(C+S+A) "M1"</b>	48,5	43,9
<b>M(C+S) "M2"</b>	43,9	39,8
<b>H%</b>	21,34	22,22

Fonte: Autor (2017)

O resultados foram obtidos por meio da equação 08.

Cápsula 5

$$h = \frac{48,5 - 43,9}{43,9 - 18,6} \times 100 = 18,18\%$$

Cápsula 7

$$h = \frac{43,9 - 39,8}{39,8 - 17,8} \times 100 = 18,64\%$$

Umidade Média (H média):

$$h \text{ méd.} = \frac{h_5 + h_7}{2} = \%$$

$$h \text{ méd.} = \frac{18,18 + 18,64}{2} = 18,41\%$$

A determinação do teor de umidade é de grande importância, pois com essa determinação, pode-se decidir se o solo precisa de correções ou não, evitando portanto, possíveis manifestações patológicas causadas pelo escassez ou excesso de água no solo. Considerando que, o teor de umidade no solo tem interferência direta na capacidade de compactação e cisalhamento do solo.

### 4.3. Granulometria

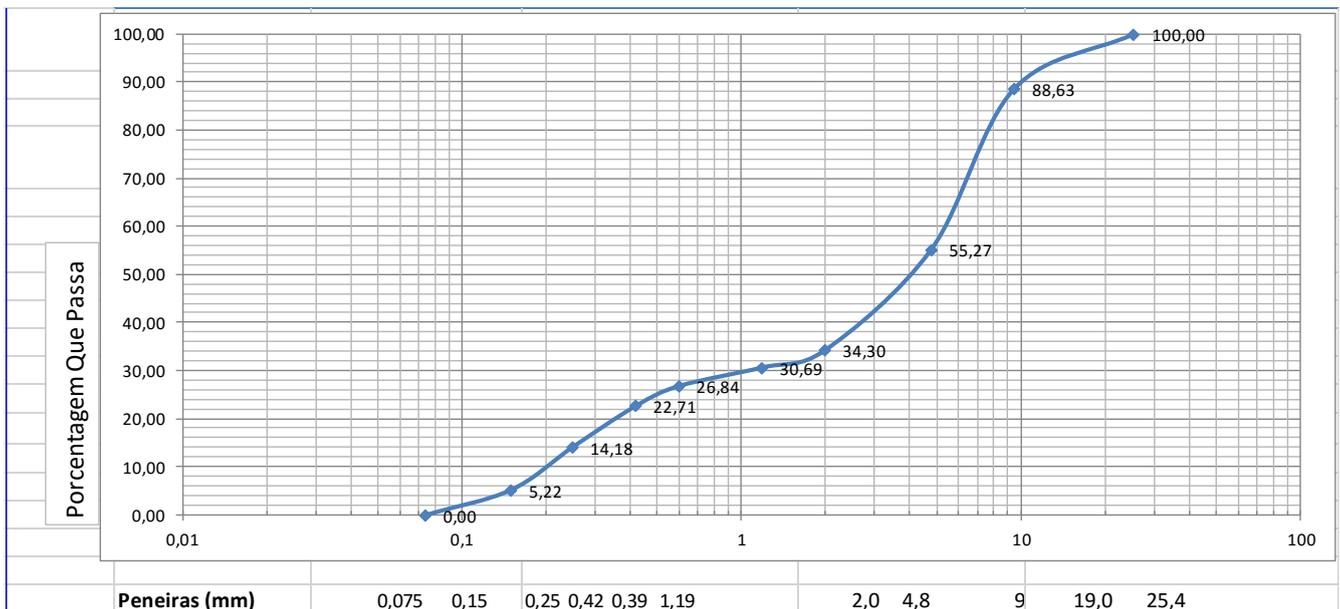
A tabela 6 e o gráfico 1 a seguir mostram os resultados obtidos no respectivo ensaio.

Tabela 6- Tabela de análise granulométrica

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA - NBR - 7181				
Φ Peneira (mm)	Massa retirada (g)	% Retida em cada peneira	% Retida acumulada	% Que passa em cada peneira
25,4	0	0,00	0,00	100,00
9,5	84,7	11,37	11,37	88,63
4,8	248,6	33,36	44,73	55,27
2	156,3	20,97	65,70	34,30
1,19	26,9	3,61	69,31	30,69
0,6	28,7	3,85	73,16	26,84
0,42	30,8	4,13	77,29	22,71
0,25	63,5	8,52	85,82	14,18
0,15	66,8	8,96	94,78	5,22
0,074	38,9	5,22	100,00	0,00
< 0,074	0	0,00	100,00	0,00
Σ	745,2	100,00		

Fonte: Autor (2017)

Gráfico 1 - Análise das percentagem que passa x peneiras (mm)



Fonte: Autor (2017)

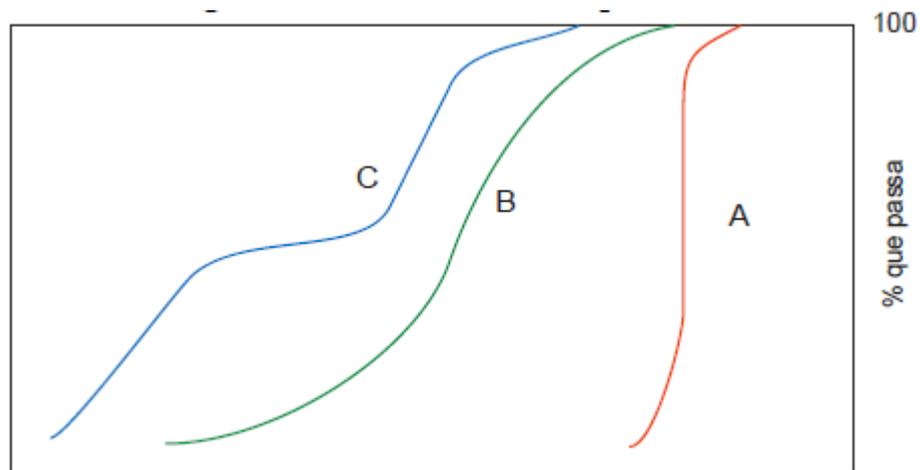
A seguir as percentagem de cada material retido em cada faixa granulométrica.

### Porcentagem

- Pedregulho =  $\frac{(84,7)}{(745,2)} \times 100 = 11,37\%$
- Areia Grossa =  $\frac{(248,6)}{(745,2)} \times 100 = 33,36\%$
- Areia Média =  $\frac{(156,5+26,9+28,7)}{(745,2)} \times 100 = 28,44\%$
- Areia Fina =  $\frac{(30,8+63,5+66,8+38,9)}{(745,2)} \times 100 = 26,84\%$

Segundo o Manual de Implantação Básica de Rodovia do DNIT, conforme a forma da curva, podemos distinguir os seguintes tipos de granulometria: uniforme (curva-A); bem graduada (curva-B); mal graduada (curva-C), conforme indicado na Figura 51.

**Figura 51-** Dimensões das partículas



Fonte: Manual de Implantação Básica de Rodovia DNIT (2010)

Diante desta dessas informações pode-se observa que a curva granulométrica, do ensaio tem uma certa similaridade com a curva (B), logo então o solo estudado tem características de um material bem graduado.

Conclui-se que o ensaio de granulometria dos solos é de suma importância, pois é por meio da curva granulométrica conseguimos identificar quais os materiais granulares existentes e em que porcentagem eles são encontrados no solo, pois através dessa identificação, o solo é classificado e estudado a tal ponto em que podemos ter certeza dos tipos de obras que o solo irá suportar. Pelos resultados obtidos nos cálculos acima pode-se concluir que este é um solo com característica arenosa mas com um certa presença de pedregulhoso, vale lembrar que este material

também possui uma certa quantidade argila e silte, a qual os valores não constam neste resultados pois não foi feito o ensaio de sedimentação.

#### 4.4. Limite de liquidez

A tabela 7 a seguir traz as informações obtidas no ensaio, e que servirão para encontrar a massa específica do solo seco.

**Tabela 7 - Dados obtidos no ensaio do limite de liquidez.**

LIMITE DE LIQUIDEZ - NBR-6459							
Determinação	#	1	2	3	4	5	
Cápsula	#	1	2	3	4	7	
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	46,10	47,40	51,10	51,70	47,70	
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	41,20	41,50	43,80	43,80	39,10	
Massa da Cápsula	(g)	16,50	16,60	16,40	17,20	16,70	
Massa da Água	(g)	4,90	5,90	7,30	7,90	8,60	
Massa Solo Seco	(g)	24,70	24,90	27,40	26,60	22,40	
Teor de Umidade	(%)	19,84	23,69	26,64	29,70	38,39	
Número de Golpes	#	38	33	27	21	16	

Fonte: Autor (2017)

Para se encontrar a massa do solo seco com a cápsula o mesmo foi colocado em estufa e pesado e para encontrar a massa de água subtraiu a massa do solo úmido e a massa do solo seco, ambos com cápsula, conforme a equações abaixo:

$$M_A = M_{U+cap} - M_{S+cap} \quad \text{Eq. 21}$$

Onde:

$M_A$ : Massa água;  $M_{U+cap}$ : Massa Úmida + Cápsula;  $M_{S+cap}$ : Massa Seca + Cápsula

$$M_A = 46,10 - 41,20 = 4,90g$$

Encontrou-se a massa do solo seco subtraindo a massa do solo seco com cápsula e a massa da cápsula, conforme a fórmula abaixo:

$$M_S = M_{S+cap} - M_{cap}$$

Onde:

$M_S$ : Massa Seca;  $M_{S+cap}$ : Massa Seca + Cápsula;  $M_{cap}$ : Massa da Cápsula

$$M_S = 41,20 - 16,5 = 24,7g$$

O teor de umidade de cada procedimento foi obtido através da razão entre a massa de água e a massa do solo seco multiplicado por 100, expresso logo abaixo:

$$\%H = \frac{M_A}{M_S} \times 100$$

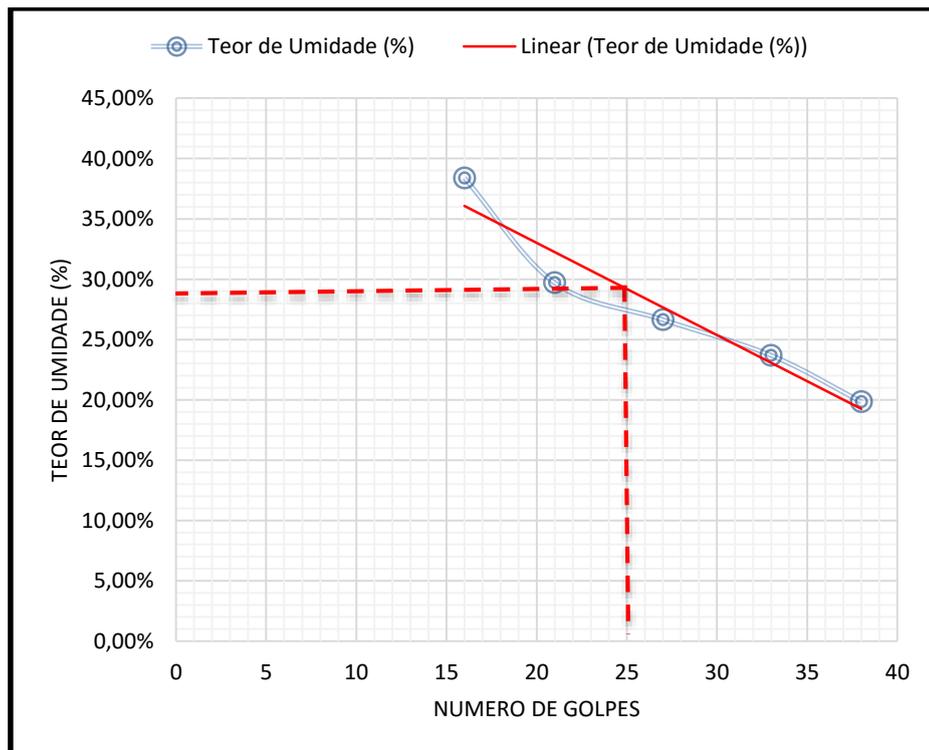
Onde:

$\%H$ : Teor de umidade;  $M_A$ : Massa de água;  $M_S$ : Massa seca

$$\%H = \frac{4,9}{24,7} \times 100 = 19,84\%$$

O gráfico seguir mostra a relação do teor de umidade versos o número de golpes, para cada ponto ensaiado.

**Gráfico 2 - Teor de umidade versos número de golpes**



Fonte: Autor (2017)

O teor de umidade correspondente a 25 golpes obtido por interpolação linear (linha tracejada) foi de 29,00%, e que segundo a Norma NBR 6459 este é o limite de liquidez do solo, sendo o mesmo preparado com secagem prévia ao ar (umidade higroscópica), conforme a Norma NBR 6457.

Pode-se também estimar este limite (LL) por outro método, através da **equação 10**, não utiliza a interpolação linear.

Concluiu-se que, o limite de transição do solo do seu estado plástico para o estado líquido é quando o respectivo solo atinge um teor de umidade igual 29,00%, essa informação de grande importância para o profissional que queira projetar alguma tipo de obra sobre o solo, ou até mesmo usar o solo como estrutura.

#### 4.5.Limite de plasticidade

Para encontrar o limite de plasticidade bastou-se calcular a média aritmética dos valores de umidade encontrados, que por sua vez, obtido  $H=20,68\%$ . Conforme apresentado na tabela 8 a baixo.

**Tabela 8** - Dados obtidos no ensaio do limite de liquidez.

LIMITE DE PLASTICIDADE - NBR-7180							
Determinação	#	1	2	3	4	5	
Cápsula	#	3	4	6	18	24	
Massa Solo Úmido + Cápsula	(g)	10,10	9,80	9,60	9,50	9,30	
Massa Solo Seco + Cápsula	(g)	9,84	9,56	9,35	9,30	9,05	
Massa da Cápsula	(g)	8,60	8,40	8,10	8,30	7,90	
Massa da Água	(g)	0,26	0,24	0,25	0,20	0,25	
Massa Solo Seco	(g)	1,24	1,16	1,25	1,00	1,15	
Teor de Umidade	(%)	20,97	20,69	20,00	20,00	21,74	
Teor de umidade médio		<b>20,68%</b>					

Fonte: Autor (2017)

Para a obtenção da massa de água e da massa de solo seco, foram utilizadas as mesma equações no ensaio de limite de liquidez.

$$M_A = 10,10 - 9,84 = 0,26g$$

$$M_S = 9,86 - 8,60 = 1,26 g$$

Conforme falou-se anteriormente, o limite de plasticidade foi a média aritmética dos teores de umidade, conforme a equação abaixo;

$$LP = \frac{\sum \%H}{5} \tag{Eq. 22}$$

Onde:  $LP$ : Limite de plasticidade  $\sum \%H$ : Somatório do teor de umidade

$$LP = \frac{20,97 + 20,69 + 20,00 + 20,00 + 21,74}{5} = 20,68\%$$

$$IP = LL - LP$$

$$IP = (29 - 20,68) = 8,32\%$$

Logo concluiu-se que, o limite de transição do solo do seu estado semi-sólido para o estado plástico e quando o respectivo solo atinge um teor de umidade igual 20,68%, assim como no ensaio anterior, aqui essa informação também é de grande importância para o profissional que queira projetar alguma tipo de obra sobre o solo, ou até mesmo usar o solo como estrutura. Outra informação que pode-se observar foi Índice de Plasticidade que foi de 8,32%.

“Burmister (1949) classificou o índice de plasticidade de forma qualitativa, conforme indicado a seguir”. DAS (2007)

- IP = 0 Não Plástico
- 1 < IP < 5 Ligeiramente Plástico
- 5 < IP < 10 Plasticidade baixa
- 10 < IP < 20 Plasticidade média
- 20 < IP < 40 Plasticidade alta
- IP > 40 Plasticidade muito alta.

Então convém afirmar que este solo tem o comportamento de plasticidade baixa.

Portanto é correto afirmar, que os profissionais que atuam em conjunto com a geotécnica, em áreas correlatas ou os próprios profissionais de engenharia, necessitam conhecer tais parâmetros do material (solo) de modo a guiá-los no desenvolvimento, execução e avaliação de projetos, sendo assim necessário a realização destes experimentos pautados com as normas pertinentes, para que não ocorra problemas em suas obras.

Além disto, em muitos casos, são por meio destes ensaios de laboratório que se obtêm respostas a problemas específicos.

#### 4.6. Ensaio de compactação

As tabelas 9 e 10 a baixo mostras os resultados obtidos no ensaio de compactação.

**Tabela 9 - Teor de Umidade**

Teor de Umidade												
Nº Cápsula		#	1		2		3		4		5	
C + S + A		(g)	84,6	84,6	89,1	89,1	121,6	121,6	106,3	106,3	94,5	94,5
C + S		(g)	80,1	80,1	83,3	83,3	111,5	111,5	96,2	96,2	84,7	84,7
C - Cápsula		(g)	16,6	16,6	17,2	17,2	20,3	20,3	17,3	17,3	17,8	17,8
A - Água		(g)	4,5	4,5	5,8	5,8	10,1	10,1	10,1	10,1	9,8	9,8
S - Solo		C	63,5	63,5	66,1	66,1	91,2	91,2	78,9	78,9	66,9	66,9
w - Umidade		(%)	7,1	7,1	8,8	8,8	11,1	11,1	12,8	12,8	14,6	14,6
Umidade Média		(%)	7,1		8,8		11,1		12,8		14,6	

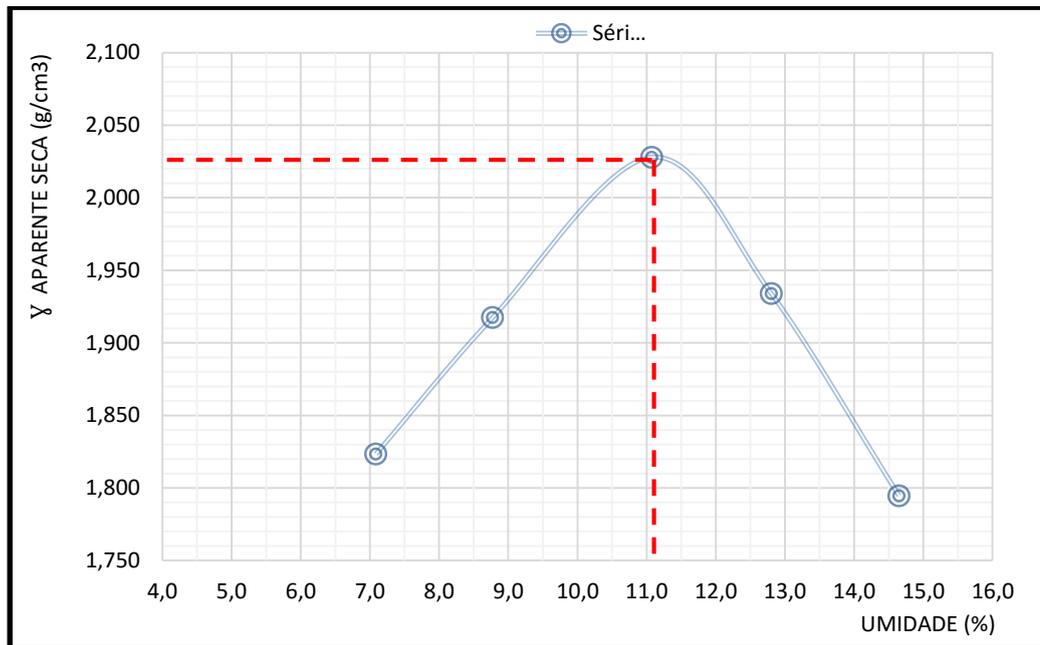
Fonte: Autor (2017)

**Tabela 10 - Dados do ensaio de compactação**

Dados de Compactação dos Corpos de Prova							Material Usado em Cada CP para Homogeneização			
Água Adic.		(g)	300	400	500	600	700			
% Água Adic.		(%)	6,0	8,0	10,0	12,0	14,0	M úmida (g)	5000	
Umidade Calc.		(%)	<b>7,1</b>	<b>8,8</b>	<b>11,1</b>	<b>12,8</b>	<b>14,6</b>	Nº	<b>Peso</b>	<b>Volume</b>
Nº do Molde		#	20	18	10	25	21	#	(cm)	(cm <sup>3</sup> )
M + S + A		(g)	9530	9960	10130	10050	9650	20	5455	2087
M - Molde		(g)	5455	5603	5420	5510	5360	18	5603	2089
S + A		(g)	4075	4357	4710	4540	4290	10	5420	2091
Massa úmida		(g/cm <sup>3</sup> )	1,953	2,086	2,253	2,182	2,058	25	5510	2081
Massa seca		(g/cm <sup>3</sup> )	<b>1,823</b>	<b>1,917</b>	<b>2,028</b>	<b>1,934</b>	<b>1,795</b>	21	5360	2085

Fonte: Autor (2017)

Como já foi citado no referencial teórico, vale ratificar que este ensaio consiste em determinar a massa específica e a umidade ótima do solo. O gráfico a baixo foi montado com base em informações das duas tabelas anteriores, da tabela de teor de umidade retirou-se a informações de da umidade de cada amostra ensaiada, já da tabela dos dados de compactação retirou-se as informações de massa específica de cada amostra ensaiada.

**Gráfico 3 - Curva de compactação**

Fonte: Autor (2017)

Logo então pode-se concluir que a umidade ótima deste solo é de 11,1%, já a massa específica aparente seca máxima do material é de 2,030 g/cm<sup>3</sup>. Concluindo-se também que para se conseguir uma compactação de qualidade o valor da umidade deve está em torno de 11,1%, que proporcionara ao solo um comportamento perfeito ao receber as energias de compactação.

A realização do ensaio de compactação do solo proporciona o conhecimento de índice de umidade no qual o solo melhor se comportara no momento da compactação de acordo com a sua densidade seca. Assim proporcionando maior qualidade ao produto final a ser executado.

Comparando os valores encontrados, com os valores típicos do peso específico seco máximo e da umidade ótima da tabela abaixo, pode determinar o tipo de solo.

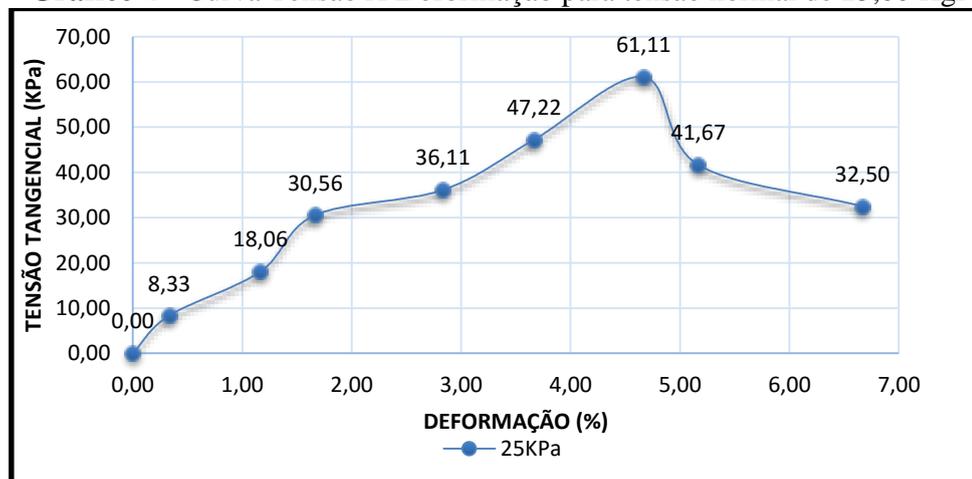
#### 4.7.Cisalhamento direto

Logo após a realização do ensaio de cisalhamento direto, as informações anotadas foram passadas para uma planilha, em seguida foi possível fazer o processamento dos dados para a elaboração das tabelas 11,12,13 e 14, e por meio deste dados já tratados, também pode-se construir os gráficos de Tensão X Deformação, os gráficos 4, 5, 6 e 6 que serão expostos cada um abaixo de sua respectiva planilha, que estão exibidos a seguir. Os valores máximos estão grifados.

**Tabela 11** - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 25,00 Kgf

CARGA NORMAL DE 25 Kgf						
ARESTA CP						60,00 mm
ÁREA CP						36,00 cm <sup>2</sup>
CP	FORÇA NORMAL VERTICAL	DESLOCAMENTO HORIZONTAL (mm)	FORÇA TANGENCIAL (Kgf)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (%)	TENSÃO (Kgf/cm <sup>2</sup> )	TENSÃO (KPa)
1	25Kgf	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,2	3,00	0,33	0,08	8,33
		0,7	6,50	1,17	0,18	18,06
		1,0	11,00	1,67	0,31	30,56
		1,7	13,00	2,83	0,36	36,11
		2,2	17,00	3,67	0,47	47,22
		2,8	22,00	4,67	0,61	61,11
		3,1	15,00	5,17	0,42	41,67
		4,0	11,70	6,67	0,33	32,50

Fonte: Autor (2017)

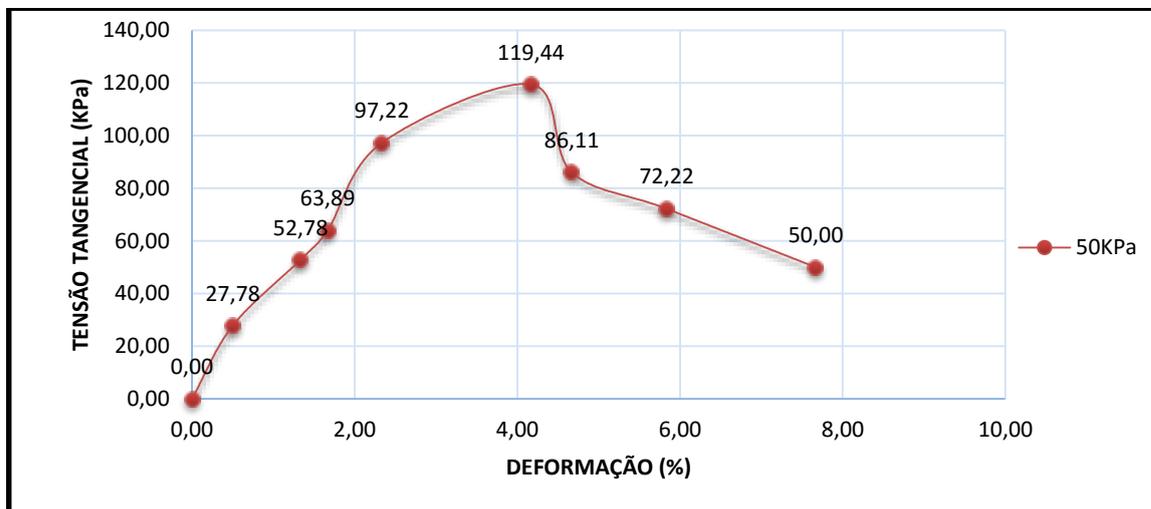
**Gráfico 4** - Curva Tensão X Deformação para tensão normal de 25,00 Kgf

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 12** - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 50 Kgf

<b>CARGA NORMAL DE 50 Kgf</b>						
<b>ARESTA CP</b>						60,00 mm
<b>ÁREA CP</b>						36,00 cm <sup>2</sup>
CP	FORÇA NORMAL VERTICAL	DESLOCAMENTO HORIZONTAL (mm)	FORÇA TANGENCIAL(Kgf )	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (%)	TENSÃO (Kgf/cm <sup>2</sup> )	TENSÃO (KPa)
2	50KPa	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,3	10,00	0,50	0,28	27,78
		0,8	19,00	1,33	0,53	52,78
		1,0	23,00	1,67	0,64	63,89
		1,4	35,00	2,33	0,97	97,22
		2,5	43,00	4,17	1,19	119,44
		2,2	31,00	3,67	0,86	86,11
		2,5	26,00	4,17	0,72	72,22
		3,5	18,00	5,83	0,50	50,00

Fonte: Autor (2017)

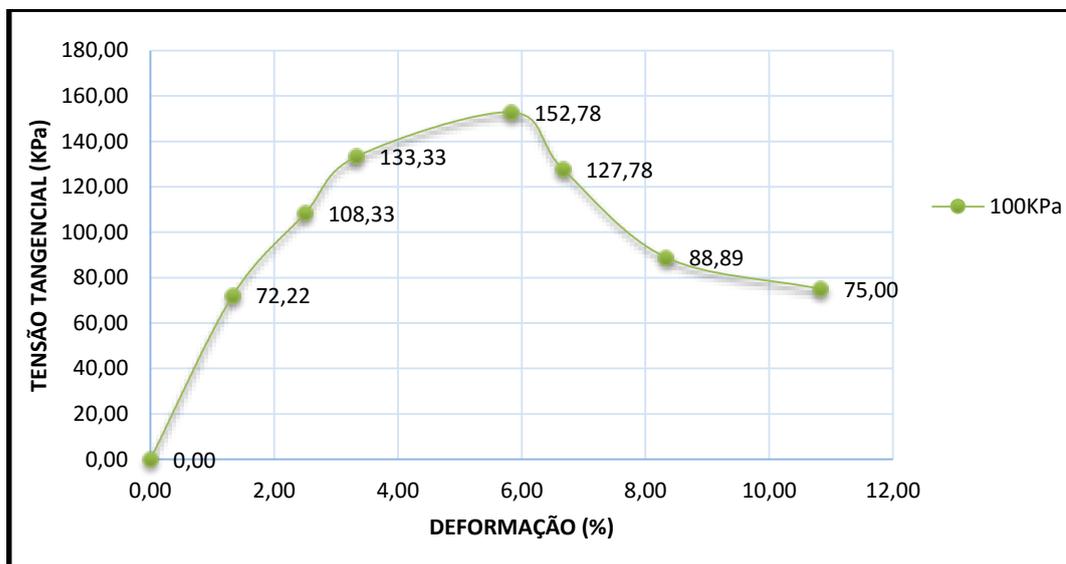
**Gráfico 5** - Curva Tensão X Deformação para tensão normal de 50,00 Kgf

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 13** - Ensaio de cisalhamento direto com tensão normal de 100,00 Kgf

CARGA NORMAL DE 100 Kgf						
ARESTA CP						60,00 mm
ÁREA CP						36,00 cm <sup>2</sup>
CP	FORÇA NORMAL VERTICAL	DESLOCAMENTO HORIZONTAL (mm)	FORÇA TANGENCIAL(Kgf)	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA (%)	TENSÃO (Kgf/cm <sup>2</sup> )	TENSÃO (KPa)
3	100KPa	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
		0,8	26,00	1,33	0,72	72,22
		1,5	39,00	2,50	1,08	108,33
		2,0	48,00	3,33	1,33	133,33
		3,5	55,00	5,83	1,53	152,78
		2,8	46,00	4,67	1,28	127,78
		3,5	32,00	5,83	0,89	88,89
		4,5	27,00	7,50	0,75	75,00

Fonte: Autor (2017)

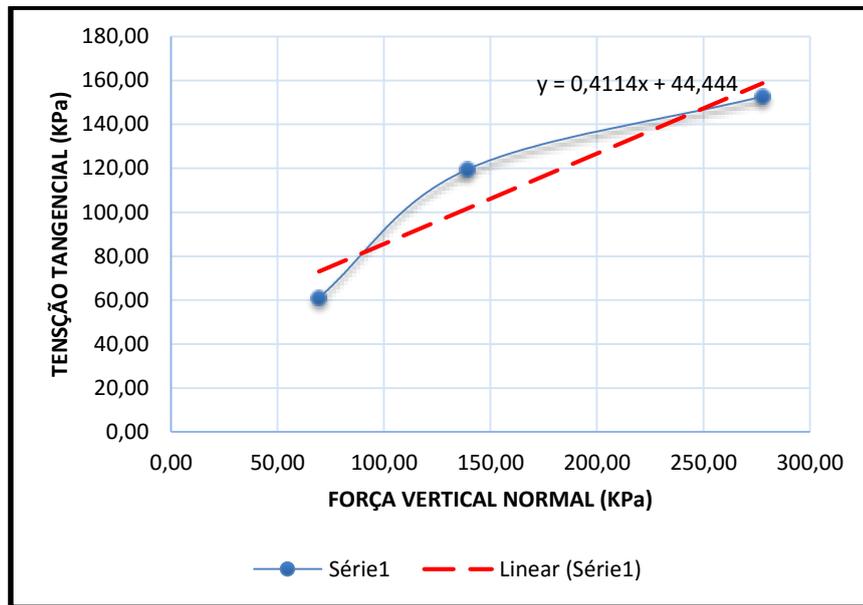
**Gráfico 6** - Curva Tensão X Deformação para tensão normal de 100,00 Kgf

Fonte: Autor (2017)

**Tabela 14** – Resumos das tensões normais e tangenciais “cisalhantes”.

Tabela Resumo	
Tensão normal (Kpa)	Tensão cisalhante (Kpa)
69,44	61,11
138,89	119,44
277,78	152,78

Fonte: Autor (2017)

**Gráfico 7 - Envoltória de resistência**

Fonte: Autor (2017)

Conforme os resultados máximos obtidos nos carregamentos de 25, 50 e 100 Kgf, foi possível fazer uma tabela 16 e a partir desta foi possível gerar o gráfico 6, em cima deste mesmo gráfico foi feita a regressão linear, para determinar a coesão e o ângulo de atrito do solo em análise, o valor da coesão encontrada foi de 44,44 KPa e o ângulo de atrito  $\text{Tang}^{-1}(0,414) = 22,36^\circ$ . O resultado desta coesão implica em dizer que, este solo tem um cimento natural que influencia o processo de aglutinação do grãos, assim tornado o solo mais resistente a ação de tensões cisalhantes.

O valor encontrado da coesão é satisfatório, pois em conformidade com o ensaio de granulometria, constatou-se que o solo é um solo com característica areno com um certo teor de argila. Na figura 52 é possível ver que o solo também é composto por argila de consistência média, onde o intervalo de coesão dentro dos parâmetros aceitáveis varia de 25 a 50 Kpa.

**Figura 52 - 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) *apud* Nunes (2016).

A análise do cisalhamento tem uma importância significativa para a engenharia civil, pois permite a observação da estabilidade do maciço terroso. A tabela 15 a seguir traz um resumo dos parâmetros do solo em estudo.

**Tabela 15 - Parâmetros do solo em estudo.**

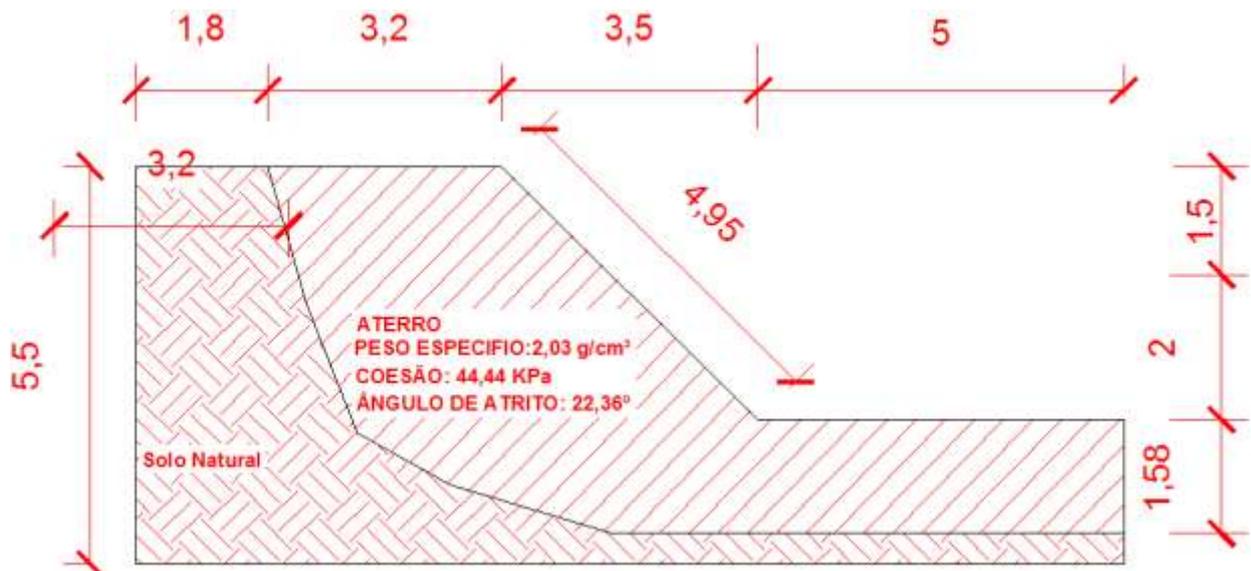
Parâmetro	Valor
Peso específico seco	20,3 Kn/m <sup>3</sup>
Teor de umidade ótima	11,10%
Ângulo de atrito	22,36°
Coesão	44,44 KPa
Limite de liquidez	29,00%
Limite de plasticidade	20,68%
Índice de plasticidade	8,68%

Fonte: Autor (2017)

#### 4.8. Seção transversal do talude.

O talude foi projetado de acordo as condições expostas no item 3.13, ficando assim com uma projeção de 1/1 ou seja com uma inclinação de 45°.A figura 53 logo a baixo mostra, a seção transversal do talude com suas respectivas medidas métricas, o talude ficou com uma altura de 3,50 metros.

**Figura 53 - Seção transversal do talude.**

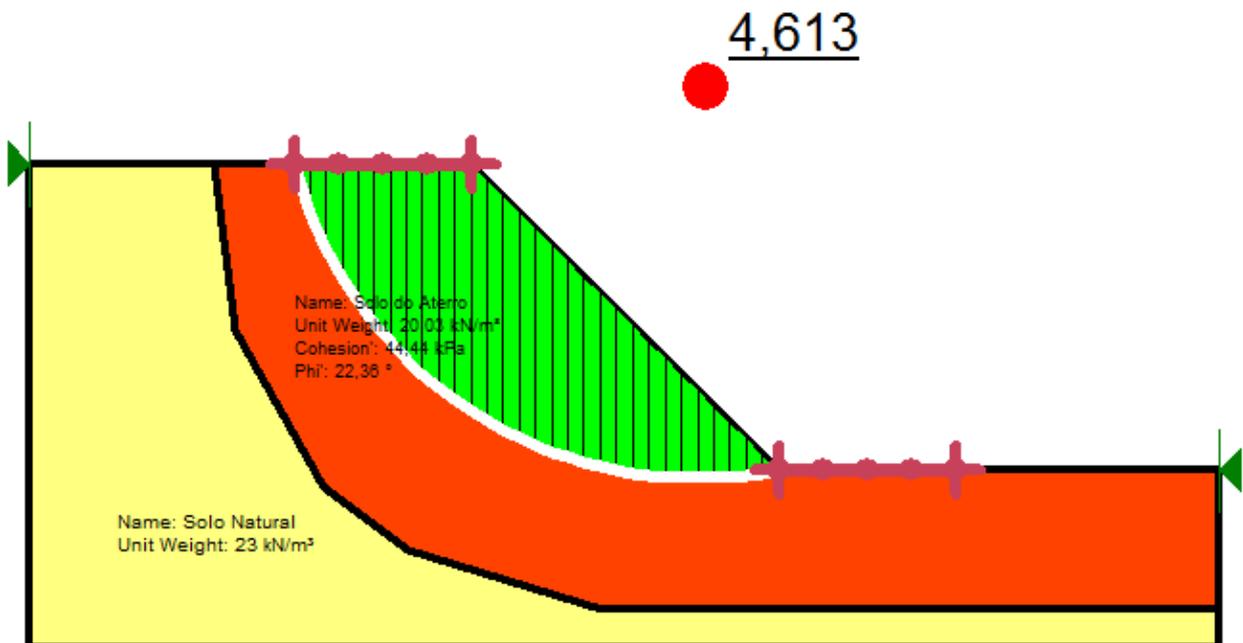


Fonte: Autor (2017)

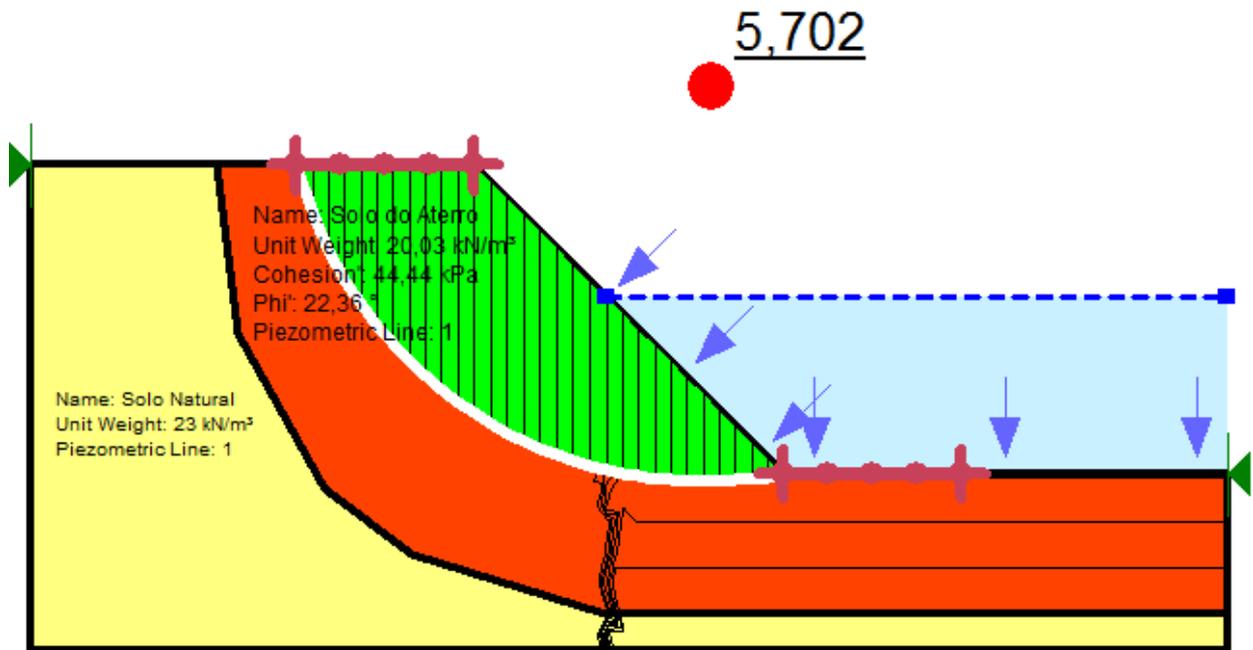
#### 4.9. Estabilidade da Seção Inicial

O método de análise utilizado no software foi o método de Bishop. Foram geradas duas seções transversais para o corpo do talude um para o período de estiagem e outra para o período chuvoso, nas duas situações foi delimitado uma distância de 2,00 metros para o pé e para a crista do talude, considerando-as como os pontos mais críticos do talude. A seção gerada para a época de estiagem, situação na qual o talude não fica exposto a água do lago, a situação mais crítica de rompimento do talude obteve-se um **fator de segurança de 4,61**. Já a seção gerada para o período chuvoso, que ao contrário do período de estiagem, nessa época o corpo do talude fica exposto a água do lago, chegando a lamina d'água a encobrir cerca de 2,00 metros da altura da do talude que tem uma altura total de 3,50 metros, para essa seção a situação mais crítica analisada pelo programa, foi obtido um **fator de segurança de 5,70**. A seguir as figuras 54 e 55 demonstra a seção transversal do talude no período de estiagem e no período de chuvoso, cada uma com o seu respectivo fator de segurança e a delimitação da superfície de deslizamento.

**Figura 54** - Condição mais crítica do talude no período de estiagem.



Fonte: Autor 2017

**Figura 55** - Condição mais crítica do talude no período chuvoso.

Fonte: Autor 2017

Para as duas condições de ambiente, os fatores de segurança encontrados nas situações mais críticas foram bastante satisfatórias, pois os valores obtidos foram mais 300% superior ao valor mínimo estabelecidos por norma que é de 1,5. Um outro ponto a ser observado, e que mesmo no período, situação em que o talude está exposto a água do lago, o fator de segurança foi superior ao do período de estiagem, isso ocorreu porque a pressão hidrostática contribui ainda mais para a estabilização do maciço terroso, isso pode ser visto na figura anterior. Assim diante das duas situações pode-se afirmar que a seção do talude tem uma excelente estabilidade.

#### 4.10 Análise do fator de segurança do talude

A NBR 11.682/2009 despreza as deformações que ocorrem naturalmente no talude, enfatiza ainda que o fator de segurança tem relação direta com a resistência ao cisalhamento do solo do talude, e que um maior valor do fator de segurança, corresponde a uma segurança maior contra a ruptura do talude. Ainda segundo a norma, o valor do fator de segurança pode variar em função da situação potencial de ruptura do talude, em relação ao perigo de perda de vidas humanas e também a possibilidade de danos materiais e de danos ao meio ambiente. Deve-se considerar todas as situações atuais e futuras, previsíveis ao longo da vida útil do talude. Os valores dos fatores de segurança que a norma indicados pela respectiva norma são válidos para todos os casos de

carregamento definidos pelo engenheiro responsável pelo projeto, incluindo hipóteses sobre a situação do nível da água sobrecargas, alterações previstas na geometria, ação de sismos e outros.

Os fatores de segurança considerados pela norma tem o objetivo de cobrir as incertezas naturais das diversas etapas de um projeto em construção. Conforme a norma dependendo dos riscos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das seguintes classificações de nível de segurança, definidas a partir da possibilidade de perdas de vidas humanas e danos materiais e ambientais. As figuras 56 e 57 mostram as tabelas 1 e 2 da norma, que classifica o nível de segurança do projeto de acordo com risco de perdas humanas ou danos materiais ou ambientais.

**Figura 56** - Tabela de classificação quanto nível de segurança contra a perda de vidas humanas.

Tabela 1 – Nível de segurança desejado contra a perda de vidas humanas

Nível de segurança	Crítérios
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 11.682/2009

**Figura 57** – Tabela de classificação quanto nível de segurança contra danos materiais ou ambientais.

Tabela 2 – Nível de segurança desejado contra danos materiais e ambientais

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

Fonte: NBR 11.682/2009

Todas essas informações discutidas anteriormente, são válidas para esse projeto, pois todos os fatores considerados pela norma, devem ser aplicados desde do início da execução de projeto,

para que assim ocorra perdas de vidas humanas ou danos materiais ou ambientais. Para este projeto não deve ser diferente, porem um ponto a ser observado, e que se este projeto fosse executado, após a sua execução não iria oferecer nenhum risco de perda ou dano, pois o talude só tem uma face e a mesma fica para dentro do lago, e se o mesmo viesse a romper não traria risco de perda de vida humana ou dano material ou ambiental. A figura 58 a seguir mostra o a situação local para onde o talude foi projetado, demonstrando o que foi descrito anteriormente que a única face do talude ficaria pra dentro do lago.

**Figura 58** - Local para onde o talude foi projetado.



Fonte: Autor 2017

Já os fatores de segurança encontrados, como já dito anteriormente, em comparação com os fatores mínimos estabelecidos por norma são excelentes, pois oferecem um alto grau de segurança para projeto. A seguir a figura 58 mostra a tabela 3 da NBR 11.682/2009 a qual mostra o valores mínimos dos fatores de segurança tanto perca contra vidas humanas quanto para danos materiais ou ambientais.

**Figura 59** - Tabela dos fatores de segurança mínimos para deslizamentos

**Tabela 3 — Fatores de segurança mínimos para deslizamentos**

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais \ Nível de segurança contra danos a vidas humanas	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 11.682/2009

Olhando para este valores da tabela da se perceber o quão alto foram os valores do fatores de segurança encontrados para o talude projetado.

Fator de segurança encontrado para o talude no período de estiagem  $4,61 > 1,5$ ;

Fator de segurança encontrado para o talude no período chuvoso  $5,70 > 1,5$ ;

## 5. CONCLUSÃO

Ao final deste trabalho, de posse de todas as informações necessárias, isto é, caracterização geotécnica do solo, levantamento topográfico e posterior análise computacional, foi possível projetar um talude com uma inclinação de  $45^\circ$ , ou seja com uma projeção de 1/1, cujo objetivo fosse atender as condições de estabilidade e segurança do maciço terroso. Durante a análise do material em laboratório obteve-se o valor de  $22,36^\circ$ , correspondente ao ângulo de atrito, e  $44,44\text{Kpa}$  correspondente a coesão. Esses dois fatores contribuíram para que os resultados encontrados pelo software fossem excelentes.

Conclui-se que a primeira avaliação representou a situação mais crítica, onde foi encontrado um fator de segurança de 4,61. Já na segunda situação, o mesmo talude exposto a água do lago obteve-se um fator de segurança 5,70, ainda maior do que na primeira situação, isso ocorreu em função da pressão hidrostática exercida pela água sobre o talude, o que acabou influenciando na estabilização do mesmo. Todos os valores foram superiores ao valor mínimo estabelecido pela NBR 11.682/2009, que é de 1,5.

Por fim, vale ressaltar que o levantamento de todas essas informações é de suma importância para a execução de um projeto, no qual o solo servirá como base ou até mesmo como função estrutural, para que se possa prevenir perdas de vidas humanas ou danos materiais e ambientais. Vale lembrar que este talude não oferecerá nenhum risco de perda de vidas humanas ou danos materiais ou ambientais, pois a sua única face inclinada é projetada para dentro do lago da orla.

## 6. REFERENCIAS BIBIOGRAFICA

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 Liqueidez. 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 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 88 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.

BRAUN, Hellen Jacobs. **Análise Determinística de Estabilidade** de Talude – Estudo de Caso 2016. 67 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas -, Palmas 2016.

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

DIRETORIA DE PLANEJAMENTO E PESQUISA / IPR (Brasil). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. **NORMA DNIT 074/2006 - ES**: Tratamento ambiental de taludes e encostas por intermédio de dispositivos de controle de processos erosivos - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 24 p.

FERNANDES, Manuel de Matos. **Mecânica dos solos**: introdução à Engenharia Geotécnica. São Paulo: Oficina de Textos, 2014. 576 p.

FIORI, Alberto Pio; CARMIGNANI, Luigi. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**: aplicações na estabilidade de taludes. 2. ed. 2013: UFPR, 2013. 604 p.

GUIDICINI, Guido; NIEBLE, Carlos M. Estabilidade de taludes naturais e de escavação. São Paulo: Edgard Blucher Ltda. 2. Ed. 2010. 194 p.

GERSCOVICH, Denise. **Estabilidade de taludes**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 166 p.

MARANGON, Márcio. **Unidade 5 – Resistência ao Cisalhamento dos Solos – Disponível em: [http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2\\_unid05-P1.pdf](http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid05-P1.pdf) - Acessado em 15/10/2016**

MARK D. Myers, KEMPTHORNE, Dirk - **O Manual de Deslizamento – Um Guia para a Compreensão de Deslizamentos 2008** - Disponível em: [http://www.gfdrr.org/sites/gfdrr/files/publication/Deslizamentos\\_M5DS.pdf](http://www.gfdrr.org/sites/gfdrr/files/publication/Deslizamentos_M5DS.pdf) Acessado em: 14/10/2016.

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

NUNES, Leonardo Andrade, **Avaliação da estabilidade de maciço de terra na rodovia to 455, km 26, com vista para estruturas de contenção**-2016. 73 p. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Luterano de Palmas -, Palmas 2016.

ORTIGÃO, J. A. R, **Introdução à Mecânica dos Solos do Estados Críticos**. 2. Ed. Rio de Janeiro: LCT, 1995. 374 p.

NUNES, Marcus Soares. - **Fundamentos de Mecânica dos Solos – 2010**. 15. Ed. Belo Horizonte –Disponível em: <https://www.passeidireto.com/arquivo/11066867/livro---mecanica-dos-solos---puc-minas> - Acessado em : 05/10/2016.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos**: e suas aplicações. 6. ed. Rio de Janeiro: Ltc - Livros Técnicos e Científicos Editora S.a., 1988. 234 p. Volume 1

QUARESMA, Arthur Rodrigues et al. **Fundações**: Teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. 751 p.

QUEIROZ, Rudney C.. **Geologia e Geotécnia Básica para a Engenharia Civil**. São Carlos: Rima, 2009. 406 p.

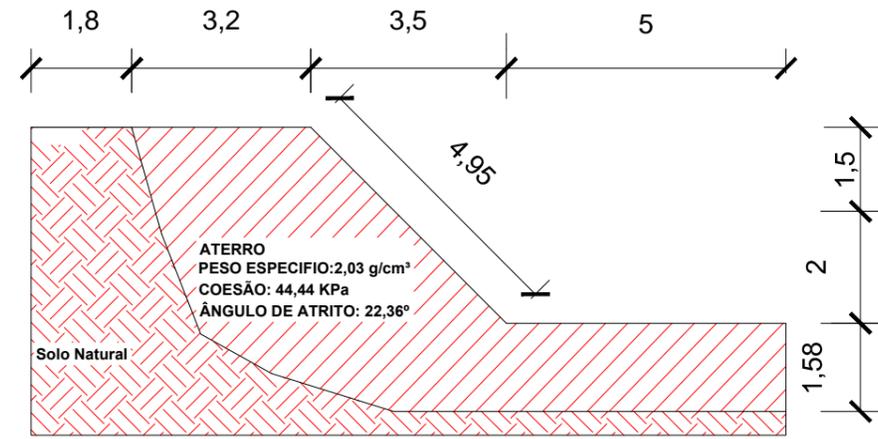
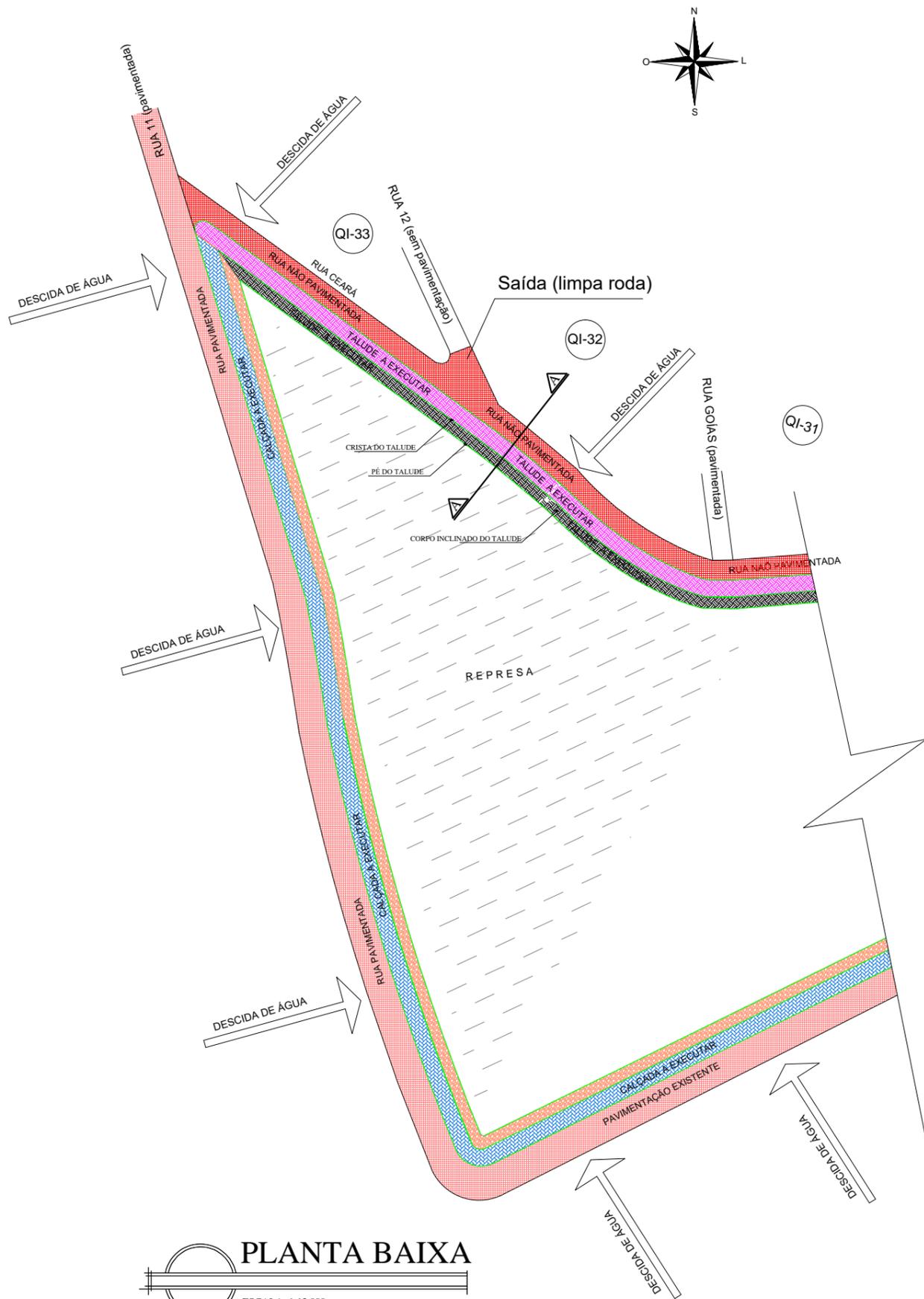
TOMINAGA, Lídia Keiko; SANTORO, Jair; AMARAL, Rosângela. **Desastres Naturais: conhecer para prevenir**. São Paulo: Instituto Geológico, 2009. 196 p.

TONUS, Bianca Penteado de Almeida. **Estabilidade de taludes: Avaliação dos métodos de equilíbrio limite aplicados a Uma encosta coluvionar e residual da serra do mar Paranaense**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil- Universidade Federal do Paraná – Curitiba 2009. 147 p.

VARGAS, Milton. **Introdução a mecânica dos solos**. São Paulo: Mcgraw-hill, 1978. 509 p.

## **7. ANEXOS**

Projeto do talude.



CORTE AA

LEGENDA:

	RUA NÃO PAVIMENTADA
	TALUDE NIVELADO (CALÇADA)
	INCLINAÇÃO DO CORPO DO TALUDE
	RUA PAVIMENTADA
	CALÇADA EXISTENTE
	ENRONCAMENTO DE PEDRA DE MÃO