



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE  
NÚCLEO DE TECNOLOGIA  
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**GUILHERME TEOTÔNIO LEITE SANTOS**

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE UMA ENCOSTA  
EM CAMARAGIBE-PE. IMPLEMENTAÇÃO DO LABORATÓRIO  
DE GEOTECNIA DA UFPE-CAA**

Caruaru, janeiro de 2016

GUILHERME TEOTÔNIO LEITE SANTOS

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE UMA ENCOSTA  
EM CAMARAGIBE-PE. IMPLEMENTAÇÃO DO LABORATÓRIO  
DE GEOTECNIA DA UFPE-CAA**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste – CAA, da Universidade Federal de Pernambuco – UFPE, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia Civil / Geotecnia.

Orientador: Prof(a). Dr(a). Analice França Lima Amorim.

Caruaru, janeiro de 2016

Catálogo na fonte:  
Bibliotecária - Simone Xavier CRB/4-1242

S237e Santos, Guilherme Teotônio Leite.  
Estudo experimental e numérico de uma encosta em Camaragibe-PE. Implementação do laboratório de geotecnia da UFPE-CAA. / Guilherme Teotônio Leite Santos. - Caruaru: O Autor, 2016.  
133f. il. ; 30 cm.

Orientadora: Analice França Lima Amorim  
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2016.  
Inclui referências bibliográficas

1. Encostas - Estabilidade. 2. Estudo experimental. 3. Encostas – Camaragibe (PE).  
I. Amorim, Analice França Lima. (Orientadora). II. Título

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2016-003)

GUILHERME TEOTÔNIO LEITE SANTOS

**ESTUDO EXPERIMENTAL E NUMÉRICO DE UMA ENCOSTA  
EM CAMARAGIBE-PE. IMPLEMENTAÇÃO DO LABORATÓRIO  
DE GEOTECNIA DA UFPE-CAA**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil  
do Centro Acadêmico do Agreste – CAA,  
da Universidade Federal de Pernambuco –  
UFPE, como requisito para obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Engenharia  
Civil / Geotecnia.

Banca examinadora:

Prof.<sup>a</sup> Dr(a). Analice França Lima Amorim

---

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof.<sup>a</sup> MsC. Shirley Minnell Ferreira de Oliveira:

---

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora I)

Prof.<sup>a</sup> Dr(a). Cecilia Maria Mota Silva Lins:

---

Universidade Católica de Pernambuco – UNICAP (Avaliadora II)

Prof. Dr. Samuel França Amorim

---

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador III)

Prof.<sup>a</sup> Dra. Sylvana Melo dos Santos:

---

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenadora da  
disciplina)

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente à Deus, pela força, coragem durante toda esta longa caminhada e pela oportunidade de concluir um sonho, sem Ele essa vitória não seria possível.

Aos meus pais Gabriel José dos Santos e Arlene Leite Santos que não medem esforços para conceder um estudo de qualidade e dedicarem suas vidas. Sendo fundamentais, na minha formação e realização da graduação no curso de Engenharia Civil.

Dedico este trabalho ao meu porto seguro, minha avó Aliete, que não está presente fisicamente em nosso meio, mas que desde a minha infância já sentia orgulho de mim, sempre me incentivou e apoiou, sendo um exemplo de força, garra e caráter.

As minhas irmãs, meus orgulhos, Gabriella Leite Santos, Alinne Leite Santos e Rafaella Leite Santos, que são parte da minha fonte de força nesta longa trajetória, por mais difícil que fossem as circunstâncias, sempre tiveram paciência e confiança.

A todos da minha família, pela colaboração e incentivo, principalmente nos momentos de dificuldades. Em especial aos meus cunhados Janildo e Ronaldo que já são considerados meus irmãos. A meu tio Almani, por toda a sua contribuição e incentivo para a minha formação.

Agradeço a minha professora orientadora pela paciência, compreensão, dedicação e incentivo que tornaram possível a conclusão deste trabalho. Quero expressar a minha admiração e reconhecimento pela sua competência profissional.

A todos os professores do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, que foram fundamentais no meu crescimento e desenvolvimento técnico e profissional.

Aos meus amigos que conquistei ao longo do curso pelo incentivo e pelos constantes apoios, em especial: Fabinho, Elaine, Bruninha, Neto, Cláudio, Jayne, Katianny, Marcinha, Tiago, Anderson, e que serão, com certeza, futuros excelentes engenheiros civis.

Meus sinceros agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma doaram um pouco de si para que a conclusão deste trabalho fosse concretizado.

**“Bem sei que tudo podes, e nenhum  
dos teus planos pode ser frustrado.”**

**(Jô 42.2)**

## RESUMO

A estabilidade de encostas é um tema continuamente estudado devido a que sua instabilidade pode envolver perdas econômicas e de vidas humanas. O crescente número de construções de moradias em áreas de risco, em consequência da invasão antrópica acelerada das encostas sem o devido planejamento, suporte técnico e avaliação dos riscos geológicos/geotécnicos é um problema que ocorre continuamente na Região Metropolitana do Recife.

O objetivo deste trabalho foi realizar um estudo experimental e numérico em uma encosta do município de Camaragibe-PE. Esta encosta tem sua relevância à medida que, está delimitando uma área onde foi construído um supermercado. O programa de investigação geotécnica foi realizado em duas etapas: uma em campo e outra em laboratório. Em campo, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas de solo. No laboratório, executaram-se ensaios para a caracterização física e ensaios de cisalhamento direto para a determinação dos parâmetros de resistência do solo.

Além disso, foi realizada a análise de estabilidade da encosta estudada utilizando o programa computacional Geo-Slope International Ltd (2012), SLOP/W, em que permitiu fazer uma avaliação do perfil da encosta em estudo. Essas análises utilizaram os métodos de Ordinary, Bishop, Spencer, Jambu e Morgenstern-Price, comparando os diferentes valores de fator de segurança e verificando a estabilidade desta encosta.

A unidade geológica da encosta analisada foi classificada segundo o diagrama trilinear textural como argila arenosa, típica de Formação Barreiras. O efeito da água nos parâmetros de resistência foi analisado a partir da comparação entre ensaios realizados em amostras na condição natural e na condição inundada, simulando o efeito de inverno intenso e verão. As análises de estabilidade apresentaram fatores de segurança (pelo método Jambu) na condição natural e inundada, respectivamente, de 2,677 e 0,656 no coroamento da encosta, ou seja, apresentou um cenário de estabilidade na encosta no verão e instabilidade na encosta para o cenário de inverno intenso.

**Palavras-chave:** Análise de Estabilidade; Encosta Camaragibe-PE; Estudo experimental; Estudo numérico.

## ABSTRACT

The stability of slopes is a theme continuously studied because its instability may involve human and economic costs. The increasing number of constructions and houses in hazardous areas as consequence of the accelerated anthropic invasion of slopes without the proper planning, technical support and evaluation of the geological/geotechnical risks is a constant problem in Recife Metropolitan Area.

The purpose of this work was to perform an experimental and numerical study in a slope localized in the city of Camaragibe-PE. This slope is relevant because it is delimiting an area where a supermarket was built. The geotechnical investigation task was conducted in two stages: in the field and in laboratory. In the field, deformed and non-deformed soil samples were collected. In the laboratory, tests were performed for physical characterization and direct shear tests in order to determine soil strength parameters.

Furthermore, the stability analysis of the studied slope was conducted with the computational program Geo-Slope International Ltd (2012), SLOP/W, which allowed the evaluation of the profile of the studied slope. These analyses utilized methods from Ordinary, Bishop, Spencer, Jambu and Morgenstern-Price, comparing different values of safety factor and checking the stability of this slope.

The geological unit of the analyzed slope was classified according to the trilinear textural diagram as sandy clay, typically from Barriers Formation. The effect of the water in the strength parameters was analyzed from a comparison between the samples of the performed tests in natural condition and in flooded conditions, simulating the effect of winter and intense summer. The stability analysis showed safety factors (Jambu method) in natural and flooded conditions, respectively, of 2.677 and 0,643 on the top edges of the slope, in other words, it showed a stability configuration in summer time and instability during intense winter.

**Keywords:** Stability analysis, Camaragibe-PE slope, Experimental study, Numerical study.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Representação dos tipos de taludes.....	22
Figura 2.2 - Escorregamento em Nogoli, na Papua-Nova Guiné.....	23
Figura 2.3 - Deslizamento de terra ocorrida no México. ....	24
Figura 2.4 - Deslizamento de terra ocorrida no Brasil em novembro de 2008. .....	25
Figura 2.5 - Deslizamento de terra ocorrida no Brasil em abril de 2010. .	25
Figura 2.6 – Rastejo.....	32
Figura 2.7 - Corrida de areia em Camaragibe-PE.....	32
Figura 2.8 - Escorregamento Translacional. ....	34
Figura 2.9 - Escorregamentos Rotacionais. ....	36
Figura 2.10 - Escorregamentos em Cunha. ....	36
Figura 2.11 – a) queda, b) tombamento e c) rolamento. ....	38
Figura 2.12 - Ciclo hidrológico. ....	40
Figura 2.13 - Distribuição das forças em uma fatia de solo (n), em uma vertente com deslizamento rotacional. Fonte: Caputo (1973). ....	48
Figura 2.14 - Gráfico para obtenção do fator de correção ( $f_o$ ) para o Método de Janbu Simplificado. ....	52
Figura 2.15 - Dimensões da geometria de escorregamento necessárias a determinação do fator $f_o$ .....	52
Figura 2.16 - Relação de parâmetros presentes na análise da estabilidade de taludes com superfície curva de ruptura.....	53
Figura 2.17 - As forças presentes na base da fatia pelo Método de Spencer (1967). ....	55
Figura 2.18 - Demonstração gráfica do fator de segurança através do Método de Spencer. ....	57
Figura 2.19 - Forças atuantes em uma fatia típica no Método de Morgenstern e Price. ....	58
Figura 3.1 - Localização da área em estudo.....	59
Figura 3.2 - Mapa geológico do Município de Camaragibe.....	62
Figura 3.3 - Seções colunares para Formação Barreiras. ....	63
Figura 3.4 - (a) Detalhe das Fácies Leque Aluvial Proximal e (b) detalhes das Fácies Leque Aluvial – Ostracil, Camaragibe .....	64

Figura 3.5 - Detalhe da Fácies Leque Aluvial / Planície Aluvial – Bairro dos Estados, Camaragibe.....	65
Figura 3.6 - Gráfico com as precipitações médias mensais registradas nos anos de 2011 a 2015 registrados pelo pluviômetro situado no Posto da Prefeitura de Camaragibe.....	66
Figura 3.7 - Detalhe da inclinação do talude estudado e área da construção do supermercado. ....	67
Figura 3.8 - Corte da face do talude estudado com perfil de solo.....	67
Figura 3.9 - Vista geral da área de estudo.....	68
Figura 4.1 - Localização do Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA. ...	70
Figura 4.2 – Locação das sondagens à Percussão - (SPT) realizadas. ..	72
Figura 4.3 - Resultado obtido através do Standard Penetration Test (SPT). .....	73
Figura 4.4 - Escavação das amostras indeformadas tipo bloco.....	74
Figura 4.5 - Coleta de amostras indeformadas (tipo bloco). ....	74
Figura 4.6 - Acondicionamento das amostras indeformadas. ....	76
Figura 4.7 - (A) e (B) amostras na estufa.....	78
Figura 4.8 - (A) Picnômetro e (B) bomba a Vácuo. ....	80
Figura 4.9 - Bomba de vácuo aplicado ao picnômetro. ....	81
Figura 4.10 - (A), (B), (C), (D) e (E). Instrumentos utilizados no ensaio no Laboratório de Geotecnia (LG)/ UFPE-CAA.....	83
Figura 4.11 - Destorroamento do solo utilizado nos ensaios. ....	84
Figura 4.12 – (A) Detalhe do cilindro de solo já fissurado ao lado do gabarito comparador e (B) fragmentos das amostras nas cápsulas. ....	85
Figura 4.13 - (A), (B), (C), (D), (E) e (F). Instrumentos utilizados no ensaio no Laboratório de Geotecnia (LG)/ UFPE-CAA. Fonte: Do Autor (2016). ....	87
Figura 4.14 - Amostra de solo no aparelho Casagrande.....	88
Figura 4.15 - Cápsulas utilizadas no ensaio de Limite de Liquidez.....	89
Figura 4.16 - Gráfico para a determinação do Limite de Liquidez.....	90
Figura 4.17 - Carta de plasticidade e atividade, VARGAS et al (1985)....	92
Logo, de acordo com o gráfico de plasticidade da Figura 4.18, pode-se concluir que a amostra de solo ensaiada trata-se de uma argila inorgânica de mediana plasticidade (CL).....	93
Figura 4.18 - Proveta graduada com a amostra de solo. ....	96

Figura 4.19 - Diagrama trilinear textural do Boreau of Public Roads .....	96
Figura 4.20 - Curva granulométrica obtida no ensaio de granulometria e sedimentação.....	97
Figura 4.21 - Equipamento de cisalhamento direto em diferentes ângulos.....	98
Figura 4.22 - Moldagem dos três corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto.....	99
Figura 4.23 - Corpo de prova na caixa de cisalhamento preparado para ensaio.....	99
Figura 4.24 - (A) Corpo de prova após ensaio de cisalhamento na condição natural (CN) e (B) Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento em condição inundada (CI).....	100
Figura 4.25 - Resultados ensaios de cisalhamento na umidade natural.	103
Figura 4.26 - Resultados ensaios de cisalhamento em condição inundada (CI).....	103
Figura 4.27 - Envoltória de resistência para a condição natural (CN)....	104
Figura 4.28 - Envoltória de resistência para a condição inundada (CI)..	104
Figura 5.1 - Perfil do talude no programa Excel.	109
Figura 5.2 - Curvas de níveis do talude analisado.....	109
Figura 5.3 - Análise da estabilidade da encosta no verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Morgenstern-Price.....	110
Figura 5.4 - Análise da estabilidade da encosta no verão com nível de água (C/ N.A), pelo método Morgenstern-Price.....	111
Figura 5.5 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Morgenstern-Price.....	111
Figura 5.6 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Morgenstern-Price.....	112
Figura 5.7 - Análise da estabilidade da encosta no verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Janbu.....	112
Figura 5.8 - Análise da estabilidade da encosta no verão com nível de água (C/ N.A), pelo método Janbu.....	113
Figura 5.9 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Janbu.....	113

Figura 5 10 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Janbu.....	114
Figura 5.11 - Análise da estabilidade da encosta no verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Spencer.....	114
Figura 5.12 - Análise da estabilidade da encosta no verão com nível de água (C/ N.A) pelo método Spencer. ....	115
Figura 5.13 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Spencer. ....	115
Figura 5.14 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Spencer.....	116
Figura 5.15 - Análise da estabilidade da encosta no verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Bishop. ....	116
Figura 5.16 - Análise da estabilidade da encosta no verão com nível de água (C/ N.A), pelo método Bishop.....	117
Figura 5.17 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Bishop.....	117
Figura 5.18 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Bishop. ....	118
Figura 5.19 - Análise da estabilidade da encosta no verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Ordinary. ....	118
Figura 5.20 - Análise da estabilidade da encosta no verão com nível de água (C/ N.A), pelo método Ordinary. ....	119
Figura 5.21 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Ordinary.....	119
Figura 5 22 - Análise da estabilidade da encosta no inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Ordinary.....	120
Figura 5.23 - Gráfico com os fatores de segurança calculados pelo método de BISHOP com variação de umidade do solo e nível de água. ....	122

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classificação dos movimentos de encosta de acordo com CRUDEN & VARNES (1996).....	27
Tabela 2.2 - Classificação dos movimentos de encosta segundo AUGUSTO FILHO (1992). .....	28
Tabela 2.3 - Classificação dos movimentos maciços terrosos em função das velocidades, VARNES (1978) e WP/WLI (1994). .....	29
Tabela 2.4 - Agentes/Causas dos escorregamentos e processos correlatos. ....	39
Tabela 2.5 - Síntese do programa de investigação geológico-geotécnica. ....	43
Tabela 2.6 - Fator de segurança e condições de estabilidade do talude. ....	45
Tabela 2.7 - Características dos métodos de Análise de Estabilidade de Taludes.....	47
Tabela 3.1 - Evolução da população de Camaragibe – 1996 a 2015. ....	60
Tabela 3.2 - Tipos Dominantes de Ocupação Urbana por Regiões.....	61
Tabela 4.1 - Programa de investigação geotécnica em campo e laboratório para o estudo da encosta de Camaragibe, PE. ....	69
Tabela 4.2 - Relação da localização e quantidade das amostras coletadas. ....	75
Tabela 4.3 - Resultados do ensaio de umidade em estufa. ....	79
Tabela 4.4 - Resultados obtidos no ensaio de picnometro. ....	82
Tabela 4.5 - Resultados obtidos no ensaio de plasticidade. ....	86
Tabela 4.6 - Resultados obtidos no ensaio de limite de liquidez.....	89
Tabela 4.7 - Resultado do ensaio de granulometria com defloculante. ...	97
Tabela 4.8 - Resultado do ensaio de granulometria sem defloculante. ...	97
Tabela 4.9 - Velocidade dos ensaios de cisalhamento direto. ....	101
Tabela 4.10 - Velocidade em ensaios de cisalhamento direto. ....	101
Tabela 4.11 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto em condição natural (CN).....	101
Tabela 4.12 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto em condição inundada (CI). ....	102

Tabela 4 13 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto. ....	102
Tabela 4.14 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto em condição inundada (CI). ....	102
Tabela 4.15 - Parâmetros de resistência do solo.....	105
Tabela 5.1 - Parâmetros para análise da estabilidade da encosta. ....	107
Tabela 5.2 - Coordenadas do talude em análise. ....	108
Tabela 5.3 - Fator de segurança para os diferentes métodos de cálculo de estabilidade de encostas com variação da umidade do solo.....	120
Tabela 5.4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (ABNT NBR 11682 /2009).....	123

# SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1. Considerações iniciais.....	17
1.2. Objetivos .....	19
1.2.1. Objetivo geral.....	19
1.2.2. Objetivos específicos.....	19
1.3. Estrutura do trabalho.....	20
<b>CAPÍTULO 2 REFERENCIAL TEÓRICO .....</b>	<b>21</b>
2.1. Encosta .....	21
2.2. Escorregamentos no Brasil e no mundo.....	22
2.3. Classificação dos movimentos gravitacionais de massa .....	27
2.3.1. Escoamentos .....	30
2.3.2. Escorregamentos.....	33
2.3.3. Quedas .....	37
2.4. Agentes, causas e fatores que influenciam os movimentos dos taludes.....	38
2.4.1. Influência da água das chuvas nos movimentos de massa ....	39
2.4.2. Influência da ação antrópica nos movimentos de massa.....	41
2.5. Programa de investigação geotécnica apropriado à estabilização de encostas .....	42
2.6. Análise da estabilidade de taludes .....	44
2.6.1. Fator de Segurança (FS) .....	44
2.6.2. Métodos para análise de estabilidade de taludes .....	45
<b>CAPÍTULO 3 ÁREA DE ESTUDO.....</b>	<b>59</b>
3.1. Caracterização da área de estudo.....	59
3.1.1. Características geológicas.....	61
3.1.2. Características climáticas e pluviométricas .....	65

3.1.3. Localização e características da encosta analisada .....	66
<b>CAPÍTULO 4 ESTUDO EXPERIMENTAL - METODOLOGIA, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADO .....</b>	<b>69</b>
4.1. Programa de Investigação Geotécnica.....	69
4.2. Descrição do Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA .....	70
4.3. Investigação geotécnica de campo .....	71
4.3.1. Sondagem de simples reconhecimento .....	71
4.3.2. Coleta de amostras.....	73
4.4. Investigação geotécnica de laboratório .....	76
4.4.1. Ensaio de Caracterização .....	77
4.4.1.1. Ensaio de Umidade em Estufa .....	77
4.4.1.2. Ensaio do Picnômetro .....	79
4.4.1.3. Ensaio de Limites de Consistência.....	82
4.4.1.3.1. Classificação do solo .....	92
4.4.1.4. Ensaio de Granulometria.....	93
4.4.1.5. Ensaio de Cisalhamento Direto .....	98
<b>CAPÍTULO 5 ESTUDO NUMÉRICO - METODOLOGIA, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADO .....</b>	<b>106</b>
5.1. Programa Geo-Slope.....	106
<b>CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS .....</b>	<b>124</b>
6.1. Conclusões.....	124
6.2 Sugestões para pesquisas futuras .....	125
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>126</b>

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

#### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As encostas podem ser definidas como toda superfície natural inclinada unindo outras duas, caracterizadas por diferentes energias potenciais gravitacionais. Podem ser classificadas como taludes de origem natural ou artificial, como os taludes de cortes e aterros. O principal problema que envolve essas estruturas geotécnicas refere-se à análise de sua estabilidade, relacionada a movimentações de massas. (GRIFFITHS, 2004 e ADRIANO, 2009).

As principais causas do processo da instabilidade de encostas são decorrentes ao desenvolvimento urbanístico, que são áreas que estão sujeitas a deslizamentos, devido ao desflorestamento, exploração mineral e por crescentes taxas de precipitação, além da ocupação antrópica desordenada.

Nas cidades brasileiras, uma grande parte da população de baixo poder aquisitivo, vive em áreas de encostas devido ao êxodo rural associado à falta de planejamento urbano e a diferença entre as classes sociais que favoreceram essa ocupação (LIMA, 2002).

Algumas medidas mitigadoras (drenagem, estruturas de contenção e reforço interno e abatimento do talude), de remediação (modificação da geometria do talude, drenagem superficial, inserção de drenos sub-horizontais) ou de aplicação de estruturas de contenção (muros de gravidade: crib-wall, gabião, ou reforço interno do talude com: tirantes, solo grampeado) podem ser realizadas mediante a conter, diminuir, os movimentos de massas.

A estabilidade de taludes tem sido um tema continuamente estudado, pois as condições de estabilidade são desiguais para os diferentes materiais que compõem o solo e rocha, assim como a instabilidade dos mesmos podem envolver perdas econômicas e de vidas humanas (PINTO *et al.* 2001). Um exemplo disto são os acidentes que ocorrem todos os anos no período de inverno no Brasil, nos estados de Pernambuco, Bahia, Minas Gerais, São Paulo

e Rio de Janeiro, em áreas de encostas onde está localizada a população de baixo poder aquisitivo.

Deste modo, é de fundamental importância o desenvolvimento de estudos na área experimental e na área numérica para analisar a estabilidade de taludes, a fim de evitar acidentes decorrentes dos deslizamentos de encostas e buscando diminuir ou evitar as consequências desastrosas, ou seja, danos sócio-econômicos.

Com esta finalidade, o objetivo deste trabalho foi realizar um estudo experimental e numérico em uma encosta do município de Camaragibe-PE. Esta encosta tem sua relevância à medida que, está delimitando uma área onde foi construído um supermercado.

Com isso, fez-se necessário a utilização de um laboratório para a realização dos ensaios experimentais com o objetivo de caracterizar e obter propriedades mecânicas dos solos. Nesta pesquisa, utilizou-se o espaço físico e equipamentos do laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Pernambuco – Centro Acadêmico do Agreste, com a finalidade de implementar este laboratório, colocando os equipamentos em funcionamento, principalmente os utilizados na caracterização e obtenção de parâmetros de resistência.

O programa de investigação geotécnica foi realizado em duas etapas: uma em campo e outra em laboratório. Em campo, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas de solos. No laboratório, executaram-se ensaios para a caracterização física, ensaios de cisalhamento direto para a determinação dos parâmetros de resistência do solo. No ensaio de cisalhamento direto foram ensaiadas amostras na umidade natural e saturada para verificar a variação dos parâmetros de resistência e simular cenários de verão e inverno na análise do cálculo de estabilidade desta encosta.

Além disso, foi realizada a análise de estabilidade da encosta estudada utilizando o programa computacional Geo-Slope International (2012), o GeoStudio - SLOPE/W, em que permitiu fazer uma análise do perfil da encosta em estudo e simular diferentes estações climáticas, verão e inverno, através da variação da umidade do solo, utilizando os parâmetros obtidos em laboratório com o solo no estado natural e saturado. As análises de estabilidade foram realizadas utilizando os métodos de Ordinary, Bishop, Spencer e Jambu,

Morgenstern-Price, comparando os diferentes valores de fator de segurança e verificando a estabilidade desta encosta.

## **1.2. Objetivos**

### *1.2.1. Objetivo geral*

A proposta desse trabalho tem como objetivo geral analisar a estabilidade de uma encosta localizada no município de Camaragibe-PE, através de estudos experimentais e numérico, e assim implementar o Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA. O estudo experimental consistiu em realizar ensaios de caracterização do solo e ensaios hidro-mecânicos. O estudo numérico visou realizar análises de estabilidade da encosta em estudo, utilizando o programa comercial Geo-Slope International (2012), GeoStudio - SLOPE/W, para analisar a estabilidade do perfil proposto e simular estações climáticas diferentes através da variação dos parâmetros do solo e nível de água do terreno, utilizando diferentes métodos de análise e assim, comparar os diferentes valores de fator de segurança.

### *1.2.2. Objetivos específicos*

- Implementar o laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA, calibrando e colocando para funcionar os equipamentos;
- Retirada de amostras deformadas e indeformadas *in situ*;
- Realizar ensaios de caracterização do solo provenientes da encosta em estudo;
- Determinar parâmetros de resistência realizando ensaios de cisalhamento direto com o solo na umidade natural e saturado;
- Analisar a estabilidade da encosta utilizando o programa SLOPE/W através dos métodos de Ordinary, Bishop, Spencer, Jambu e Morgenstern-Price com diferentes cenários para simular estações de verão e inverno intenso.

### **1.3. Estrutura do trabalho**

A estrutura deste trabalho foi dividida em seis capítulos, conforme descrito a seguir.

Neste capítulo, foi apresentado a introdução, os objetivos e a estrutura do trabalho.

No capítulo 2, apresenta-se o referencial teórico a respeito de estabilidade de encostas, destacando os escorregamentos no Brasil e no mundo; caracterizando os tipos de movimentos de massa; e também expondo os agentes, fatores e causas dos movimentos dos taludes; descrevendo sobre o programa de investigação geotécnica adequado à estabilização de encostas; tudo isso destacando os problemas da Região Metropolitana do Recife, quanto à instabilidade de taludes.

No capítulo 3, apresenta-se as características da área de estudo e a localização da encosta.

No capítulo 4, apresenta-se o estudo experimental, descrevendo a metodologia utilizada nos ensaios realizados, o programa de investigação geotécnica em laboratório e em campo, a caracterização do Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA.

No capítulo 5, apresenta-se o estudo numérico com a descrição do programa utilizado para a análise da estabilidade do talude e os resultados obtidos na análise.

No capítulo 6, são descritas as principais conclusões obtidas neste trabalho e propostas de pesquisas futuras.

## CAPÍTULO 2

### REFERENCIAL TEÓRICO

Neste capítulo é apresentado o referencial teórico sobre estabilidade de encosta, expondo suas principais causas, caracterizando de forma concisa os tipos de movimentos de massa decorrentes da instabilidade de encostas, descrevendo os principais parâmetros do solo necessários para o estudo, e por fim, a análise da estabilidade de encosta.

#### 2.1. Encosta

De acordo com STOCHALAK (1974), as encostas podem ser definidas como toda superfície natural inclinada unindo outras duas, caracterizadas por diferentes energias potenciais gravitacionais.

Segundo CAPUTO (1988), o termo talude consiste em superfícies inclinadas que limitam um maciço de terra, de rocha ou de terra e rocha, podendo estes ser naturais, encostas, ou artificiais, como os taludes de cortes e aterros, como mostra a Figura 2.1. Os taludes artificiais apresentam homogeneidade mais acentuada que os maciços naturais, então se adapta melhor as teorias desenvolvidas para as análises de estabilidade.

Figura 2.1 - Representação dos tipos de taludes.



FONTE: (IPT, 2015).

## 2.2. Escorregamentos no Brasil e no mundo

A China e Japão foram países pioneiros na investigação de deslizamento de terra. Os trabalhos de reconhecimento e identificação na China datam de 186 anos antes de cristo, segundo BRABB (1991). Nos últimos 50 anos os estudos desse processo foi intensificado no ocidente. COSTA NUNES (1966) justifica essa intensificação como o resultado da necessidade de corrigir problemas de taludes relacionados à construção das grandes ferrovias e rodovias modernas. De acordo com BRABB (1991) os escorregamentos que já ocorreram vitimou várias pessoas no mundo inteiro, estima que milhares de mortes e também dezenas de bilhões de dólares já foram gastos por ano resultante dos danos causados por esses deslizamentos de terras.

CAPUTO (1987) informa sobre dois casos de escorregamentos de grandes proporções históricas: o Sant Goldau, na Suíça, em que ocorreu um deslizamento de um grande massa rochosa, de 30 m de altura e 1500 m de comprimento, pela encosta que resultou na destruição de uma aldeia; o outro caso citado foi o Gross Ventre Valley, ocorrido às margens de Snake River, USA, onde um escorregamento de uma massa estimada em 50 milhões de metros

cúbicos, em poucos minutos, resultou na formação de uma barragem natural de 60 m de altura.

Em 2012, segundo informações divulgadas pela imprensa, em Papua-Nova Guiné, um deslizamento de terra ocasionou a morte de “cerca de 40 pessoas”, em decorrência de um terremoto muito forte ocorrido naquela região, como mostra a Figura 2.2.

Figura 2.2 - Escorregamento em Nogoli, na Papua-Nova Guiné.



FONTE: G1 (2015).

Outro deslizamento de terra ocorrido em 2013, na cidade de La Pintada, no estado do Guerrero (sul), no México, de acordo com a imprensa, resultou na morte e desaparecimento de “cerca de 58 pessoas”, em consequência das fortes chuvas (Figura 2.3).

Figura 2.3 - Deslizamento de terra ocorrida no México.



FONTE: G1 (2015).

Em várias regiões brasileiras, como Pernambuco, Bahia, Ceará, Minas Gerais, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná, e em outros locais onde a maior parte do relevo é formado por planaltos, os movimentos de massas têm sido tema de estudos. A relevância neste assunto não se limita pela sua importância como agentes atuantes na evolução das formas de relevo, mas pelas suas implicações em relação ao aspecto socioeconômico, como por exemplo: perdas de vidas humanas e matérias. Em muitas cidades brasileiras os movimentos em encostas têm originado, principalmente em tempos recentes, vários acidentes, que por muitas vezes resulta em dezenas de vítimas fatais (AUGUSTO FILHO, 1994).

No Brasil, pode-se mencionar um dos mais graves acidentes decorrentes de uma série de deslizamentos de terra, como o ocorrido em 2008, provocados pelas chuvas nos municípios catarinenses, como Blumenau, Itajaí, Ilhota e Gaspar. Segundo a imprensa, resultou, ao todo, 135 mortes de pessoas e milhares de desabrigados (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Deslizamento de terra ocorrida no Brasil em novembro de 2008.



FONTE: TERRA (2015).

Outro problema de deslizamento de terra no Brasil, ocorreu no morro do Bumba, em Niterói, região metropolitana do Rio de Janeiro, em 2010, de acordo com a imprensa, resultou na morte de 56 pessoas, em consequência das chuvas ocorridas na região (Figura 2.5).

Figura 2.5 - Deslizamento de terra ocorrida no Brasil em abril de 2010.



FONTE: TERRA (2015).

No Brasil, o registro para qualquer ocorrência de movimentação de massa, a fim de ser publicado, inicialmente, estava ligado a dois fatores: o nível de desenvolvimento do meio técnico na época em que ocorriam os acidentes e o de caráter catastrófico. Somente o fator de caráter catastrófico era insuficiente, pois, mesmo as encostas brasileiras apresentando fenômenos de instabilização há muitos anos, foi com o surgimento da Mecânica dos Solos no Brasil que houve fundamentos para o desenvolvimento de estudos mais aprofundados sobre tais fenômenos, GUIDICINI e NIEBLE (1976).

Devido à elaboração de vários conceitos, e também, a valiosas ferramentas de trabalho produzidas pela Mecânica dos Solos, a cada novo acontecimento de tais eventos catastróficos, realizava-se uma fase de estudo para analisar e compreender os mecanismos neles. Logo, com o avanço das técnicas e conceitos, os casos de deslizamentos passaram a ser documentados, mas sabe-se que existem poucos registros deles no período colonial. (LIMA, 2002).

De acordo com Lima (2002), os deslizamentos de terra mais iminentes no Brasil, ocorrem em áreas urbanas, principalmente em morros habitados pela população de baixo poder aquisitivo. Tem-se observado também que esses acontecimentos ocorrem sempre, de forma geral, em períodos chuvosos ou depois de chuvas intensas, no inverno.

O controle de escorregamentos por ser um problema não só catastrófico e natural, mas também, por estar relacionado a problemas socioeconômico, por causa das perdas materiais e pela quantidade de casos com vítimas nos Estados, está aumentando o interesse em analisar o controle de escorregamentos, particularmente em encostas de áreas urbanas. Somente no período de 1988 a 1991, foram gastos 7,1 milhões de dólares em obras de contenção no Rio de Janeiro, AMARAL et al. (1993).

De acordo com dados do EM-DAT (Emergency Events Database), no Brasil, os deslizamentos representam-se como o segundo tipo mais frequente de desastres naturais, só perdendo apenas para as inundações (MARCELINO, 2007).

### 2.3. Classificação dos movimentos gravitacionais de massa

Considerando as diversas classificações de movimentos gravitacionais de massa, destacamos a classificação realizada por VARNES (1978) e posteriormente modificada por CRUDEN & VARNES (1996) que segundo LIMA (2002) é a mais utilizada mundialmente e considerada como a oficial da Internacional Association of Engineering Geology (IAEG). Tabela 2.1 mostra a classificação dos movimentos segundo CRUDEN & VARNES (1996).

Tabela 2.1 - Classificação dos movimentos de encosta de acordo com CRUDEN & VARNES (1996).

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS, VARNES (1978)					
TIPO DE MOVIMENTO			TIPO DE MATERIAL		
			ROCHA	SOLO (ENGENHARIA)	
				GROSSEIRO	FINO
QUEDAS			de rocha	de detritos	de terra
TOMBAMENTOS			de rocha	de detritos	de terra
ESCORREGA- MENTOS	ROTACIO- NAL	Poucas unidades	Abatimento e rocha	Abatimento de detritos	Abatimento de terra
			de blocos rochosos	de blocos de detritos	de blocos de terra
	TRANSLA- CIONAL	Muitas unidades	de rocha	de detritos	de terra
EXPANSÕES LATERAIS			de rocha	de detritos	de terra
CORRIDAS/ESCOAMENTOS			de rocha (rastejo profundo)	de detritos	de terra
				Rastejo de solo	
COMPLEXOS: Combinação de 2 ou mais dos principais tipos de movimentos					

FONTE: LIMA (2002).

Como podemos observar, a classificação de CRUDEN & VARNES (1996) expõe os tipos de movimentos gravitacionais de massa nas encostas ressaltando quantitativos de escorregamentos, diferenciando-os dos escoamentos e ratificando a possibilidade de ocorrência de dois ou mais movimentos através dos chamados complexos. Portanto, contempla detalhadamente exemplares bem definidos dos movimentos gravitacionais de massa com especificações dos tipos de material rochoso ou de solo.

Entretanto, para termos uma maior precisão de dados acompanhamos a ressalva de LIMA (2002) quando frisa que esta classificação não contempla as

características do movimento de massas, o material e a geometria mobilizada. Sendo assim, estes dados poderão ser obtidos na classificação de AUGUSTO FILHO (1992) citado por LIMA (2002) e demonstrada na Tabela 2.2. Nesta classificação os movimentos gravitacionais de massa estão organizados em quatro classes: Rastejos (Creep), Escorregamentos (Slides), Quedas (Falls) e Corridas (Flows), segundo a concepção de HUTCHINSON (1968). De acordo com AUGUSTO FILHO, cada um desses grupos citados na Tabela 2.2 admite subdivisão, principalmente os escorregamentos e as corridas, e para os quais existem inúmeras classificações e terminologias específicas, IPT (1987) e IPT (1988).

Tabela 2.2 - Classificação dos movimentos de encosta segundo AUGUSTO FILHO (1992).

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS, AUGUSTO FILHO (1992)	
PROCESSOS	CARACTERÍSTICAS DO MOVIMENTO, MATERIAL E GEOMETRIA
RASTEJO (CREEP)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vários planos de deslocamento (internos).</li> <li>• Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes c/ a profundidade.</li> <li>• Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes.</li> <li>• Solo, depósito, rocha alterada/fraturada.</li> <li>• Geometria indefinida.</li> </ul>
ESCORREGAMENTOS (SLIDES)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Poucos planos de deslocamentos (externos).</li> <li>• Velocidades média (m/h) a altas (m/s).</li> <li>• Pequenos a grandes volumes de material.</li> <li>• Geometria e materiais variáveis:</li> <li>• PLANARES = solos poucos espessos, solos e rochas c/ um plano de fraqueza;</li> <li>• CIRCULARES = solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas;</li> <li>• EM CUNHA = solos e rochas com dois planos de fraqueza.</li> </ul>
QUEDAS (FALLS)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sem planos de deslocamentos.</li> <li>• Movimentos tipo queda livre ou em plano inclinado.</li> <li>• Velocidades muito altas (vários m/s).</li> <li>• Material rochoso.</li> <li>• Pequenos a médios volumes.</li> <li>• Geometria variável: lascas, placas, blocos etc.</li> <li>• ROLAMENTO DE MATAÇÃO</li> <li>• TOMBAMENTO</li> </ul>
CORRIDAS (FLOWS)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Muitas superfícies de deslocamentos (internas e externas à massa em movimentação).</li> <li>• Movimento semelhante ao de um líquido viscoso.</li> <li>• Desenvolvimento ao longo das drenagens.</li> <li>• Velocidades médias e altas.</li> <li>• Mobilização de solo, rocha, detritos e água.</li> <li>• Grandes volumes de material.</li> <li>• Extenso raio de alcance mesmo em áreas planas.</li> </ul>

FONTE: LIMA (2002).

No entanto, complementando estes dados para maior exatidão encontramos em VARNES (1978) apud LIMA (2002) uma classificação dos movimentos de massa segundo a velocidade de seu movimento como pode ser observado na Tabela 2.3, ou seja, de acordo com o tempo transcorrido na manifestação do fenômeno. Esta referida classificação obteve uma complementação da WP/WLI (1994) no qual podemos perceber categorizações vinculadas aos aspectos modificadores das encostas geradas pelos danos ocasionados.

Tabela 2.3 - Classificação dos movimentos maciços terrosos em função das velocidades, VARNES (1978) e WP/WLI (1994).

CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS SEGUNDO SUA VELOCIDADE, VARNES (1978)		
VELOCIDADE	DESCRIÇÃO DA VELOCIDADE	TIPO DE MOVIMENTO
> 3 m/s	EXTREMAMENTE RÁPIDA	DESMORONAMENTO
0,3 m/min - 3m/s	MUITO RÁPIDA	DESMORONAMENTO
1,5 m/dia - 0,3 m/min	RÁPIDA	DESMORONAMENTO E ESCORREGAMENTO
1,5 m/mês - 1,5 m/dia	MODERADA	ESCORREGAMENTO
1,5 m/ano - 1,5 m/mês	LENTA	ESCORREGAMENTO E CREEP
0,06 m/ano - 1,5 m/ano	MUITO LENTA	CREEP
< 0,06 m/ano	EXTREMAMENTE LENTA	CREEP
CLASSIFICAÇÃO DOS MOVIMENTOS SEGUNDO SUA VELOCIDADE, WP/WLI (1994)		
CLASSES DE VEL.	DESCRIÇÃO DA VELOCIDADE	VELOCIDADE
7	EXTREMAMENTE RÁPIDA	> 5 m/s
6	MUITO RÁPIDA	3 m/min – 5 m/s
5	RÁPIDA	1,8 m/h – 3 m/min
4	MODERADA	13 m/mês - 1,8 m/h
3	LENTA	1,6 m/ano - 13 m/mês
2	MUITO LENTA	16 mm/ano - 1,6 m/ano
1	EXTREMAMENTE LENTA	< 16 mm/ano

FONTE: LIMA (2002).

### 2.3.1. *Escoamentos*

Este tipo de movimento gravitacional de massa não está relacionado à velocidade, portanto não entra na classificação de VARNES (1978). Segundo LIMA (2002), só abrange os movimentos lentos ou rápidos. Isto é, em suas deformações ou movimentos contínuos temos os rastejos ou corridas.

De acordo com os estudos de COUTINHO et. al. (2007), um escoamento é considerado como gravitacional quando observa-se o arrasto horizontal de uma massa fluída provocada por uma diferença de densidade gerada pela diferença de temperatura, partículas em suspensão, salinidade ou propriamente da mistura de dois fluidos distintos.

#### a) Rastejos ou Creep

Considerando os estudos de GUIDICINI & NIEBLE (1984) os rastejos representam um conjunto de movimentos lentos que não apresentam uma superfície de ruptura acentuada e não delineiam uma geometria bem definida. Portanto, segundo OLIVEIRA e BRITO (1998) apud LIMA (2002) consistem no movimento descendente, lento e contínuo da massa de solo de um talude. Sendo assim, correspondem a uma alteração de caráter plástico. Com relação à geometria produzida por este fenômeno, OLIVEIRA e BRITO (1998) apud LIMA (2002) ratifica GUIDICINI & NIEBLE (1984) no quesito de não ser bem definida esta geometria.

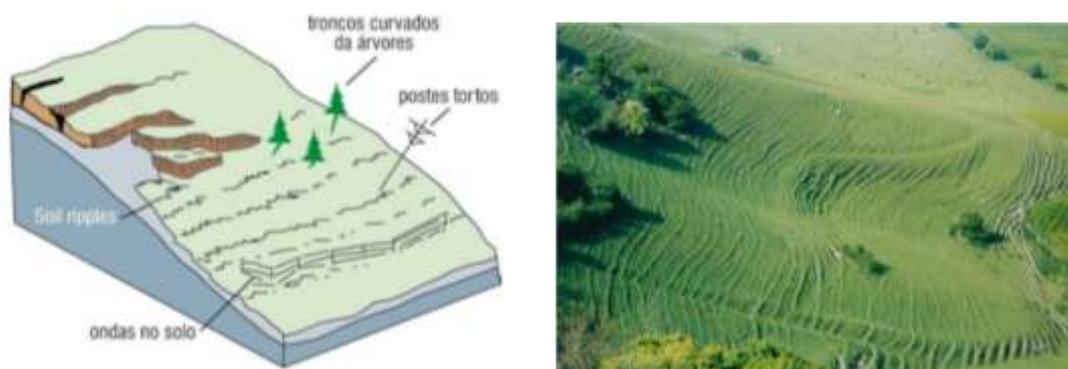
Seguindo o pensamento de GUIDICINI & NIEBLE (1984), os rastejos são semelhante aos demais movimentos de massa, podendo deslocar qualquer tipo de material: solo, rocha ou a mistura dos dois. Ainda, segundo estes autores, os rastejos mostram velocidades de deslocamento muito baixas, com taxas de deslocamento decrescentes gradualmente com a profundidade. Sendo assim, os rastejos podem ser agregados a processos de movimentos contínuos, resultantes da deformação submetida a uma tensão constante e a estruturas pulsantes. Isto, numa velocidade desigual de acordo com mudanças climáticas estacionais.

Logo, segundo GUIDICINI E NIEBLE (1976) apud. LIMA (2002) a movimentação é provocada pela ação da gravidade, contribuindo para isto os

efeitos devidos às variações de temperatura e umidade. Assim sendo, esse tipo de movimentação se diferencia dos escorregamentos pela diferença no mecanismo de deformação. Isto é, nos rastejos as tensões encontram-se acima da tensão de fluência; enquanto que nos escorregamentos verificam-se valores iguais aos de resistência máxima ao cisalhamento, além da continuidade e da lentidão do processo.

Ponderando a importância dos estudos de TERZAGUI (1950) apud LIMA (2002) esse tipo de movimento pode se apresentar de forma intrincada quando avançado em velocidade desigual; podendo assim passar de rastejo para escorregamento e este ser seguido por rastejo do material que se deslocou para fora do talude. Outro dado relevante, é a mudança no teor de água, de um certo volume de material, a qual pode provocar um deslocamento do centro de gravidade da massa. Portanto, de acordo com TERZAGUI (1950) apud LIMA (2002) assim se inicia o processo de movimentação. Também existe a possibilidade dos rastejos poderem cessar na estação seca. Ou seja, ao encontrarem obstáculos a sua frente, massas em processo de rastejo poderão embarrigar, dobrar-se ou romper. Na concepção de TERZAGUI (1950) apud LIMA (2002) estes fenômenos são verificados através de sinais indiretos, como mudança na verticalidade de árvores, troncos encurvados, blocos deslocados de sua posição original, estratos e camadas rochosas sofrendo variações bruscas encosta abaixo, deslocamentos de muros, postes e cercas, pequenos abatimentos ou degraus na encosta, trincas e rupturas em elementos rígidos - muretas, muros, paredes e matacões arredondados, tal como mostra a Figura 2.6. Desta forma, TERZAGUI (1950) apud LIMA (2002) ressalta que esse tipo de movimento pode terminar atingindo obras civis perto de encostas e taludes provocando alterações nas fundações de pilares de pontes, viadutos e de qualquer obra construída próxima às encostas que apresentem semelhante processo de movimentação de massa gravitacional.

Figura 2.6 – Rastejo.



FONTE: HIGHLAND & BOBROWSKY (2008).

## b) Corridas

Considerando os fundamentos teóricos de GUIDICINI E NIEBLE (1976) apud. LIMA (2002), as corridas são escoamentos com características hidrodinâmicas de movimentos rápidos. Para isto, faz-se necessário a perda do atrito do solo provocado pelo arrasamento da estrutura do solo em consequência de excesso de água. As corridas apresentam superfícies de ruptura indefinida com ocorrência em taludes de inclinação variável. O movimento tem similaridade ao de um fluido viscoso de curta duração com resultados velozes de deformação do solo. Estes fenômenos apesar de serem mais raros do que os escorregamentos são mais agressivos. A Figura 2.7 mostra um exemplo de corrida ocorrido em Camaragibe-PE no ano de 2000, na qual assoreou toda linha de drenagem do local.

Figura 2.7 - Corrida de areia em Camaragibe-PE.



FONTE: ALHEIROS (2000).

Portanto, segundo AUGUSTO FILHO (1992) as corridas abrangem fenômenos de muito deslocamento de superfícies (internas e externas à massa

em movimentação); movimento semelhante ao de um líquido viscoso; expansão no decorrer das drenagens; manifestação de velocidades médias e altas com mobilização de solo, rochas, detritos e água em grandes volumes num extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

Seguindo os argumentos teóricos de LIMA (2002), as corridas de massa dependendo do material deslocado e da velocidade do deslocamento verificada são designadas em: corridas de lama, quando o solo tem grande quantidade de água; corridas de terra, quando material deslocado é mais solo com uma menor quantidade de água; e corrida de detritos, quando o material observado no deslocamento é composto mais de fragmentos de rocha de vários tamanhos.

Para o surgimento das corridas de massa, segundo LIMA (2002), há dois tipos de mecanismos básicos: os de origem primária, onde se forma através da desestruturação total do material mobilizado de escorregamentos nas encostas; e o de origem secundária, onde a formação ocorre nas drenagens principais a partir da remobilização de detritos acumulados no leito e dos barramentos naturais. Ainda de acordo com LIMA (2002), os de origem secundária são acrescidos do material de escorregamentos nas encostas e de grandes volumes de água gerados em picos de cheias nas drenagens.

Neste aspecto, as corridas de massa sendo uma dinâmica natural dos relevos montanhosos apresenta certa recorrência ao longo do tempo. Entretanto, ações antrópicas caracterizadas pela ocupação das encostas sem critérios adotados pode acelerar o processo (LIMA, 2002).

### 2.3.2. *Escorregamentos*

De acordo com os fundamentos teóricos de GUIDICINI & NIEBLE (1984), os escorregamentos também chamado de deslizamentos, são movimentos rápidos que apresentam uma superfície de ruptura bem definida, ao contrário das corridas de massas. O tempo de duração dos escorregamentos é comumente curto com massas de terreno relativamente bem definida no seu volume. Considerando, TERZAGUI (1950) apud LIMA (2002), esta velocidade varia de quase zero a pelo menos 0,30m/h caindo posteriormente até um valor mais inferior. Ou seja, no transcorrer da sua primeira fase os escorregamentos apresentam massa em movimento avançando com velocidade crescente e, à

medida que ocorre o escorregamento, vão diminuindo gradativamente até parar, ou assumem caráter de rastejo.

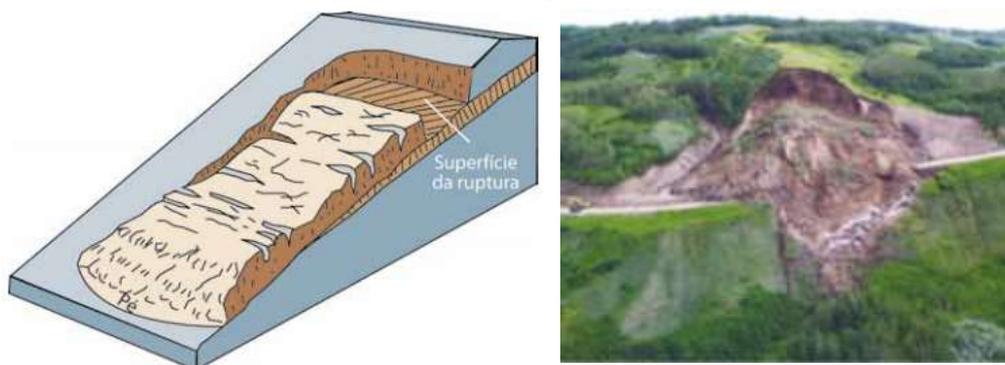
A manifestação deste fenômeno produz um deslocamento do seu centro de gravidade no sentido de cima para baixo e para fora do talude. Segundo GUIDICINI & NIEBLE (1984), eles podem ser translacionais, rotacionais e em cunha.

#### a) Escorregamentos Translacionais ou planares

Segundo GUIDICINI & NIEBLE (1984), nos escorregamentos translacionais ou planares o movimento é predominantemente acompanhado por uma translação que depende de descontinuidades ou planos de fraqueza existentes. Isto é, os escorregamentos translacionais de solo são, de acordo com KRYNINE e JUDD (1957) apud LIMA (2002), processos muito comuns nas encostas serranas do Brasil. Este tipo de escorregamento abrange tipos de solo superficiais que estão sobre a rocha subjacente, seja esta, alterada ou não. Portanto, podem ser verificados em taludes mobilizando solos saprolíticos (em que aparece a rocha alterada, mas ainda mantendo muitas de suas estruturas e restos de minerais em processo de alteração) e rochas condicionados por estruturas planares desfavoráveis à estabilidade e relacionados a feições geológicas diversas, tais como foliação, xistosidade, fraturas, como mostra a Figura 2.8.

Os escorregamentos translacionais podem ocorrer em taludes mais abatidos, menos inclinados e extensos, atingindo centenas ou milhares de metros, transportando rocha, solo ou solo e rocha.

Figura 2.8 - Escorregamento Translacional.



FONTE: HIGHLAND & BOBROWSKY (2008).

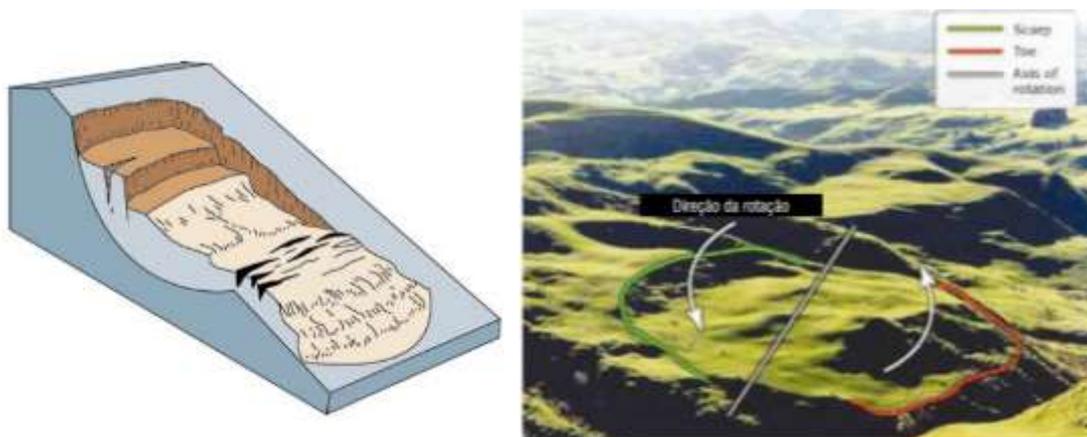
## b) Escorregamentos Rotacionais

Segundo os estudos de LIMA (2002), os escorregamentos rotacionais são movimentos de massa gravitacional onde há uma separação de massa de um determinado terreno, entre um talude e uma superfície contínua de ruptura que tem superfícies de deslizamento curvas comumente com uma série de rupturas combinadas e sucessivas. Desta forma, esses tipos de movimentos de massas, quando ocorrem, são caracterizados por um deslizamento repentino do solo residual que recobre a rocha ao longo de sua superfície (Figura 2.9).

Sendo assim, os escorregamentos rotacionais apresentam, na concepção de GUIDICINI & NIEBLE (1984), um movimento predominantemente acompanhado por uma rotação. Portanto, têm superfícies de deslizamentos curvas, surgindo em materiais mais ou menos homogêneos e coesivos.

Segundo KRYNINE e JUDD (1957) apud LIMA (2002), a forma e a posição da superfície de ruptura são condicionadas às pressões neutras e às variações de resistência ao cisalhamento dentro da massa do terreno. Desde então, toma a forma mais simplificada e que mais se aproxima da realidade, que é um arco de circunferência. Isto é, presumindo que o talude seja contínuo na seção e na tensão de cisalhamento. Considerando também, que a resistência a este, sejam distribuídas uniformemente, ao longo da superfície de ruptura. Os escorregamentos de rotação podem ser classificados em dois tipos diferentes: o de talude e o de base. Nos dois tipos a área limite entre o material que não foi deslocado e o material movimentado é constituído de rocha, argila muito dura ou outro material de resistência superior ao deslocado da encosta. Esse tipo de movimento gravitacional de massa está associado a aterros, pacotes de solo ou depósitos mais densos, rochas sedimentares ou cristalinas fortemente estilhaçadas.

Figura 2.9 - Escorregamentos Rotacionais.

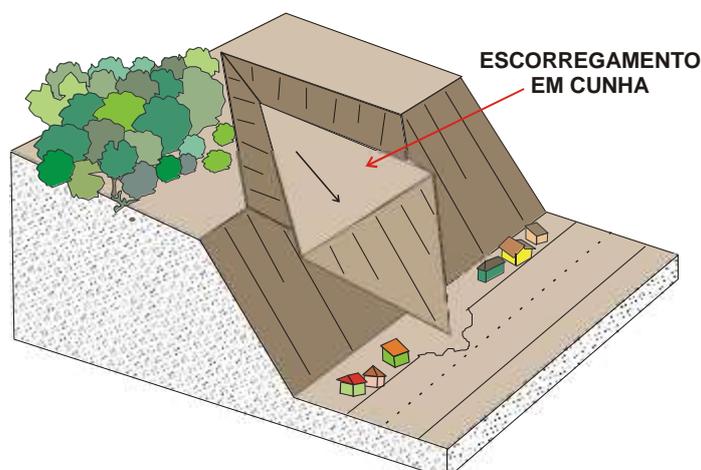


FONTE: HIGHLAND & BOBROWSKY (2008).

### c) Escorregamentos em Cunha

Considerando GUIDICINI & NIEBLE (1984), os escorregamentos em cunha são relacionados a solos saprólitos (em que aparece a rocha alterada, mas ainda mantendo muitas de suas estruturas e restos de minerais em processo de alteração) e maciços rochosos quando existem duas estruturas planares desfavoráveis à estabilidade, condicionado o deslocamento de um prisma ao longo do eixo de intersecção destes planos. Este tipo de escorregamento é mais frequente em taludes de corte ou em encostas que sofreram algum tipo de desconfinamento natural ou antrópico (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Escorregamentos em Cunha.



FONTE: LIMA (2002) modificado de CRUDEN & VARNES (1996).

### 2.3.3. Quedas

De acordo com AUGUSTO FILHO (1994), as quedas são movimentos do tipo queda livre que ocorrem em velocidades muito altas, sendo constituídos de blocos isolados a grandes massas rochosas, de solo e detritos. Neste tipo de movimento de massa gravitacional, o material se separa de encostas muito escarpadas num movimento tipo queda livre, ou em plano inclinado atingindo, por vezes, longas distâncias.

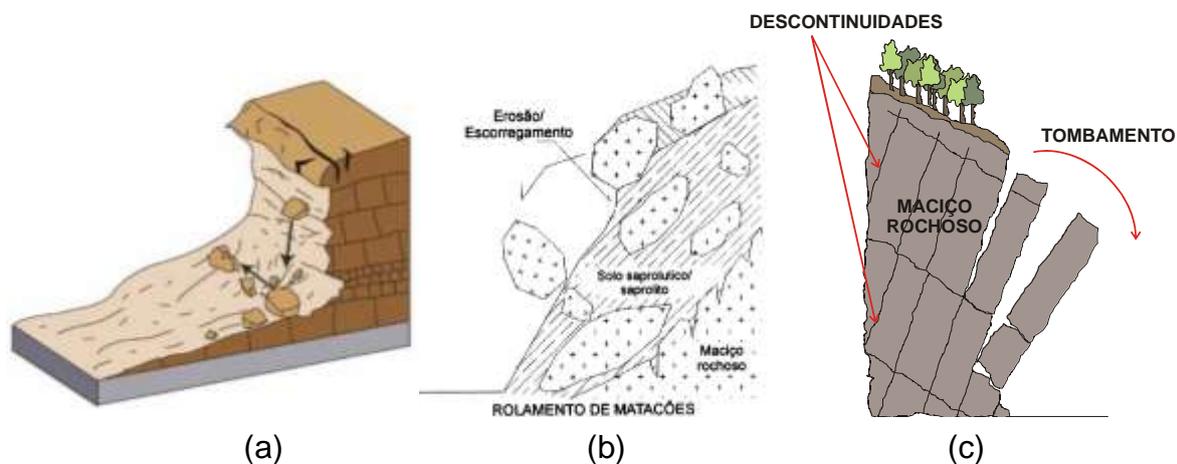
Segundo LIMA (2002), as quedas se classificam em: queda de blocos, tombamento de blocos, rolamento de blocos e deslocamentos. Na queda de blocos há uma queda livre iniciada numa elevação com ausência de superfície de movimentação. Estas quedas têm diversas origens diferentes: podem ser geradas pela ação alternada de congelamento e degelo nas fraturas e juntas, por ciclagem térmica em massas rochosas, por perda de apoio de blocos gerada pela erosão de veículo aquoso, por processo de desconfinamento lateral de maciços rochosos decorrente de linhas de entalhe recentes, por alívio de tensões de origem tectônica - mesmo em obras subterrâneas, por vibrações, por empuxo hidrostático ao longo de juntas verticais ou, por composição desses processos (Figura 2.11 (a)).

De outro modo, segundo LIMA (2002), nos tombamentos de rochas, o movimento de blocos rochosos está relacionado à presença de estruturas geológicas no maciço rochoso. Este tipo de queda corresponde a movimentos de blocos rochosos ao longo de um eixo (Figura 2.11 (b)).

Os deslocamentos são aquelas que produzem deslocamento de lascas ou placas de rocha que se formam a partir de estruturas tipo xistosidade, acamamento etc. Contribuem para isto, as variações térmicas ou alívio de tensão. De acordo com LIMA (2002), o desprendimento pode se dar em queda livre ou por deslizamento ao longo de uma superfície inclinada.

Os rolamentos são movimentos de grandes rochas, também chamadas de matacões, que estão inicialmente fixos na superfície do talude envolvidos pelo solo, que após retirada do solo, rolam pela superfície do talude (Figura 2.11 (c)).

Figura 2.11 – a) queda, b) tombamento e c) rolamento.



FONTE: CRUDEN & VARNES (1996); HIGHLAND & BOBROWSKY (2008).

#### 2.4. Agentes, causas e fatores que influenciam os movimentos dos taludes

De acordo com ABGE (1998), os condicionantes fundamentais dos escorregamentos e processos correlatos na dinâmica ambiental brasileira são:

- Características climáticas, com evidência para o regime pluviométrico;
- Características e distribuição dos materiais que constitui o substrato das encostas/taludes, envolvendo solos, rochas, depósitos e estruturas geológicas;
- Características geomorfológicas, com evidência para inclinação, amplitude e forma do perfil das encostas;
- Regime das águas de superfície e subsuperfície;
- Características do uso e ocupação, abrangendo cobertura vegetal e as diversas formas de intervenção antrópica das encostas, como aterros, cortes, concentração de água pluvial e servida, etc.

Em geral, o “aumento” de peso do talude (incluindo as cargas aplicadas) e a “diminuição” da resistência ao cisalhamento do material, originam as causas de um escorregamento. Segundo CAPUTO (1988b) a simultaneidade desses fatores nas estações chuvosas ou pouco depois, explica o caso da ocorrência

da maioria dos escorregamentos nesses períodos de grande precipitação pluviométrica.

A seguir, pode-se verificar na Tabela 2.4 as causas e agentes dos escorregamentos (GUIDICINI e NIEBLE, 1976). Esta Tabela identifica os principais fatores responsáveis pela movimentação, com o objetivo de assumir medidas corretivas ou preventivas. Em várias situações, não é possível remover a causa, mas é fundamental diminuir os efeitos continuamente (LIMA, 2002).

Tabela 2.4 - Agentes/Causas dos escorregamentos e processos correlatos.

AGENTES E CAUSAS DOS ESCORREGAMENTOS	
AGENTES	
PREDISPONENTES	<ul style="list-style-type: none"> <li>Complexo geológico, complexo morfológico, complexo climático-hidrológico, gravidade, calor solar, tipo de vegetação original.</li> </ul>
EFETIVOS	PREPARATÓRIOS <ul style="list-style-type: none"> <li>Pluviosidade, erosão pela água e vento, congelamento e degelo, variação de temperatura, dissolução química, ação de fontes e mananciais, oscilação de nível de lagos e marés e do lençol freático, ação de animais e humana, inclusive desflorestamento.</li> </ul>
	IMEDIATOS <ul style="list-style-type: none"> <li>Chuvas intensas, fusão do gelo e neve, erosão, terremotos, ondas, vento, ação do homem etc.</li> </ul>
CAUSAS	
INTERNAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>Efeitos das oscilações térmicas.</li> <li>Redução dos parâmetros de resistência por intemperismo.</li> </ul>
EXTERNAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>Mudanças na geometria do sistema.</li> <li>Efeitos de vibrações.</li> <li>Mudanças naturais na inclinação das camadas.</li> </ul>
INTERMEDIÁRIAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>Elevação do nível piezométrico em massas homogêneas.</li> <li>Elevação da coluna da água em descontinuidades.</li> <li>Rebaixamento rápido do lençol freático.</li> <li>Erosão subterrânea retrogressiva "piping".</li> <li>Diminuição do efeito de coesão aparente.</li> </ul>

FONTE: GUIDICINI e NIEBLE. (1976) apud LIMA (2002).

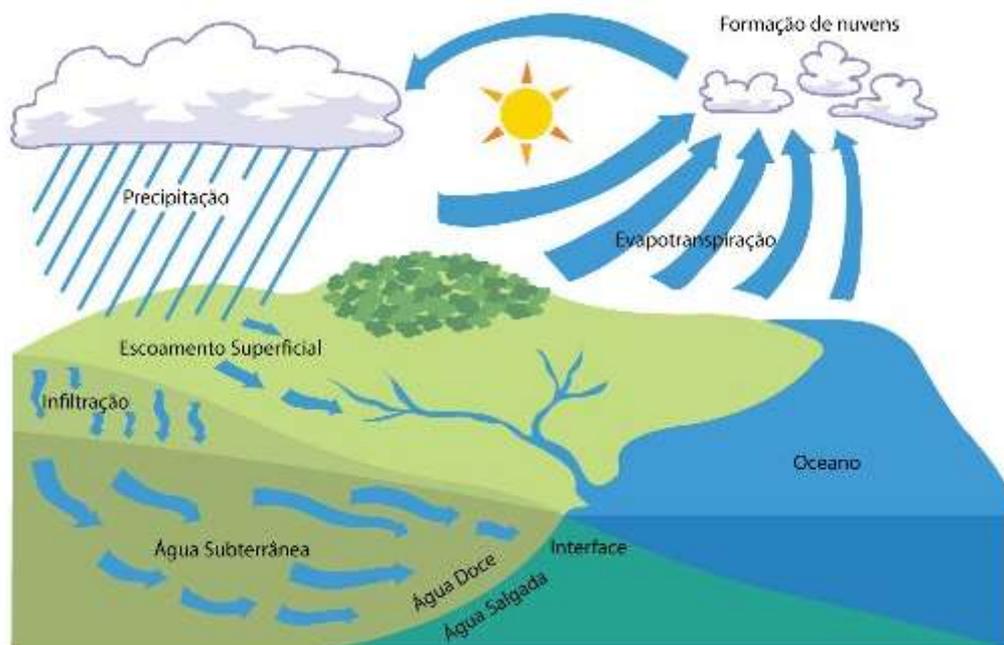
#### 2.4.1. Influência da água das chuvas nos movimentos de massa

No Brasil, as chuvas agem como agente físico fundamental para promover os escorregamentos. Esses processos estão ligados diretamente aos acidentes, que atuam durante períodos chuvosos.

As instabilizações de encostas estão relacionadas as precipitações, devido a geração de forças de percolação e ao alteamento do nível de água; do preenchimento temporário de fendas, trincas e/ou estruturas em solos saprolíticos e rochas com geração de pressões hidrostáticas e da formação de frentes de saturação, sem a elevação ou formação de nível de água (solos não saturados), diminuindo a resistência dos solos devido à perda de coesão (LIMA, 2002).

Podemos observar no ciclo hidrológico, representado na Figura 2.12, que as águas provenientes das chuvas ao cair no solo podem seguir três trajetórias: uma parte infiltra pelos poros e fendas existentes, originando os lençóis subterrâneos, outra parte da água retorna à atmosfera (devido ao efeito da evaporação) e a última, desliza pela superfície, gerando caminhos de simples acesso ou sulcos.

Figura 2.12 - Ciclo hidrológico.



FONTE: Cetesb (2015). Secretaria do Meio Ambiente do Estado de São Paulo.

Um exemplo da influência da água é nas encostas dos morros do Recife, que a priori, por seus aspectos litológicos, estruturais e morfológicos, são geralmente estáveis, e que durante os invernos rigorosos podem ser constatados registros de deslizamentos, logo após índices de precipitações

elevados, principalmente em encostas habitadas ou cortadas para fins de exploração em aterros. Como as chuvas são um dos principais agentes influenciador de movimentação de massa, então convém determinar um sistema de medição para estabelecer a quantidade de água precipitada.

Já existem resultados de pesquisa sobre os índices pluviométricos correlacionados com a instabilidade de encostas da Formação Barreiras. De acordo com MENEZES (1987), com os registros de 75 anos de chuvas foi observado a ocorrência de ciclos menos chuvosos e outros mais chuvosos. Nos períodos mais chuvosos, foi verificada uma maior ocorrência de desabamentos nos morros da cidade do Recife. Logo, o acompanhamento das chuvas representa uma estratégia bastante importante na prevenção de acidentes nas áreas de risco.

#### *2.4.2. Influência da ação antrópica nos movimentos de massa*

No Brasil a ocupação desordenada pelo homem em encostas é um problema iminente de deslizamentos de terra e forma o mais importante agente modificador. Com a utilização e a ocupação das áreas inadequadas para serem utilizadas geram ainda mais os processos de instabilização de encostas. Existem diversas ocorrências de ocupação indevida que resultou no processo de movimentação de terra, devido à falta de insensatez antrópica.

Pode-se caracterizar como grandes problemas resultantes da ocupação antrópica nas encostas a execução de cortes e aterros para construir casas, gerando alterações no estado de tensões atuantes no maciço. Os cortes formam o aparecimento de trincas de tração no topo, que durante precipitações fortes, poderão ser preenchidas por água e resultar na ruptura do talude. Além de tudo isso, as mudanças alteram a geometria das encostas, como também as condições de drenagem e da cobertura vegetal, proporcionando a saturação do maciço e a ocorrência de movimentos de massa (LIMA, 2002).

## **2.5. Programa de investigação geotécnica apropriado à estabilização de encostas**

De acordo com TERZAGUI (1950), o entendimento geológico é um requisito fundamental para criação de uma concepção evidente dos processos causadores do colapso do talude. Logo, é essencial enfatizar, quando se faz alusão as características geológico-geotécnicas, que a geologia exerce um papel crucial para determinar e compreender os processos que podem gerar o escorregamento nas encostas.

Assim, a Tabela 2.5 apresenta uma síntese das investigações da superfície e da subsuperfície que podem ser realizadas para criar um programa de investigação de estabilização de encostas.

Vale salientar que algumas investigações são apropriadas para determinar as camadas de solos da encosta com os ensaios em campo através da sondagem a percussão e da sondagem a trado. Também é essencial caracterizar e determinar parâmetros dos solos das camadas da encosta para realizar as análises de estabilidade e deste modo, a retirada de amostras é fundamental.

Tabela 2.5 - Síntese do programa de investigação geológico-geotécnica.

DADOS DA REGIAO			
DADOS DA REGIÃO EM ESTUDO	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mapas geológicos.</li> <li>• Mapas geomorfológicos.</li> <li>• Mapas topográficos.</li> <li>• Mapas geotécnicos.</li> <li>• Índices pluviométricos e relação deste com ocorrência de instabilizações na área de estudo.</li> </ul>		
INVESTIGAÇÕES SUPERFICIAS			
INVESTIGAÇÕES	TIPOS	INFORMAÇÕES GERAIS	
SUPERFÍCIE	LEVANTAMENTOS DE CAMPO	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Formações geológicas.</li> <li>• Perfil de alteração.</li> <li>• Estruturas geológicas (foliação, fraturas etc.).</li> <li>• Instabilizações existentes (tipo e características).</li> <li>• Feições de movimentação (trincas, degraus etc.).</li> <li>• Surgências de água e zonas de saturação.</li> <li>• Geometria do talude, encosta e processo de instabilização.</li> <li>• Tipo de cobertura.</li> <li>• Interferências antrópicas (terraplenagem, obras, redes de esgoto e água, edificações etc.).</li> </ul> <p>OBS.: apresentação dos resultados por meio de plantas preexistentes ou croquis e documentação fotográfica.</p>	
	LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS	AVALIAÇÃO PRELIMINAR	<p>Destaque no local, utilizando-se plantas de pequena escala, dos seguintes aspectos:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• bacia de contribuição;</li> <li>• continuidade da encosta;</li> <li>• litologias principais;</li> <li>• depósitos etc.</li> </ul>
		EXPEDITO	Fases iniciais de estudo utilizando trena, clinômetro e bússola.
		PLANIALTIMÉTRICO	Levantamentos dos aspectos de interesse de acordo com vistorias realizadas em campo (afloramento rochosos, feições de instabilidade, surgências etc.). Utilização de técnicas de irradiação.
	LEVANTAMENTOS FOTOGRAMÉTRICOS	AEROFOTOGRAMÉTRICOS TRADICIONAIS	Através da interpretação de fotografias, pode-se obter várias características da região.
		AEROFOTOGRAMÉTRICOS OBLÍQUOS DE BAIXA ALTITUDE	
FOTOGRAFÍCOS TERRESTRES			

INVESTIGAÇÕES SUBSUPERFICIAIS			
SUBSUPERFÍCIE	MÉTODOS DIRETOS	POÇOS	Acesso direto aos diferentes horizontes do terreno obtendo amostras deformadas.
		SONDAGEM A TRADO	Nível de água, horizontes em maciços terrosos, amostras deformadas, ensaios de permeabilidade e pesquisa de jazidas para aterro.
		SONDAGEM À PERCUSSÃO	Nível de água, horizontes em maciços terrosos e transição solo/rocha, amostras pouco deformadas, ensaio SPT.
		SONDAGEM ROTATIVA	Horizontes em maciços terrosos e rochosos, amostras pouco deformadas, ensaios de permeabilidade, ensaio de perda de água.
	MÉTODOS INDIRETOS	GEOFÍSICOS	Levantamento extensivos extrapolações a partir de algumas investigações de subsuperfície. Identificação do topo rochoso e posição do lençol freático.
INVESTIGAÇÕES SUPERFICIAIS			
INSTRUMENTAÇÃO	Marcos superficiais, prismas óticos, extensômetros, fissurômetros, medidores de recalque, indicadores de movimentação em profundidade, inclinômetros, células de carga em tirantes, células de pressão total, piezômetros, tensiômetros, medidores de vazão.	Permite a obtenção de dados quantitativos sobre a geometria da superfície de ruptura, deslocamentos horizontais e verticais de áreas instáveis, comportamento hidrogeotécnico e avaliação da resistência, deformabilidade e estado de tensões do talude ou encosta.	
ENSAIOS DE LABORATÓRIO	Análise granulométrica, determinação de índices físicos, limites de consistência, compactação, resistência ao cisalhamento.	Os ensaios de laboratório buscam a determinação das propriedades e dos parâmetros de interesse dos maciços terrosos em relação ao processo de instabilização.	

FONTE: OLIVEIRA E BRITO (1998) e GUIDICINI e NIEBLE (1976).

## 2.6. Análise da estabilidade de taludes

A análise de estabilidade de um talude consiste em verificar a sua estabilidade através da determinação de um fator de segurança (FS) que está relacionado a uma superfície de deslizamento de acordo com um determinado tempo.

### 2.6.1. Fator de Segurança (FS)

A determinação da estabilidade de talude normalmente é realizada por meio de um fator de segurança (FS) que pode ser determinado pela razão entre a resistência disponível ( $\tau = c + \sigma tg\phi$ ), em que:  $c$  representa a coesão,  $(\phi)$  o ângulo de atrito e  $(\sigma)$  a tensão normal atuante na superfície potencial de ruptura) e o carregamento atuante, conforme mostrado na equação (1). De acordo com DELL' AVANZI e SAYÃO (1998), a adoção de um valor de FS

mínimo admissível para uma determinada obra está relacionada a um risco calculado ou aceitável.

$$F_s = \frac{\text{Forças resistentes (resistência ao cisalhamento disponível)}}{\text{Forças atuantes (resistência mobilizada)}} \quad (1)$$

O Fator de Segurança (FS) determina a condição de estabilidade e apresenta valor unitário quando se refere a condição de equilíbrio-limite, a qual pode ser inferior ou igual a 1, de 1 a 1,5 e maior que 1,5, definindo a condição de estabilidade do talude. A Tabela 2.6 apresenta os valores do FS correlacionados com a estabilidade relativa.

Como se pode observar na Tabela 2.6, valores de FS menores do que 1 indicam condições de instabilidade do talude, que são ocasionados quando as tensões solicitantes ultrapassam a resistência ao cisalhamento do solo depositado. Valores de FS igual a 1 determinam um equilíbrio instável ou seja, condições limites de estabilidade, já os valores de FS entre 1 a 1,5 tem estabilidade precária e maiores que 1,5 significa condição de estabilidade do talude.

Tabela 2.6 - Fator de segurança e condições de estabilidade do talude.

Factor de Segurança (FS)	Estabilidade Relativa
FS<1	Instável (rotura certa)
FS=1	Equilíbrio instável
1<FS<1,5	Estabilidade precária
FS≥1,5	Estável

FONTE: Fator de segurança.

### 2.6.2. Métodos para análise de estabilidade de taludes

Existem três métodos mais usuais de análise que são os analíticos, experimentais e probabilísticos.

1. Métodos analíticos: fundamenta-se no equilíbrio-limite e também nos modelos matemáticos de tensão e deformação.

2. Métodos experimentais: em que são utilizados modelos físicos de diversas escalas.
3. Métodos observacionais: que dependem da análise baseada na experiência acumulada com a análise de rupturas anteriores. (retroanálise, opinião de especialistas, ábacos de projetos) (JUNIOR, 2005).

Segundo THOMAZ (1984) a análise de estabilidade de talude pelo método analítico, em especial o de equilíbrio limite é bastante utilizado, devido a três motivos: ao nível satisfatório de acurácia dos seus resultados (referente à segurança do maciço), a simplicidade do método e, a relativa facilidade e baixo custo para se estimar ou obter os parâmetros de resistência do solo com a precisão necessária para o adequado funcionamento do método.

O método de equilíbrio limite admite que as forças que tendem causar a ruptura são devidamente equilibradas pelos esforços resistentes. A estabilidade de um talude pela condição de equilíbrio-limite é representada pelo fator de segurança (FS).

Segundo USACE (2003) grande parte dos métodos de equilíbrio limite decompõe a região de solo delimitada pela superfície de ruptura em várias fatias verticais e utiliza as equações de equilíbrio para cada fatia isoladamente. Esse processo define o método das fatias ou lamelas, que possui abordagens distintas dependendo das hipóteses adotadas para satisfazer condições de equilíbrio.

Há diversos métodos para cálculo de estabilidade baseados no método de equilíbrio-limite com o objetivo de determinar o fator de segurança de uma dada superfície. De acordo com CALLE (2000), a escolha do modo de ruptura deve-se fundamentar no conhecimento da geologia *in situ* e do perfil do solo intemperizado. Geralmente são utilizadas superfícies circulares para favorecer a solução dos casos.

Podemos evidenciar dentre os métodos de equilíbrio limite desenvolvidos para o cálculo do fator de segurança de uma superfície: Fellenius (1936), Bishop (1955), Janbu (1973), Morgenstern & Price (1965), Spencer (1967). Estes métodos são distintos quanto à forma da superfície de ruptura examinada, às equações de equilíbrio utilizadas, e também, as hipóteses sobre as forças entre as fatias do talude. Estas diferenças estão representadas resumidamente na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Características dos métodos de Análise de Estabilidade de Taludes.

Método	Circular	Não Circular	Equilíbrio de Momentos	Equilíbrio de Forças	Forças Camadas entre
Talude Infinito		X		X	Paralelo ao talude
Método das Cunhas		X		X	Define inclinação
Fellenius	X		X		Resultante paralelo à base de cada fatia
Bishop	X	(X)	X		Horizontal
Janbu Simplificado	(X)	X		X	Horizontal
Lowe e Karafiath	X	(X)		X	Define inclinação
Spencer	X	(X)	X	X	Inclinação constante
Morgenstern e Price	X	X	X	X	$X/E=\lambda f(x)$
Janbu Rigoroso	X	X	X	X	Define linha de empuxo
Fredlund e Krahn	X	X	X	X	$X/E=\lambda f(x)$

Observação 1: E e X são respectivamente as forças horizontais e verticais entre fatias.

Observação 2: (X) significa que o método pode ser adaptado para tal condição.

FONTE: (FREDLUND & KRAHN, 1977) apud (STRAUSS, 1998).

Segue abaixo um resumo dos métodos de análise de estabilidade utilizados neste trabalho, com a metodologia de cálculo para obtenção do fator de segurança (FS).

#### a) Método de Bishop

Este método foi criado por Bishop (1955). Consiste em levar em consideração uma superfície de ruptura circular, e em decompor a massa deslizante em lamelas, considera a resultante das forças interlamelares horizontal e as forças cisalhantes entre lamelas como nulas. Este método é usado para comparação a outros métodos mais rígidos.

A resistência ao cisalhamento através da superfície de escorregamento na presença da pressão neutra corresponde a:

$$\tau = \frac{[c + (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \phi]}{FS} \quad (2)$$

Em que:

$\phi$  = ângulo de atrito interno;

$c$  = coesão do material;

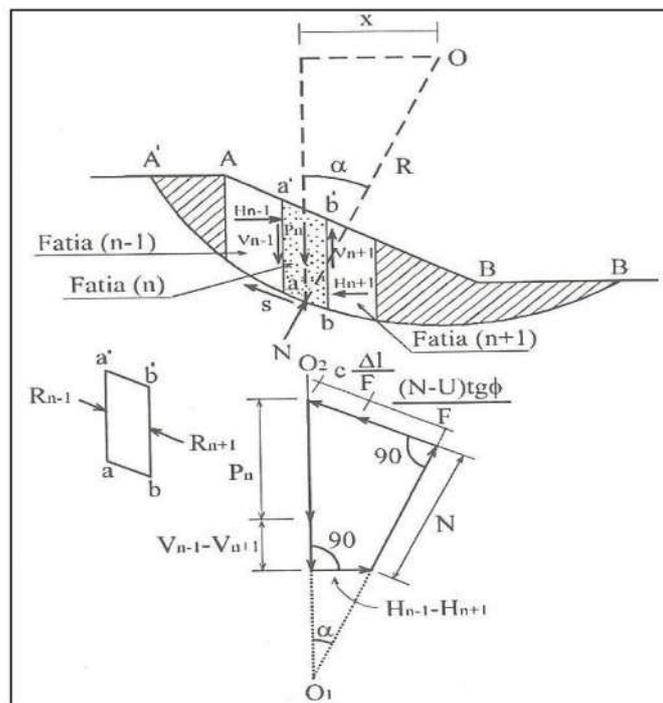
$\sigma_n$  = pressão normal presente ao longo da superfície de ruptura;

$u$  = pressão neutra;

FS = fator de segurança.

Levando em consideração a fatia de ordem (n) e as reações ( $R_{n-1}$  e  $R_{n+1}$ ) das fatias vizinhas. As suas componentes horizontais são designadas por ( $H_{n-1}$  e  $H_{n+1}$ ), conforme a Figura 2.13.

Figura 2.13 - Distribuição das forças em uma fatia de solo (n), em uma vertente com deslizamento rotacional. Fonte: Caputo (1973).



FONTE: Caputo (1973).

Sendo o fator de segurança (FS), determinado em função da força de resistência ao cisalhamento ( $F_r$ ) e da força cisalhante ( $S$ ), presente ao longo do arco ( $AB$ ), por definição. É obtido por:

$$FS = \frac{F_r}{S} \quad (3)$$

De outro forma:

$$S = \frac{F_r}{F_s} \quad (4)$$

Sendo:

$$N = \sigma_n l \quad (5)$$

e:

$$S = \tau l \quad (6)$$

Substituindo a equação (2) na equação (6):

$$S = \frac{cl + (N - ul)tg\phi}{FS} \quad (7)$$

Onde, (cl) consiste na força de resistência devida à coesão (c) do solo.

Logo, a resistência (Fr), presente ao longo do arco AB é obtida através da seguinte expressão (por Coulomb):

$$F_r = cl + (N - Ul)tg\phi \quad (8)$$

De outra forma:

$$S = \frac{cl}{FS} + \frac{(N - ul)tg\phi}{FS} \quad (9)$$

De acordo com o polígono de forças mostrado na figura obtém-se, projetando as forças de acordo com a direção do peso (P), para um solo que não possui coesão:

$$P_n + V_{n-1} - V_{n+1} = N\cos\alpha + S\sin\alpha \quad (10)$$

Substituindo a equação (9) na equação (10), tem-se:

$$P_n + V_{n-1} - V_{n+1} = N\cos\alpha + \frac{(N - ul)tg\phi}{FS}\sin\alpha + \frac{cl}{FS}\sin\alpha \quad (11)$$

Em que (u) é força neutra.

Sendo:  $V_{n-1} - V_{n+1} = 0$  (Forças cisalhantes).

Levando em consideração a equilíbrio dos momentos em relação ao centro (o) do círculo de raio (R), obtém-se:

$$\sum P_n X = \sum SR \quad (12)$$

Substituindo a equação (9) na equação (12), tem-se:

$$\sum SR = \frac{R}{FS} \sum [cl + (N - l)tg\phi] \quad (13)$$

Sendo:  $X = R \text{ sen}\alpha$ , obtém-se:

$$FS = \frac{\sum [cl + (N - l)tg\phi]}{\sum P_n \text{sen}\alpha} \quad (14)$$

Tem-se:

$$m_\alpha = \text{cos}\alpha + \frac{\text{sen}\alpha}{FS} tg\phi \quad (15)$$

Logo:

$$FS = \frac{1}{\sum P_n \text{sen}\alpha} \sum \frac{(P_n - \frac{ul}{FS})tg\phi + cl}{m_\alpha} \quad (16)$$

Substituindo a equação (15) na equação (16), tem-se:

$$FS = \frac{1}{\sum P_n \text{sen}\alpha} \sum \frac{(P_n - \frac{ul}{FS})tg\phi + cl}{\text{cos}\alpha + \frac{\text{sen}\alpha}{FS} tg\phi} \quad (17)$$

Uma vez que calcula-se o FS nos dois lados da equação, então é necessário usar um cálculo iterativo para achar uma solução final.

O cálculo consiste da seguinte forma: toma-se um valor aproximado de FS e determina-se assim o segundo membro da equação. Deve-se repetir o cálculo até que o valor obtido seja satisfatório, até que se encontre o FS mínimo.

#### b) Método de Janbu Simplificado

Consiste em levar em consideração uma superfície de ruptura qualquer e a resultante das forças interlamelares, sendo definido por uma linha de empuxo assumida. Esse método pode ser utilizado para solos não homogêneos.

A fórmula de Janbu consiste em:

$$FS = f_0 \frac{\sum [bc + (P - ub)tg\phi] \frac{1}{N(\alpha)}}{\sum Ptg\alpha} \quad (18)$$

Em que o coeficiente  $N(\alpha)$  é igual a:

$$N(\alpha) = \cos^2 \alpha \left( 1 + tg\alpha \frac{tg\phi}{FS} \right) \quad (19)$$

Comparando os coeficiente  $N(\alpha)$  e  $M(\alpha)$ , obtém-se:

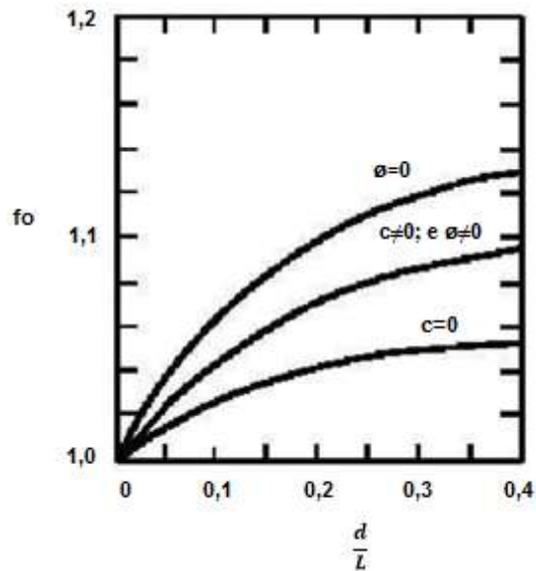
$$N(\alpha) = M(\alpha) \cos \alpha \quad (20)$$

Substituindo a equação (20) na equação (18), encontra-se:

$$FS = f_0 \frac{\sum \left[ bc + (P - ub)tg\phi \frac{1}{M(\alpha) \cos \alpha} \right]}{\sum Ptg\alpha} \quad (21)$$

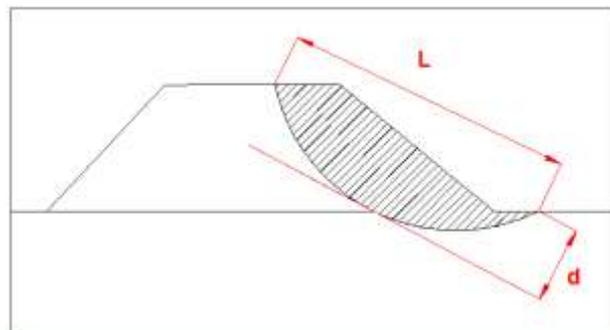
O valor de FS calculado pelo método de Janbu em 1973 é obtido multiplicando o FS obtido pelo método de Bishop por um fator de correção  $f_0$  (ROGÉRIO, 1997). Este fator é encontrado pelo gráfico da Figura 2.14 e está relacionado com a geometria da superfície de escorregamento conforme a Figura 2.15, depende dos parâmetros de resistência ao cisalhamento ( $c$  e  $\phi$ ) e também leva em considera a influência das forças verticais entre as fatias.

Figura 2.14 - Gráfico para obtenção do fator de correção ( $f_o$ ) para o Método de Janbu Simplificado.



FONTE: Adaptado de FABRÍCIO (2006).

Figura 2.15 - Dimensões da geometria de escorregamento necessárias a determinação do fator  $f_o$ .



FONTE: PEREIRA (2013).

### c) Método Ordinary (FELLENIUS)

Consiste em levar em consideração uma superfície de ruptura circular, e decompor a massa deslizante em fatias, sem considerar forças entre elas, porém, considerando existir tensão normal ao peso na base das fatias. É o método mais adequado para aterros com pequenas alturas apoiados sobre fundação de baixa resistência e pode ser aplicado a qualquer tipo de solo.



$$FS = \frac{F_{ri}}{T_i} = \frac{cl + \gamma_{nat} Z b \cos \alpha_i \times Tg \phi}{\gamma_{nat} Z b \sin \alpha_i} \quad (26)$$

Levando em consideração que a área total sujeita a escorregamento seja subdividida em n fatias, e considerando que o comprimento do arco AD é igual a (S), obtemos:

$$FS = \frac{sc + \sum \gamma_{nat} Z b \cos \alpha_i \times Tg \phi}{\sum \gamma_{nat} Z b \sin \alpha_i} \quad (27)$$

Esta equação considera a pressão neutra ( $\mu$ ), então para o caso de  $c=0$ , tem-se:

$$FS = \frac{Tg \phi}{Tg i} \quad (28)$$

Considerando a existência de pressão neutra presente na base do plano potencial de escorregamento, então a componente normal deverá ser reduzida a uma quantidade igual à força neutra. Logo, para uma única fatia, obtém-se:

$$FS = \frac{cl + \sum (\gamma_{nat} Z b \cos \alpha_i - \mu l) \times Tg \phi}{\sum \gamma_{nat} Z b \sin \alpha_i} \quad (29)$$

Então, considerando o comprimento do arco AD, obtem-se:

$$FS = \frac{sc + \sum (\gamma_{nat} Z b \cos \alpha_i - \mu l) \times Tg \phi}{\sum \gamma_{nat} Z b \sin \alpha_i} \quad (30)$$

Logo, a equação pode ser descrita de uma forma mais simples:

$$FS = \frac{\sum (cl + t g \phi (P \cos \alpha_i - \mu l))}{\sum P \sin \alpha_i} \quad (31)$$

#### d) Método Spencer

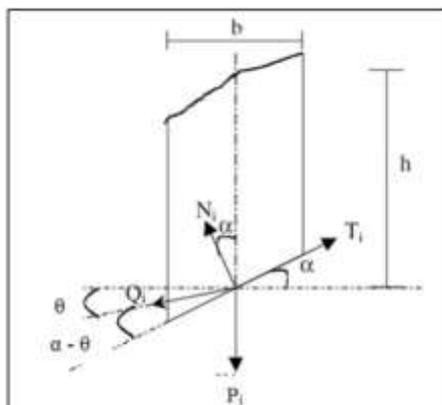
Consiste em um método originalmente elaborado, para superfícies de ruptura circulares, mas pode ser ajustado a uma superfície não circular com um

centro de rotação fictício, segundo NASH (1987) *apud* STRAUSS (1998). Neste método, admite-se que as forças entre fatias são de inclinação constante em todo o talude.

Este método pode ser aplicado a qualquer tipo de solo e é indicado para taludes não homogêneos com superfície de ruptura não-circular.

O método Spencer levou em consideração que as forças  $X_i, Y_i$  e  $X_{i+1}, Y_{i+1}$  poderiam ser trocadas por uma resultante  $Q_i$  inclinada de um ângulo  $\theta_i$  com a horizontal. Considerando a componente sísmica nula, e atendendo o equilíbrio de momentos, a força  $Q_i$  deve passar pelo ponto de intercessão das forças  $P_i, T_i$  e  $N_i$ , isto é, pelo ponto médio da base da fatia. Pode-se observar na Figura 2.17, a ilustração das hipóteses de Spencer.

Figura 2.17 - As forças presentes na base da fatia pelo Método de Spencer (1967).



FONTE: Adaptado de Fabrício (2006).

Atribuindo o equilíbrio de forças nas direções normal e paralelo à base da fatia e levando em consideração o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, tem-se:

$$Q = \frac{\frac{cb \sec \alpha}{FS} + \frac{tg \phi (hc \cos \alpha - \mu b \sec \alpha)}{FS} - P \sec \alpha}{\cos(\alpha - \theta) \left[ 1 + \frac{tg \phi \operatorname{tg}(\alpha - \theta)}{FS} \right]} \quad (32)$$

Considerando que não tenha forças externas atuando no talude, as componentes horizontal e vertical da força  $Q$  devem ser nulas. Então:

$$\sum Q \cos \theta = 0 \quad (33)$$

$$\sum Q \sin \theta = 0 \quad (34)$$

Sendo a soma dos momentos das forças externas em relação ao centro de rotação igual a zero, a soma dos momentos das forças entre as fatias em relação ao centro também é nula. Então:

$$\sum QR\cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (35)$$

Tendo  $R$  constante e a superfície circular, logo:

$$R \sum Q\cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (36)$$

Então:

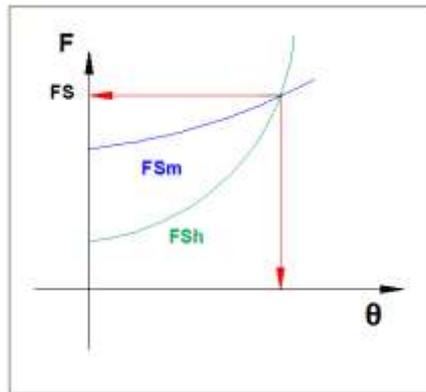
$$\sum Q\cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (37)$$

A fim de fazer o sistema de equações determinável, foi levado em consideração a hipótese de  $\delta$  constante para todas as fatias. Dessa forma, as Equações 33 e 34, resulta em:

$$\sum Q = 0 \quad (38)$$

Deste modo, aplicando-se as equações 35 e 36 ( $FS$  a partir da equação de equilíbrio de momentos -  $FSm$ ) e a equação 38 ( $FS$  a partir da hipótese de valor de  $\theta$  constante -  $FSH$ ), nas quais  $Q$  é encontrado por meio da Equação 32, o problema é solucionado de maneira gráfica. Em que é necessário plotar em um gráfico os diversos fatores de segurança ( $FSm$  e  $FSH$ ) obtidos pelas Equações 37 e 38 ao variar o ângulo  $\theta$ . O valor de  $FS$  que atende às duas equações é obtido através do ponto de interseção das duas funções. Pode-se observar a demonstração desse procedimento na Figura 2.18.

Figura 2.18 - Demonstração gráfica do fator de segurança através do Método de Spencer.



FONTE: PEREIRA (2013).

Pode-se perceber por meio do gráfico da (Figura 2.18) que o fator de segurança encontrado por equilíbrio de momento possui uma sensibilidade baixa à variação de  $\theta$  e que o efeito contrário acontece com o fator de segurança obtido por equilíbrio de forças.

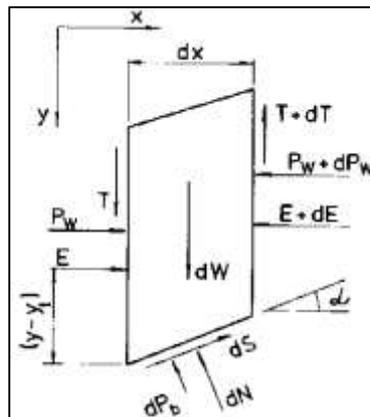
#### e) Método de Morgenstern e Price

Consiste em um método rigoroso de análise de estabilidade de taludes, aplicado para superfície de ruptura qualquer e atende todas as condições de equilíbrio estático.

Nesse método, a massa potencialmente instável é dividida em fatias infinitesimais e, para ser utilizado, é necessário o uso de ferramenta computacional para realização dos cálculos (FABRÍCIO, 2006).

Todas as forças presentes nas fatias que são consideradas no método estão mostradas na Figura 2.19, inclusive a proressão que é uma força que está presente entre as fatias.

Figura 2.19 - Forças atuantes em uma fatia típica no Método de Morgenstern e Price.



FONTE: CHOWDHURY (1978).

Onde:

$E$  = força normal entre as fatias;

$T$  = força tangencial entre as fatias;

$dW$  = peso da fatia;

$P_w$  = pressões neutras nas laterais da fatia;

$dN$  = força normal à base da fatia;

$dP_b$  = resultante das pressões neutras na base da fatia;

$dS$  = força cisalhante mobilizada na base da fatia;

$dx$  = espessura da fatia;

$\alpha$  = inclinação da base da fatia.

A fim de resolver a indeterminação do problema, considera-se a relação entre a força normal ( $E$ ) e tangencial ( $T$ ) entre as fatias da seguinte maneira:

$$T = \lambda (f \cdot x) \cdot E \quad (39)$$

Onde:

$\lambda$  = um parâmetro determinado durante a solução;

$f(x)$  = função qualquer que deve ser especificada, como por exemplo, a função seno.

## CAPÍTULO 3

### ÁREA DE ESTUDO

#### 3.1. Caracterização da área de estudo

A encosta selecionada para estudo está localizada próxima a uma das principais avenidas do município de Camaragibe-PE. Camaragibe é um dos 14 municípios que constitui a Mesorregião Metropolitana do Recife do Estado de Pernambuco. A Figura 3.1 mostra o mapa com a localização da área em estudo.

Figura 3.1 - Localização da área em estudo.



O município de Camaragibe está situado na parte norte da Região Metropolitana do Recife, compreendido entre as projeções 9.111.000 e 9.122.800 Norte e 275.600 e 282.900 Leste do sistema de coordenada geográfico WGS-1984 fuso 25S, pela projeção Universal Transverse Mercator - UTM. Inicialmente pertencia ao município de São Lourenço da Mata, sendo emancipado em 1982, segundo a Lei Estadual Nº 8.951. Pertence à Zona da Mata Norte e localiza-se a 20 km do centro do Recife. Suas principais ligações

viárias são a PE-05 (Avenida Doutor Belmiro Correia) e a PE-27 (Estrada de Aldeia) (GUSMÃO et al, 2006).

Segundo a FIDEM (2015), o município de Camaragibe tem uma área de 51,257 km<sup>2</sup>. A população no ano de 2007 era formada por 136.381 habitantes, distribuída 100% em área urbana, resultando em uma densidade demográfica de 2.476 hab/km<sup>2</sup>. Em comparação ao ano de 2000, onde tinham 128.702 habitantes, houve um aumento no número de aproximadamente 5,58% de habitantes. Pode-se observar na Tabela 3.1, o crescimento perceptível da populacional na região ao longo dos anos.

Tabela 3.1 - Evolução da população de Camaragibe – 1996 a 2015.

Ano	População
1996	111.119
2000	128 627
2007	136.381
2010	144.466
2013	151.587
2015	154.054

FONTE: IBGE (2015).

A Tabela 3.2, relaciona o tipo de ocupação, área ocupada, população e densidade média das 5 regiões administrativas que constituem o município de Camaragibe (BANDEIRA, 2003). Pode-se observar nesta Tabela, que a ocupação urbana em Camaragibe em grande parte se concentra em ocupações espontâneas e loteamentos de baixa renda (região RA 1), sem infra-estrutura adequada. Observa-se também que a densidade populacional média não é distribuída de maneira uniforme no município, sendo maior a taxa em áreas onde o tipo de ocupação é em conjuntos habitacionais e invasões (região RA 3), em áreas onde a população é de baixa renda.

Tabela 3.2 - Tipos Dominantes de Ocupação Urbana por Regiões

Regiões	Tipo de Ocupação	Área Ocupada (km <sup>2</sup> )	População (hab)	Dens. Média (hab/km <sup>2</sup> )
RA 1	Loteamentos de baixa renda e ocupação espontânea	9,30	60.444	6.499
RA 2	Loteamentos de baixa renda e ocupações por invasões	7,80	26.000	3.333
RA 3	Conjuntos habitacionais e invasões	2,40	18.355	7.648
RA 4	Loteamentos de baixa renda e ocupações desordenadas nas cabeceiras de drenagem	2,10	14.376	6.846
RA 5	Assentamentos de média a alta renda, constituídos por granjas e clubes de campo, com algumas invasões próximos aos córregos	31,30	15.691	501

FONTE: BANDEIRA (2003).

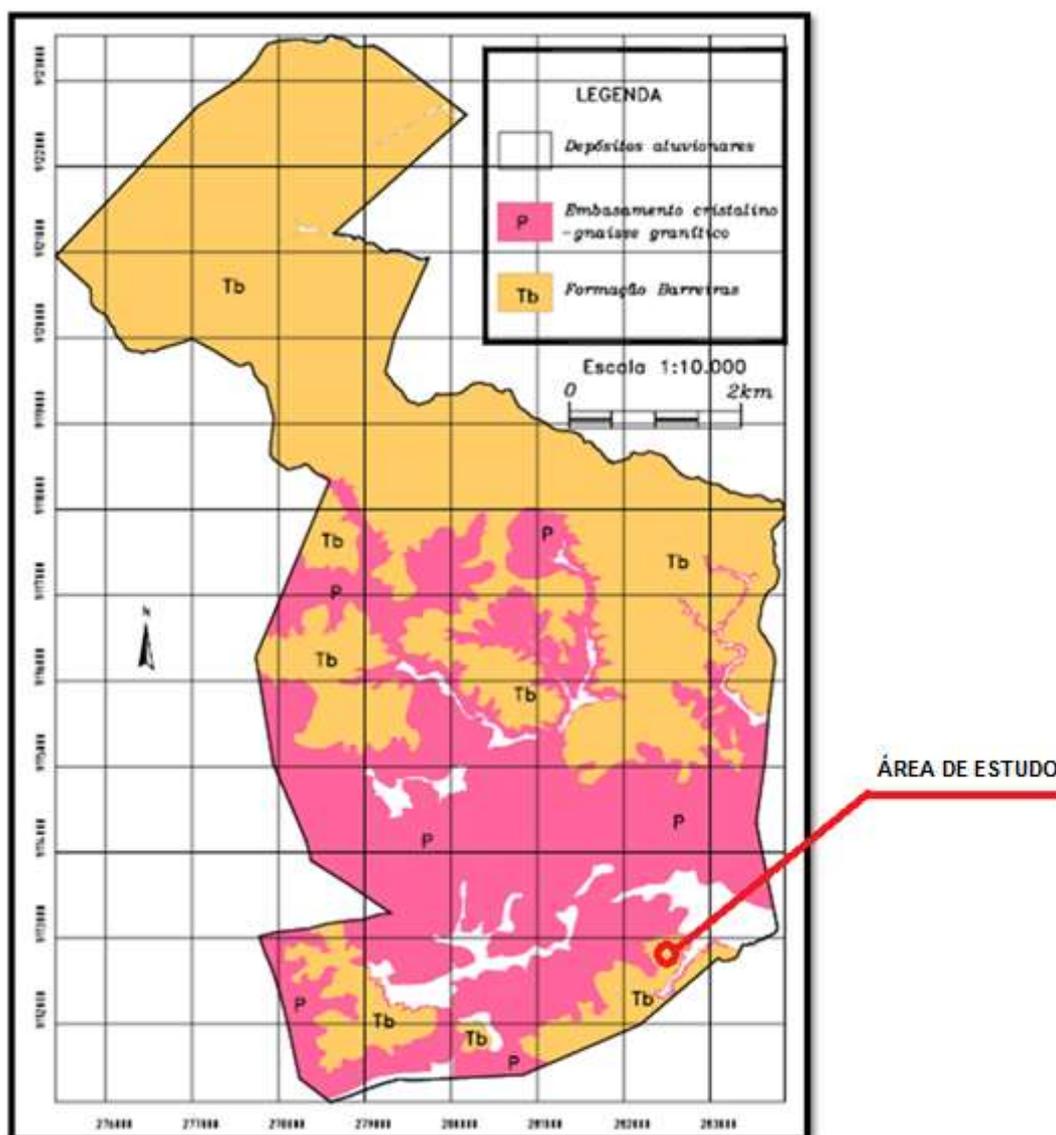
### 3.1.1. Características geológicas

Segundo BANDEIRA (2003), no município de Camaragibe, se destacam, basicamente, dois conjuntos morfológicos diferentes: as planícies e os morros. As áreas altas são constituídas por terrenos em sua maior parte ativos (imaturos), que compreende 80% do relevo do município, sendo compostos por tabuleiros com vales verticalizados com configuração em V, instalados principalmente nos sedimentos da Formação Barreiras. A porção sul do município apresenta relevos mais maduros, com as suas formas mais arredondadas e com vales abertos que quase sempre estão relacionados aos solos residuais.

A área em estudo apresenta uma unidade geológica classificada como Formação Barreiras, com mudanças de energia das águas durante a deposição do pacote sedimentar. De acordo com as características das amostras coletadas.

A Figura 3.2 apresenta o mapa geológico do Município de Camaragibe, indicando a localização da encosta em estudo, na escala 1:10.000, realizado a partir dos dados de BANDEIRA (2003). Nesse mapa geológico, pode-se observar que a região da encosta em estudo está localizada em uma área de Formação Barreiras ratificando a classificação geológica das amostras coletadas em campo.

Figura 3.2 - Mapa geológico do Município de Camaragibe.



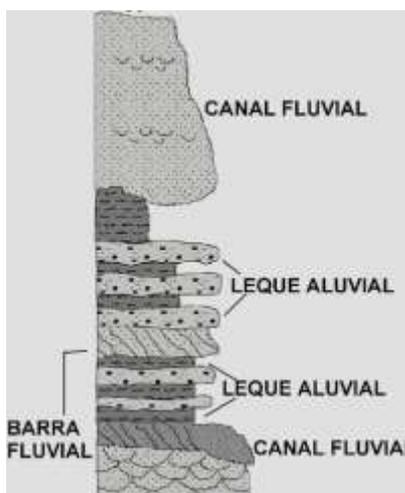
FONTE: Modificado de BANDEIRA (2003).

A denominação Formação Barreira foi sugerida por KEGEL (1957) e é a denominação utilizada por vários autores para caracterizar este tipo de formação. Segundo LIMA (2002) os processos geodinâmicos originadores do relevo começaram durante uma regressão marinha com basculamento para leste da borda do continente sucedendo a deposição da Formação Barreiras no limite do continente. Esse período compreende o fim do Terciário e início do Quaternário. De acordo com MABESOONE (1987), a Formação Barreiras que acontece na faixa costeira dos estados de Pernambuco, Paraíba e Rio Grande do Norte, devido as suas características litológicas e do seu desenvolvimento

sedimentológico, representa um sistema deposicional fluvial de grande extensão. Assim, essa formação é composta por sedimentos de granulometria variada, caracterizados por uma mistura de areias e argilas, com horizontes de seixos sub-horizontais, direcionadas levemente para o mar na forma de tabuleiros elevados de aproximadamente 50m.

A Formação Barreiras de acordo com ALHEIROS (1998) é composta por sedimento fluvial, possui coloração creme a avermelhada, dependendo da intensidade da oxidação do ferro. Forma uma grande cobertura sedimentar que ocupa toda a porção norte de Camaragibe, restringindo-se aos topos do relevo localizados mais para o sul do município. Essa formação está relacionada aos processos fluviais que apresenta três fácies distintas ao menos: leque distal/planície aluvial, leque aluvial proximal e canal fluvial, como mostra a Figura 3.3.

Figura 3.3 - Seções colunares para Formação Barreiras.

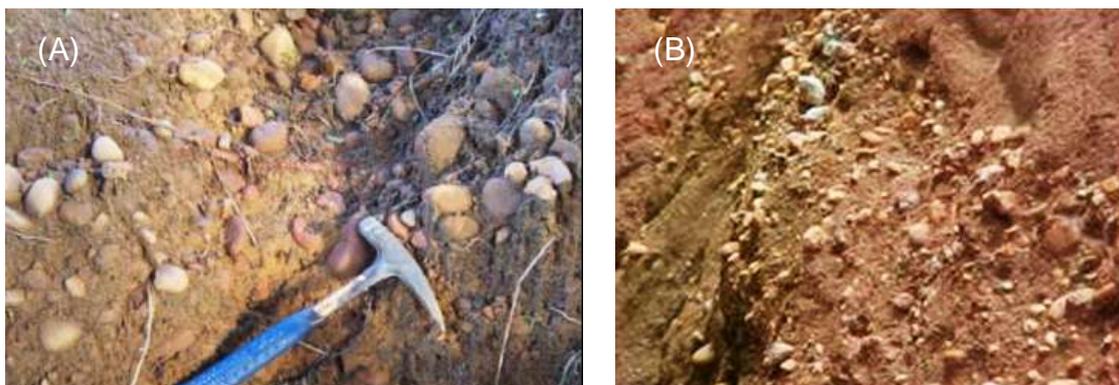


FONTE: ALHEIROS (1998).

BANDEIRA *et. al.* (2009) define que as fácies do leque aluvial proximal: são originadas pela deposição de sedimentos no sopé de regiões com relevo acentuado e sob condições climáticas variando entre semiárido e úmido. É um sistema deposicional produzido sob um regime de fluxo de alta energia resultante de fortes gradientes que podem tracionar e depositar seixos e outros materiais derivadas dos solos do embasamento cristalino, como mostrado na (Figura 3.4 (A)). As fácies do leque aluvial / planície aluvial caracterizam-se pelos depósitos

originados em extensas áreas que são recobertas ciclicamente por água nos períodos de cheia e transbordamento dos canais de sistemas fluviais. Este sistema deposicional apresenta uma estratificação horizontal com intercalação de camadas arenosas e argilosas, como mostra a Figura 3.4 (B). As fácies de canal fluvial entrelaçado correspondem aos sedimentos originados sob regimes de fluxo superior com flutuações de descarga que permitem o transporte de areias e cascalhos por tração, e de materiais finos por suspensão. Os fluxos aquosos apresentam alta energia, fortes declives e elevadas taxas de suprimento sedimentar resultando no estabelecimento de múltiplos canais rasos interligados entre si e separados por barras fluviais de areia e cascalho. A Figura 3.5 mostra detalhe da Fácies Leque Aluvial / Planície Aluvial no Bairro dos Estados no município de Camaragibe.

Figura 3.4 - (a) Detalhe das Fácies Leque Aluvial Proximal e (b) detalhes das Fácies Leque Aluvial – Ostracil, Camaragibe.



FONTE: BANDEIRA (2003).

Figura 3.5 - Detalhe da Fácies Leque Aluvial / Planície Aluvial – Bairro dos Estados, Camaragibe.



FONTE: BANDEIRA (2003).

### 3.1.2. Características climáticas e pluviométricas

De acordo com a classificação de Köppen, o clima da região se encaixa com  $As'$ , ou seja, tropical úmido com estação chuvosa de outono-inverno e verão seco. Caracteriza-se por ter períodos distintos de estiagem e chuva, com um período úmido curto e período longo seco.

As temperaturas máximas concentram-se no período de novembro a março, podendo ultrapassar  $30^{\circ} C$ , apresentando médias entre  $24,6^{\circ} C$  e  $27,6^{\circ} C$  e mínimas entre  $21,8^{\circ} C$  a  $24,2^{\circ} C$  (BARROS et. al., 1994).

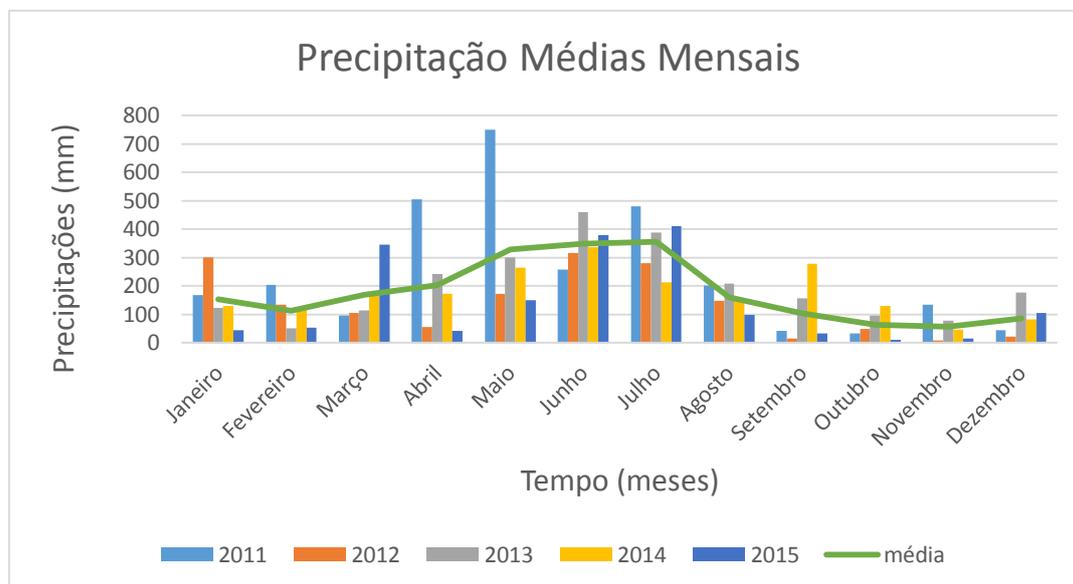
De acordo com GUSMÃO FILHO (1998), a Região Metropolitana do Recife possui índices pluviométricos, em média, de 2000 mm anuais.

As precipitações medidas foram obtidas na APAC (Agência Pernambucana de Águas e Clima), nos anos de 2011 a 2015, através do pluviômetro mais próximo do talude analisado neste trabalho, posto situado na Prefeitura Municipal de Camaragibe. Os dados registrados são mostrados na Figura 3.6, onde se observa que as precipitações mais elevadas ocorrem em maio de 2011 (em azul) com valor de 751,1 mm e mais baixas em novembro de 2012, com cerca de 8,8 mm (em cinza).

As chuvas estão concentradas nos meses de janeiro a agosto, com precipitações medias mensais neste período variando entre máxima de 355,02 mm e mínima de 112,66 mm. O período que vai de setembro a dezembro pode

ser considerado de baixa precipitação, as médias mensais variam entre máxima de 105,3 mm e mínima de 64,0 mm.

Figura 3.6 - Gráfico com as precipitações médias mensais registradas nos anos de 2011 a 2015 registrados pelo pluviômetro situado no Posto da Prefeitura de Camaragibe.



### 3.1.3. Localização e características da encosta analisada

A área da encosta analisada, neste trabalho, localiza-se na Avenida Doutor Belmiro Correia, bairro Timbi, Camaragibe – PE. A escolha da área do talude para a análise de estabilidade foi influenciada por estar próxima a construção de um supermercado. A Figura 3.7 mostra a inclinação do talude e a área onde será construído o supermercado. A Figura 3.8 apresenta um corte da face estudada, mostrando característica do solo de cor laranja creme avermelhada, possivelmente, devido ao teor de ferro presente em este solo.

Figura 3.7 - Detalhe da inclinação do talude estudado e área da construção do supermercado.



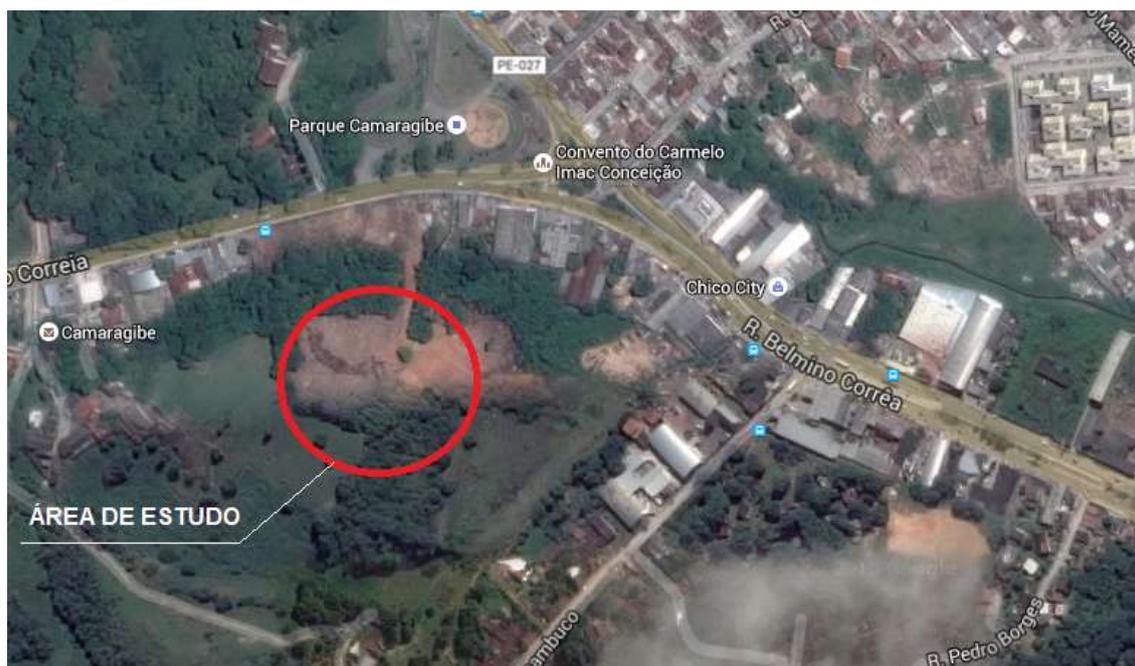
Figura 3.8 - Corte da face do talude estudado com perfil de solo.



A área onde está situado o talude estudado, na época da coleta de amostras, encontrava-se caracterizada pelo corte de barreira para criar terreno; aumento do talude de corte para ampliação do terreno; inexistência de calhas, biqueiras, impermeabilização no talude e canaletas para a drenagem das águas pluviais.

A representação da área de estudo pode ser visualizada através da imagem de satélite na Figura 3.9.

Figura 3.9 - Vista geral da área de estudo.



FONTE: Google Earth 2015.

## CAPÍTULO 4

### ESTUDO EXPERIMENTAL - METODOLOGIA, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADO

Este capítulo descreve a metodologia utilizada na investigação em campo e laboratório, descrevendo os procedimentos experimentais adotados, como também, a descrição do Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA.

#### 4.1. Programa de Investigação Geotécnica

O programa de investigação geotécnica foi dividido em duas etapas, uma realizada em campo e outra em laboratório. A Tabela 4.1 apresenta as investigações realizadas neste trabalho, assim como, os ensaios realizados em cada etapa. Vale ressaltar que o programa de investigação geotécnica foi desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da Universidade Federal de Pernambuco do Centro Acadêmico do Agreste e uma parte na Universidade Federal de Pernambuco em Recife.

Tabela 4.1 - Programa de investigação geotécnica em campo e laboratório para o estudo da encosta de Camaragibe, PE.

<b>INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM CAMPO</b>	
INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	SERVIÇOS EXECUTADOS
Retiradas de Amostras	Retiradas de amostras deformadas e indeformadas tipo bloco
<b>INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA EM LABORATÓRIO</b>	
INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	SERVIÇOS EXECUTADOS
Caracterização do solo	Ensaio de granulometria com sedimentação e determinação dos limites de consistência
Parâmetros de resistência do solo	Cisalhamento Direto Ensaio realizado com amostras indeformadas

## 4.2. Descrição do Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA

O Laboratório de Geotecnia localiza-se na Universidade Federal de Pernambuco – Centro Acadêmico do Agreste (UFPE-CAA), situado na rodovia BR-104, km 59 – Nova Caruaru, PE, como mostra a Figura 4.1. Este laboratório possui uma área de aproximadamente 100 m<sup>2</sup>, que está distribuído em sala de aula e área para equipamentos e ensaios. De maneira geral, os ensaios que podem ser realizados são: os de caracterização do solo tais como, granulometria, limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade), compactação, permeabilidade e ensaios hidro-mecânicos tais como, compressibilidade e cisalhamento direto.

Todos os ensaios realizados neste trabalho para realização da caracterização do solo em estudo, foram realizados neste laboratório, sendo necessário calibrar e colocar em funcionamento os equipamentos utilizados.

É importante ressaltar que este foi o primeiro trabalho de conclusão de curso a utilizar o Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA, contribuindo para o desenvolvimento das aulas práticas de laboratório para alunos de graduação e dando continuidade para as pesquisas práticas. Sendo assim, foi de fundamental importância para o desenvolvimento científico para os alunos e professores da UFPE – CAA.

Figura 4.1 - Localização e imagem do Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA.



FONTE: Google Earth (2015).

### 4.3. Investigação geotécnica de campo

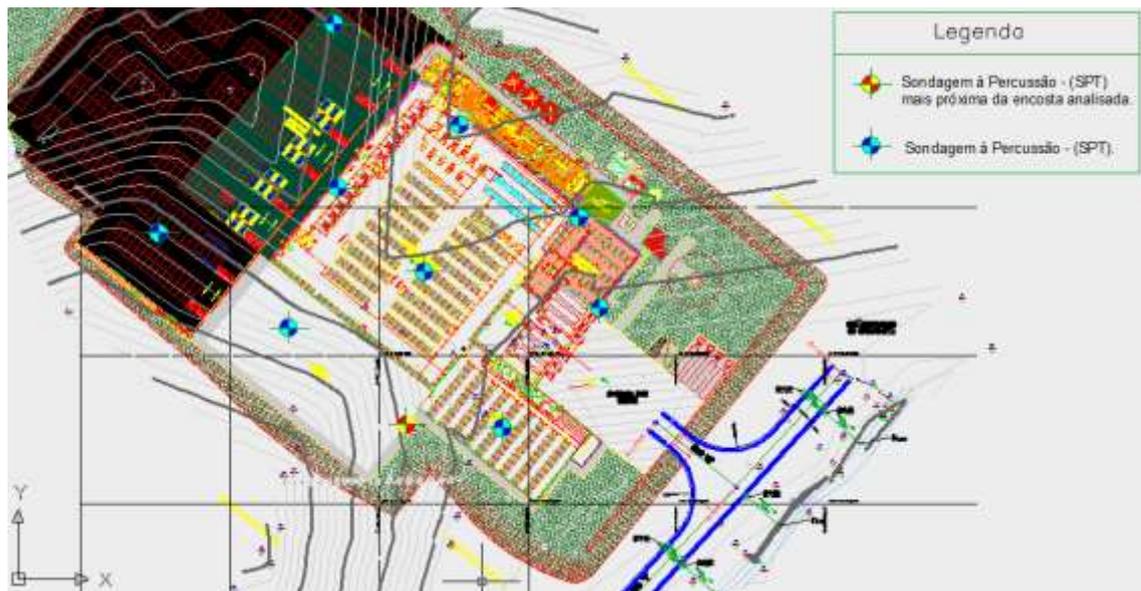
#### 4.3.1. Sondagem de simples reconhecimento

A sondagem de simples reconhecimento do solo foi fornecida pela empresa construtora do supermercado. A empresa utilizou a Sondagem à Percussão - (SPT) para realizar as sondagens e determinar a resistência do solo à penetração do amostrador padrão ( $N_{SPT}$ ), efetuado na meia encosta, de acordo com a norma ABNT NBR 6484/2001 - Método de Execução de Sondagem da ABNT.

Segundo a empresa, a sondagem foi executada pelo processo de percussão com auxílio da circulação d'água para aprofundamento da perfuração. Foi utilizado tubo de revestimento com diâmetro interno de 2.1/2" e amostrador do tipo (SPT) com diâmetro de 2". Para cada metro de sondagem, foi determinado índice de resistência à penetração.

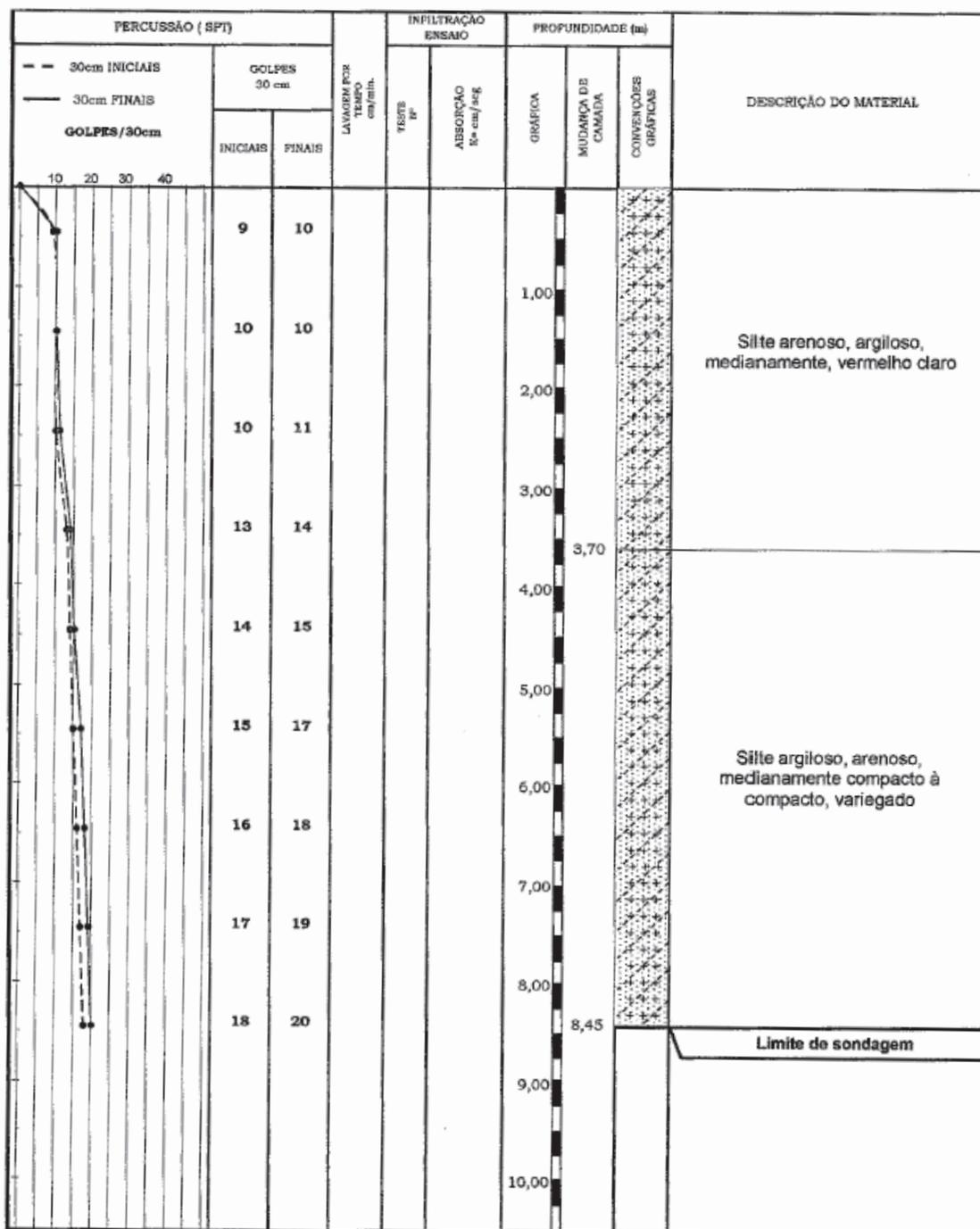
A Figura 4.3 apresenta o perfil de sondagem mais próximo da encosta, contendo a classificação tato visual das camadas de solo detectados na sondagem e gráfico de resistência à penetração com profundidade. A camada inicial é constituída de silte arenoso, argiloso, medianamente, vermelho claro, cuja espessura é de 3,70 m. A segunda camada é de silte argiloso, arenoso, medianamente compacto à compacto, variegado atingindo a profundidade de 8,45m. Quanto a resistência a penetração dinâmica estas foram crescentes em relação a profundidade de  $NSPT = 10$  em 1 m,  $NSPT > 10$  a partir de 1,5 m e  $NSPT = 25$  em 8,45 m.

Figura 4.2 – Localização das sondagens à Percussão - (SPT) realizadas.



A Figura 4.2 mostra em planta o “croqui” de localização, onde foram realizados os ensaios de campo a Sondagem à Percussão - (SPT). A boca de furo está na cota 18,236 (Figura 4.2), ou seja, na meia encosta analisada, logo o tipo de solo da sondagem na meia encosta não é o mesmo encontrado nos ensaios de granulometria do item 4.4.1.4, já que esses ensaios foram realizados com amostras do coroamento da encosta, próximo a cota 27.

Figura 4.3 - Resultado obtido através do Standard Penetration Test (SPT).



FONTE. Empresa construtora do supermercado (2015)

#### 4.3.2. Coleta de amostras

As amostras deformadas e indeformadas foram coletadas no coroamento da encosta fazendo uma abertura em um das paredes da encosta, como mostra a Figura 4.4, essas amostras foram retiradas no início de setembro de 2015,

correspondente ao período de verão, conforme mostrado no gráfico da Figura 3.6. A amostra indeformada foi a tipo bloco, coletada a uma profundidade de 0,4m, onde a moldagem do bloco foi realizada com auxílio de espátulas, dos quais se retirou excesso de solo do topo e da altura com o objetivo de se obter a seção quadrada com dimensões de 0,30 m x 0,30 m de base e altura de 0,30 m (Figura 4.5). A Figura 4.5 mostra o solo sendo moldado e no final o bloco pronto. O excesso de solo escavado para moldar a amostra do bloco foi coletado como amostra deformada em sacos de náilon de 10kg, com o auxílio de uma pá e depois foi fechado para o transporte. A Tabela 4.2 descreve a relação dos tipos de amostras, localização e a quantidade das amostras coletadas.

Figura 4.4 - Escavação da amostras indeformadas tipo bloco.



Figura 4.5 - Coleta de amostras indeformadas (tipo bloco).



Tabela 4.2 - Relação da localização e quantidade das amostras coletadas.

<b>AMOSTRAS DEFORMADAS</b>		
LOCALIZAÇÃO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA AMOSTRA (m)
Coroamento da encosta	1 saco de 10 Kg	Superficial
<b>AMOSTRAS INDEFORMADAS</b>		
LOCALIZAÇÃO	QUANTIDADE DE AMOSTRAS	PROFUNDIDADE DA AMOSTRA (m)
Coroamento da encosta	1 Bloco	0,4

A Figura 4.6 mostra as etapas de acondicionamento do bloco. Primeiro a amostra foi envolvida por um filme plástico (Figura 4.6 (A)), seguido de papel alumínio no topo e nas faces (Figura 4.6 (B)) e depois por tecido de algodão preso por fita adesiva (Figura 4.6 (C)) e por último foi aplicado parafina com o auxílio de pincéis (Figura 4.6 (D)), a fim de evitar perda de umidade natural do solo. Depois de todo o revestimento executado no topo e nas faces, cortou-se a base do bloco colocando uma caixa de madeira em cima, mas antes desse procedimento foi adicionado serragem (Figura 4.6 (E)), logo depois a amostra foi virada e os procedimentos mencionados anteriormente foram seguidos para proteção da base da amostra (Figura 4.6 (F) e Figura 4.6 (G)). Em seguida, ao redor da amostra (entre a amostra e a caixa) foi colocado serragem para preencher os espaços vazios, com o objetivo de diminuir a influência mecânica de vibrações no transporte da amostra. Por fim, fechou-se a caixa com a tampa de madeira.

Os cuidados solicitados para o acondicionamento e transporte das amostras indeformadas e deformadas foram realizados de acordo com a norma citada anteriormente para amostragem. As amostras foram encaminhadas para UFPE-CAA, para posterior análise.

Figura 4.6 - Acondicionamento das amostras indeformadas.



#### 4.4. Investigação geotécnica de laboratório

Para obtenção da caracterização e dos parâmetros de resistência do solo estudado foram coletadas amostras deformadas e indeformadas em campo. A seguir, descreve-se o protocolo seguido para realização dos ensaios de

umidade, picnômetro, limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria e cisalhamento direto.

Os parâmetros de teor de umidade, índices de plasticidade e de consistência, como também compressão, entre outros, são fundamentais para a análise das propriedades de expansibilidade, deformidade e resistência de solos finos.

A partir deles é realizada a caracterização dos diversos tipos de solos finos, que são identificados por meio de sua composição, plasticidade, textura, compacidade, entre outros.

#### *4.4.1. Ensaios de Caracterização*

Os ensaios de caracterização que foram executados no presente estudo, referem-se à determinação da umidade, peso específico, granulometria (com e sem defloculante) e limites de Atterberg. Para isto os ensaios foram realizado obedecendo os procedimentos das Normas da ABNT relacionadas abaixo:

- ✓ NBR 6457/1986: Preparação de Amostras;
- ✓ NBR 6508/1984: Massa específica dos grãos dos solos;
- ✓ NBR 7181/1984: Análise Granulométrica (com defloculante);
- ✓ NBR 13602/1996: Análise Granulométrica (sem defloculante);
- ✓ NBR 6459/1984: Limite de liquidez;
- ✓ NBR 7180/1984: Limite de plasticidade.

##### *4.4.1.1. Ensaio de Umidade em Estufa*

Este ensaio foi realizado para determinar o teor de umidade natural nas amostras de solos.

Aparelhos utilizados:

- Estufa com capacidade de manter uma temperatura entre 105°C e 110°C;
- Balança que seja capaz de pesar 200g, com sensibilidade de 0,01g;

- 2 Cápsulas de alumínio com dimensões de: 6cm de diâmetro x 4cm de altura;
- Pinça metálica, para auxiliar no manuseio das cápsulas.

Procedimento do ensaio:

Para a realização do ensaio foram utilizadas duas cápsulas. Primeiramente a cápsula de alumínio identificada pelo nº 14 foi pesada, logo após a amostra de solo retirada em campo (amostra deformada) foi adicionada nessa cápsula, a fim de ser obtido o peso do conjunto “cápsula-solo” (peso bruto úmido). Posteriormente o conjunto foi levado para a estufa a uma temperatura de 110°C, conforme a imagem da Figura 4.7 (A) e Figura 4.7 (B), onde ficou durante 24 horas e por fim pesou-se novamente a cápsula com o solo seco para ser obtido o peso bruto seco.

Esse procedimento foi realizado novamente para a cápsula de alumínio de nº 15.

Figura 4.7 - (A) e (B) amostras na estufa.



Com a obtenção dos dados a partir do ensaio realizado, foram executados os cálculos para a obtenção da quantidade percentual de água existente na amostra, através da equação 40, que relaciona o peso de água presente na amostra de solo pelo peso seco das partículas sólidas do solo.

$$h(\%) = \frac{P_a}{P_s} \times 100 \quad (40)$$

Onde:

$h$  = umidade do solo (%);

$P_a$  = peso de água;

$P_s$  = peso do solo seco;

$P_a$  = (peso bruto úmido – peso bruto seco);

$P_s$  = (peso bruto seco – peso da cápsula).

A Tabela 4.3 apresenta os resultado da umidade natural do solo. O valor obtido foi de 17,9%, caracterizando um solo seco.

Tabela 4.3 - Resultados do ensaio de umidade em estufa.

<b>Cápsula (nº)</b>	14	15
<b>Peso bruto úmido (g)</b>	83,2	78,99
<b>Peso bruto seco (g)</b>	72,8	68,8
<b>Peso da cápsula (g)</b>	14	12,24
<b>Peso da água (g)</b>	10,4	10,19
<b>Peso do solo seco (g)</b>	58,8	56,56
<b>Umidade (%)</b>	17,69	18,02
<b>Umidade média (%)</b>	17,85	

#### 3.4.1.2. Ensaio do Picnômetro

O ensaio do picnômetro realizado teve como objetivo a determinação da densidade real do solo.

Aparelhos utilizados:

- Peneira de 2,0 mm, de acordo com a especificação “Peneiras de Malhas Quadradas para Análise Granulométrica de Solo”;
- Balança com capacidade de 2 kg, sensível 0,1 g;
- Aparelho de dispersão;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105° C e 110° C;
- Picnômetro com capacidade 50 ml. (Figura 4.8 (A));
- Termômetro graduado em 0,1° C, de 0° a 50° C;

- Cápsula de porcelana com capacidade de 500 ml.
- Bomba de vácuo com registros, vacuômetro e conexões, capaz de aplicar um vácuo de 88 kPa (66 cm de Hg a 0°C), para remoção do ar aderente às partículas do solo. (Figura 4.8 (B));
- Funil de vidro.

Figura 4.8 - (A) Picnômetro e (B) bomba a Vácuo.



Separou-se uma porção representativa do solo, com aproximadamente 500 g. Logo após, peneirou-se esse solo na peneira de 2,0 mm, retirando cerca de 10 a 50 g do material que não ficou retido.

Inicialmente foi pesado o picnômetro vazio, seco e limpo (M1). Logo após, colocou-se a amostra dentro do picnômetro com o auxílio do funil de vidro, e pesou-se (M2). Adicionando-se em seguida água destilada no picnômetro até cobrir com excesso a amostra e posteriormente aplicado vácuo por 15 minutos, com o auxílio da bomba de vácuo, conforme a Figura 4.9; tomando o cuidado de agitar o picnômetro em intervalos regulares de tempo para retirar ar aprisionado.

Figura 4.9 - Bomba de vácuo aplicado ao picnômetro.



Logo após esses procedimentos, o volume do picnômetro foi completado com água destilada e o processo de aplicação do vácuo foi retomado por mais 15 minutos. Passado esse período, foi adicionada água destilada até completar o topo do gargalo do picnômetro. Deixou-se, em seguida, o picnômetro em repouso até que a temperatura do mesmo fosse equilibrada com a do ambiente. Em seguida, pegou-se o picnômetro e conteúdo (M3) e registrou-se a temperatura (T1) no interior do conjunto. Depois removeu-se todo o material de dentro do picnômetro, enchendo-o totalmente com água destilada. Enxugou-se externamente o picnômetro com um pano limpo e seco, sendo posteriormente pesado (M4). Esse procedimento foi realizado novamente, para se ter uma média e com isso obter o peso específico dos grãos.

A densidade real do solo foi obtida pela seguinte expressão:

$$\gamma_s = \frac{(M2-M1)}{(M4-M3)-(M2-M1)} \gamma_w \quad (41)$$

Em que:

$\gamma_s$ : Densidade real do solo;

M1: massa do picnômetro, vazio e seco em g;

M2: massa do picnômetro mais amostra, em g;

M3: massa do picnômetro mais amostra, mais água em g;

M4: massa do picnômetro mais água, em g;

$\gamma_w$ : peso específico da água (T=20°C;  $\gamma_w = 0,9982\text{g/cm}^3$ )

Os resultados obtidos nos ensaios estão demonstrados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 - Resultados obtidos no ensaio de picnômetro.

<b>Picnômetro nº</b>	2	2
<b>Temperatura (° C)</b>	20	20
<b>(M1) Massa do Picnômetro (g)</b>	41	41
<b>(M2) Massa do Picnômetro + Solo (g)</b>	51	51
<b>(M3) Massa do Picnômetro + Solo (g) + Água (g)</b>	96.29	96.28
<b>(M4) Massa do Picnômetro + Água (g)</b>	90.08	90.08
<b><math>\gamma_w</math>: peso específico da água à temperatura 20° C (g/cm³)</b>	0.9982	0.9982
<b>Densidade Real do Agregado (<math>\gamma_t</math>) (g/cm³)</b>	2.634	2.627
<b>Densidade Real Média (<math>\gamma_t</math>) (g/cm³)</b>	2.630	

Logo, o peso específico dos grãos do solo da amostra é 2.635 g/cm³. De acordo com os resultados obtidos a média dos 2 ensaios expresso com 3 algarismo significativos não diferiram de mais que 0,02, portanto o resultado é satisfatório.

#### 4.4.1.3. Ensaio de Limites de Consistência

Os limites de consistência (ou limites de Atterberg) são fundamentais para a caracterização dos solos finos ou a fração fina de um solo grosso, quanto ao seu comportamento em relação a variação do teor de umidade.

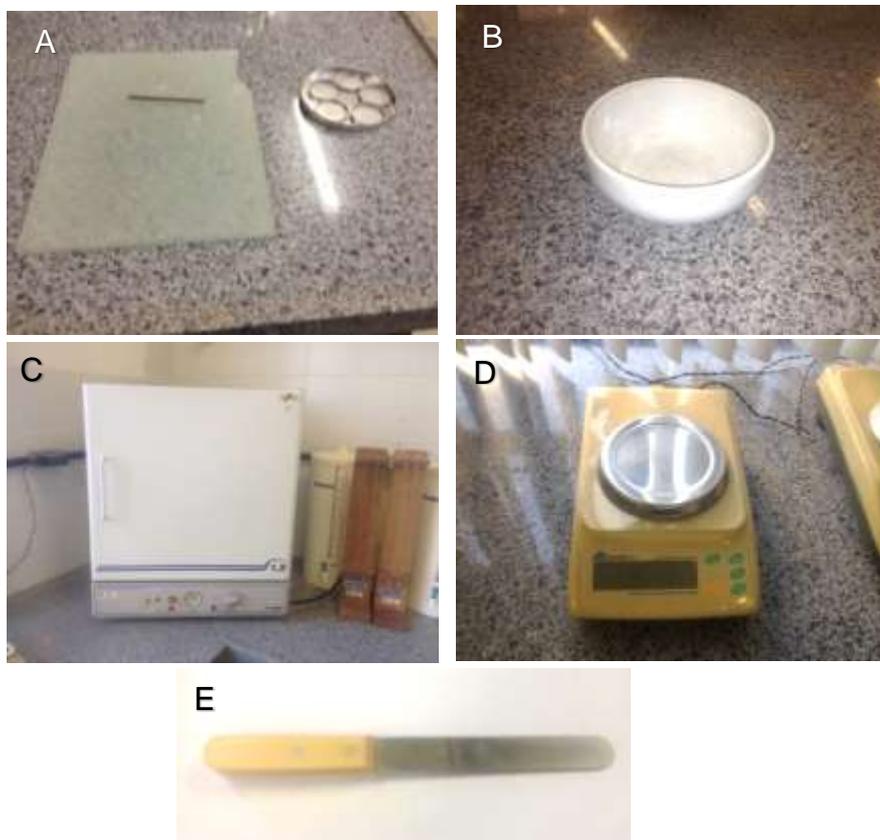
##### a) Ensaio de Limite de Plasticidade

O objetivo desse ensaio foi determinar o limite de plasticidade, realizado segundo a ABNT NBR 7180/1984. O limite de plasticidade consiste no teor de umidade em que o solo deixa de ser plástico, apresentando-se quebradiço, ou seja, refere-se a umidade de transição entre os estados de consistência plástico e semi-sólido do solo.

Aparelhos utilizados:

- Cápsula de porcelana com aproximadamente 120 mm de diâmetro (Figura 4.10 (B));
- Espátula com lâmina flexível, com dimensões de aproximadamente 80 mm de comprimento e 20 mm de largura (Figura 4.10 (E));
- Cápsulas para obtenção de umidade (Figura 4.10 (A));
- Balança que permita pesar nominalmente 100g sensível a 0,01g (Figura 4.10 (D));
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C (Figura 4.10 (C));
- Placa de vidro de superfície esmerilhada, com cerca de 30 cm de lado (Figura 4.10 (A));
- Gabarito cilíndrico de comparação de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento (Figura 4.10 (A)).

Figura 4.10 - (A), (B), (C), (D) e (E). Instrumentos utilizados no ensaio no Laboratório de Geotecnia (LG)/ UFPE-CAA.



As amostras foram preparadas segundo a ABNT NBR 6457/1986, que descreve sobre a preparação de amostras para ensaios Limites de Plasticidade e Liquidez. Inicialmente, coletou-se uma determinada quantidade de amostra de solo, em seguida, desmanchou-se os torrões presentes na amostra a fim de obter uma amostra mais homogêneo, conforme a Figura 4.11. Sendo utilizado nesse ensaio apenas 50,31 g do solo coletado e destorroado que passou na peneira #40 (0,42 mm).

Figura 4.11 - Destorroamento do solo utilizado nos ensaios.

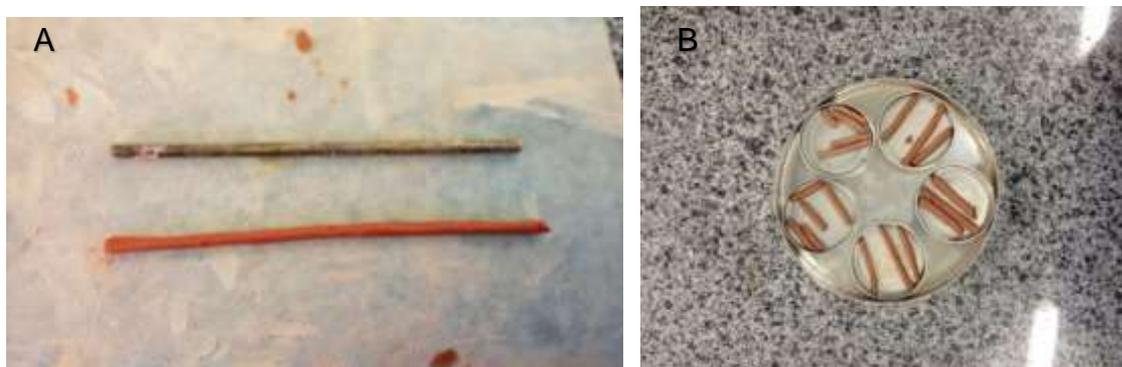


Primeiramente foi verificado se a placa de vidro estava devidamente limpa e seca, logo após colocou-se a amostra na cápsula de porcelana e acrescentou água destilada, em quantidade suficiente, amassando e revolvendo continuamente, com um auxílio de uma espátula, com o objetivo de obter uma pasta homogênea e de consistência plástica, formou-se uma pequena bola com a amostra de solo que foi rolada sobre uma placa de vidro com uma pressão suficiente aplicada pela mão até formar um cilindro com dimensões do gabarito (3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento); foi observado que o cilindro apresentou um início de fissura quando atingiu o diâmetro especificado.

Caso não ocorresse a fissuração, seria necessário repetir o processo anterior até que isso acontecesse, então seria preciso que o solo secasse ao ar (caso não fissurasse), ou adicionar água destilada ao solo (caso fissurasse antes).

Quando o cilindro começou a fissurar exatamente quando atingiu as dimensões do gabarito (3mm de diâmetro e 10 cm de comprimento), conforme a (Figura 4.12 (A)). Logo após, foi dividido em fragmentos e rapidamente transferido para uma cápsula, de acordo com a (Figura 4.12 (B)), posteriormente pesou-se o conjunto “cápsula-solo” e foi levado para a estufa com temperatura de 110° C, para a determinação da umidade. Esse procedimento foi realizado 5 vezes.

Figura 4.12 – (A) Detalhe do cilindro de solo já fissurado ao lado do gabarito comparador e (B) fragmentos das amostras nas cápsulas.



O valor de limite de plasticidade (LP) é obtido através da média dos teores de umidade, conforme mostrado na equação 42, em que é necessário desprezar os valores que difiram da respectiva média de  $\pm 5\%$ .

Logo, das 5 amostras de solo realizadas, uma delas apresentou valor acima de 5% da média, então foi desconsiderada do cálculo para obtenção do LP. A Tabela 4.5 mostra os resultado obtido do limite de plasticidade que foi de 23%.

$$LP = \frac{\sum_1^n h}{n} \quad (42)$$

Onde:

$h$  (%) = umidade da amostra;

$n$  = quantidade de amostras.

Tabela 4.5 - Resultados obtidos no ensaio de plasticidade.

<b>Cápsula nº</b>	44	45	46	47	48
<b>Peso bruto úmido (g)</b>	4.67	4.57	4.99	4.82	4.31
<b>Peso bruto seco (g)</b>	4.38	4.32	4.51	4.52	4.14
<b>Peso da cápsula (g)</b>	3.13	3.27	3.38	3.23	3.38
<b>Peso da água (g)</b>	0.29	0.25	0.48	0.30	0.17
<b>Peso do solo seco (g)</b>	1.25	1.05	1.13	1.29	0.76
<b>Umidade (%)</b>	23.20	23.81	42.48	23.26	22.37
<b>Limite de Plasticidade (%)</b>	23.16				

#### b) Ensaio de Limite de Liquidez

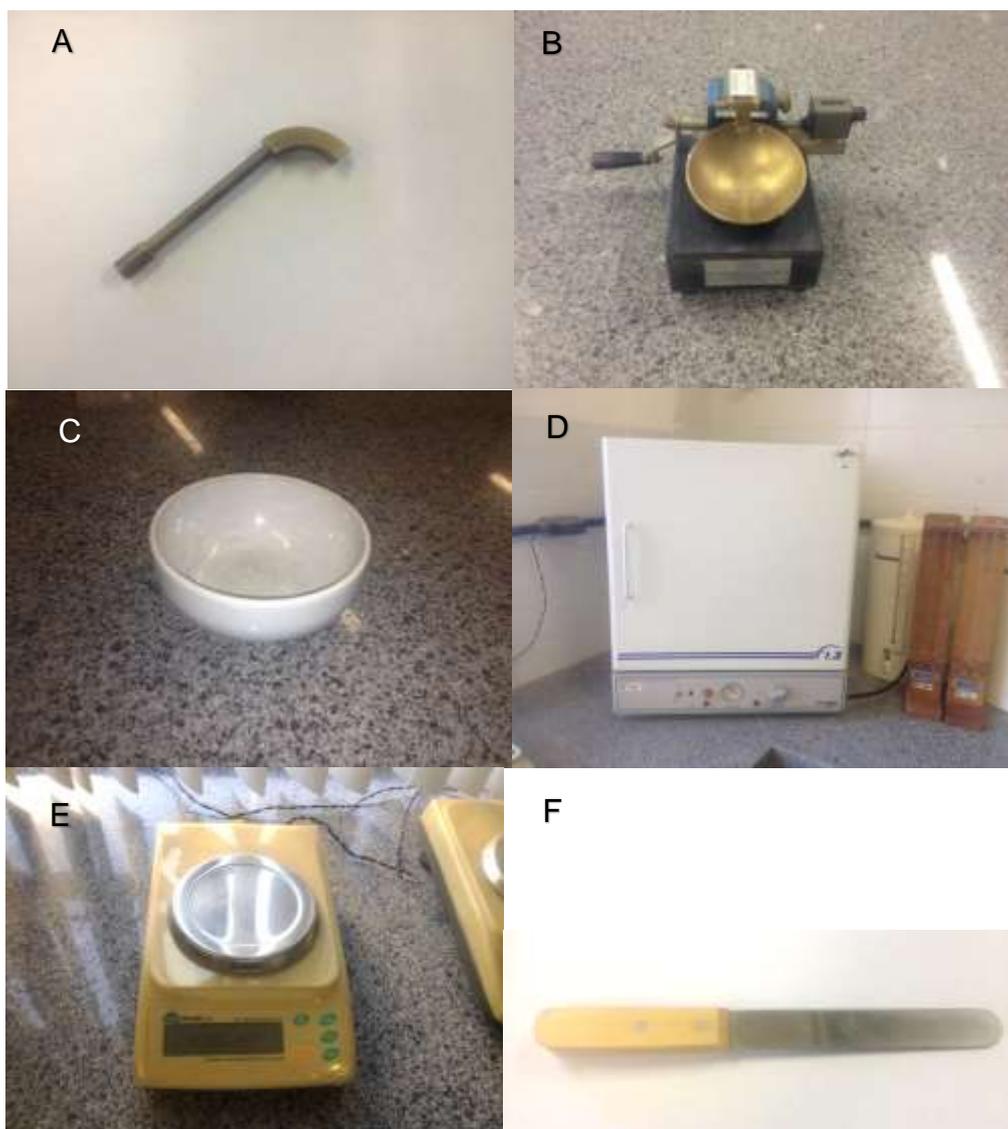
Este ensaio foi realizado para determinar o limite de liquidez do solo analisado, de acordo com ABNT NBR 6459/1984.

O limite de liquidez consiste no teor de umidade em que o solo deixa de ser líquido, ou seja, refere-se a umidade de transição entre os estados de consistência líquido e plástico do solo.

Aparelhos utilizados:

- Cápsula de porcelana com 12 cm de diâmetro e 5 cm de altura (Figura 4.13 (C));
- Espátula com lâmina flexível (Figura 4.13 (F));
- Cápsula de alumínio;
- Balança que permita pesar 100g, sensível a 0,01g (Figura 4.13 (E));
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C (Figura 4.13 (D));
- Aparelho Casagrande (Figura 4.13 (B));
- Cinzel (Figura 4.13 (A)).

Figura 4.13 - (A), (B), (C), (D), (E) e (F). Instrumentos utilizados no ensaio no Laboratório de Geotecnia (LG)/ UFPE-CAA. Fonte: Do Autor (2016).



A preparação da amostra foi realizada de acordo com a ABNT NBR 6457/1986, que descreve a preparação adequada de amostras para ensaios de Limite de Plasticidade e de Liquidez. Foi utilizado nesse ensaio 70 g de solo coletado e destorroado que passou na peneira #40 (0,42 mm).

Primeiramente calibrou-se o aparelho Casagrande com o auxílio do cone de calibração, verificando-se a altura de queda da concha do aparelho de Casagrande se era de 1 cm, essa verificação foi realizada exatamente no ponto em que a concha tocava na base. Antes de iniciar o ensaio foi verificado também se a concha estava limpa e seca, para obter uma maior precisão nos resultados. Logo após essas verificações, colocou-se uma porção de solo na cápsula de

porcelana e foi adicionada água destilada em pequenas quantidades, com a finalidade de ser obtida uma massa plástica. Essa massa foi misturada continuamente com uma espátula, até ser obtido uma completa homogeneização.

Depois disso, parte dessa massa foi transferida com a espátula para a concha do aparelho Casagrande, em que foi moldada de tal forma que em sua parte central ficasse uma espessura de aproximadamente 1 cm. Posteriormente com o auxílio de um cinzel foi efetuado uma abertura inicial, ranhura, conforme mostrado na Figura 4.14.

Figura 4.14 - Amostra de solo no aparelho Casagrande.



Em seguida a concha foi submetida a um total de 54 golpes, realizados com a manivela em uma velocidade de 2 voltas por segundo, resultando na união das bordas inferiores da ranhura em 1 cm de comprimento. Logo após, transferiu-se imediatamente para uma cápsula identificada pelo nº 18 uma pequena quantidade do material da região de contato das bordas que se uniram. Em seguida a amostra foi pesada e levada à estufa, para a determinação de sua umidade.

Por fim, foi transferido o restante da massa para a cápsula de porcelana e o processo descrito foi repetido, com adições de água crescente, resultando em um número de golpes para unir a ranhura igual a 38; 29; 21 e 13, sendo transferido uma pequena quantidade do material da região de contato das bordas

em cápsulas identificadas pelos nº13, nº15, nº16, nº17, respectivamente, conforme mostrado na Figura 4.15.

Figura 4.15 - Cápsulas utilizadas no ensaio de Limite de Liquidez.

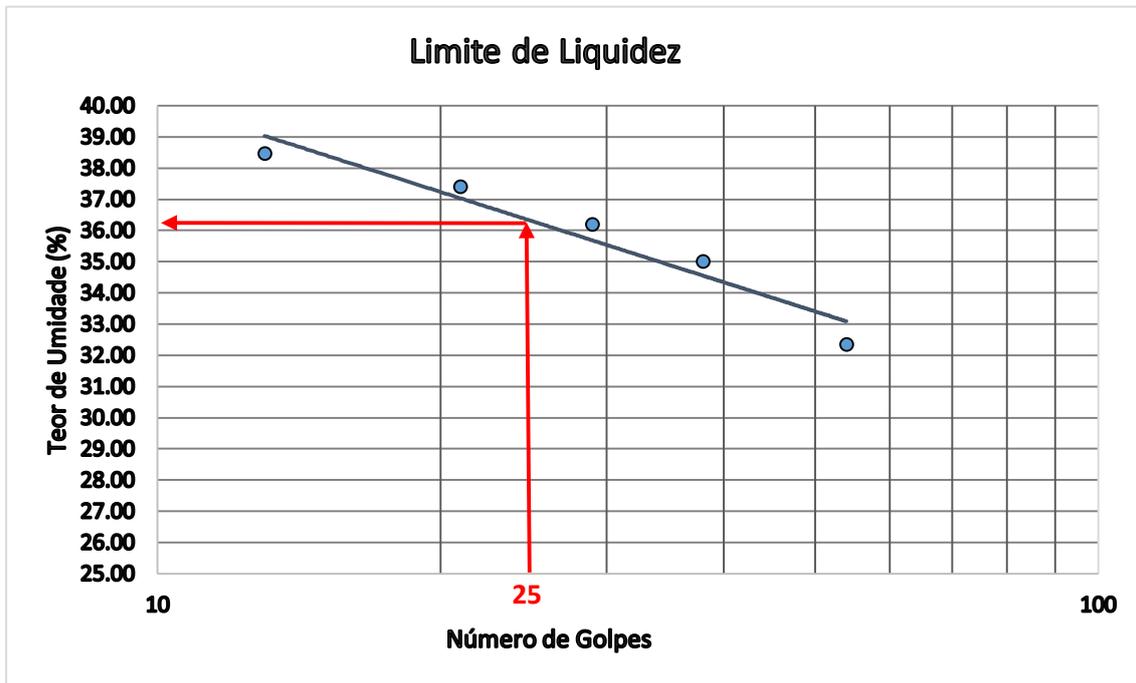


A Tabela 4.6 mostra os resultados obtidos neste ensaio e a Figura 4.16 apresenta o gráfico que correlaciona a umidade por número de golpes onde o limite de liquidez é determinado pelo teor de umidade correspondente a intercessão da ordenada relativa a 25 golpes. Obtendo-se um LL= 36,39%.

Tabela 4.6 - Resultados obtidos no ensaio de limite de liquidez.

Cápsula Nº	17	16	15	13	18
<b>Número de Golpes</b>	13	21	29	38	54
<b>Peso da Cápsula(g)</b>	16.97	15.89	14.96	10.25	12.08
<b>Peso da Cápsula + Solo Úmido(g)</b>	33.1	31.1	33.7	30.5	32.5
<b>Peso da Cápsula + Solo Seco(g)</b>	28.62	26.96	28.72	25.25	27.51
<b>Massa da Água(g)</b>	4.48	4.14	4.98	5.25	4.99
<b>Massa Solo Seco(g)</b>	11.65	11.07	13.76	15	15.43
<b>Umidade (%)</b>	38.45	37.40	36.19	35.00	32.34
<b><math>h/(1,419-0,3\log(N))</math> LLi</b>	35.45	36.58	36.92	37.03	35.96
<b>Média de no Mínimo 3 LLi que não difiram da média mais que 5% da média LL</b>	36.39				

Figura 4.16 - Gráfico para a determinação do Limite de Liquidez



## c) Índice de Consistência

Logo com os valores de Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade obtidos anteriormente, pode-se determinar o índice de plasticidade dos solos, pela seguinte expressão:

$$IP = LL - LP \quad (43)$$

Onde:

IP (%) = índice de plasticidade;

LL (%) = limite de liquidez;

LP (%) = limite de plasticidade.

Tendo os valores de LP= 23,16% e LL=36,39%;

Logo, obtém-se:

$$IP = 36,39\% - 23,16\%$$

$$IP = 13,23\%$$

Logo, de acordo com essa classificação a amostra de solo em estudo, pode ser considerada como: Medianamente plástico, já que o valor do IP obtido foi 13,23%.

d) Índice de Consistência

Através dos valores de Limite de Liquidez (LL), Índice de Plasticidade (IP) e umidade (h), encontrados anteriormente, pode-se determinar o índice de consistência do solo, pela seguinte expressão:

$$IC = \frac{LL - h}{IP} \quad (44)$$

Tendo os valores de IP=13,23%, LL=36,39% e h=17,85%, logo o valor de  $IC = 1,40\%$ , a amostra de solo em estudo, pode ser considerada como dura.

e) Índice de Liquidez

O índice de liquidez caracteriza a consistência relativa de um solo coesivo no estado natural. Esse índice relaciona os valores de Limite de Liquidez (LL), Índice de Plasticidade (IP) e umidade (h), encontrados anteriormente, e é determinado pela seguinte expressão:

$$IL = \frac{h - LP}{LL - LP} \quad (45)$$

Sendo o índice de liquidez um indício das tensões vividas pelo solo durante a sua história geológica. As argilas que apresentem índices de liquidez próximos a 1 são classificadas como normalmente adensadas, já as argilas pré-adensadas possuem índices próximos de zero.

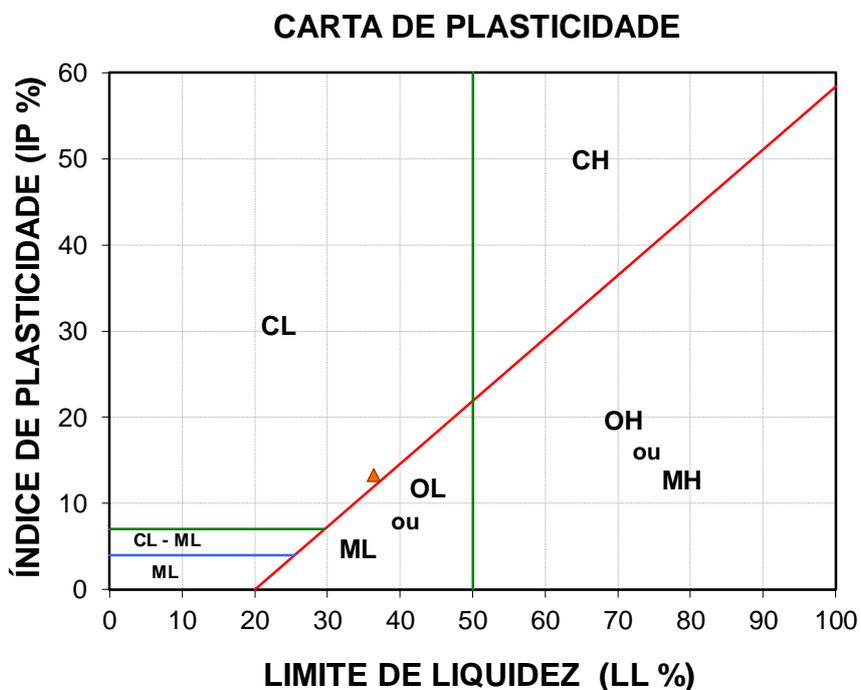
O teor de umidade natural de uma argila pode ser maior que o limite de liquidez, quando  $IL > 1$ , caso contrário o teor de umidade natural é menor que o limite plástico, ou seja,  $IL < 0$ .

Tendo os seguintes valores:  $LL=36,39\%$ ,  $LP= 23,16\%$  e  $h=17,85\%$ , o valor de  $IL = -0,40$ , apresentando um teor de umidade natural menor que o limite plástico e é considerada segundo essa classificação como argilas pré-adensada, já que o valor obtido foi de  $IL < 0$ .

#### 4.4.1.3.1. Classificação do solo

Os solos finos podem ser classificados de acordo com as suas propriedades plásticas, por meio do gráfico de plasticidade apresentado na Figura 4.17, criado por CASAGRANDE (1932), através dos estudos em que ele relacionou o índice de plasticidade com o limite de liquidez de diversos solos naturais.

Figura 4.17 - Carta de plasticidade e atividade, VARGAS et al (1985).



Logo, de acordo com o gráfico de plasticidade da Figura 4.18, pode-se concluir que a amostra de solo ensaiada trata-se de uma argila inorgânica de mediana plasticidade (CL).

#### 4.4.1.4. Ensaio de Granulometria

A análise granulométrica do solo permite determinar as proporções de frações do solo e classificar de acordo com a escala granulométrica. Como as partículas do solo analisado possui uma fração muito pequena dos grãos, então não podem ser determinadas só por peneiramento. Logo, foi adicionado ao peneiramento o processo de sedimentação. Na sedimentação foi aplicada Lei de Stokes que relaciona o tamanho da partícula com a velocidade com que ela sedimenta em um meio líquido, ou seja, quanto maior a partícula, mais rapidamente ela irá se depositar no fundo da proveta de ensaio, também utilizou-se a Teoria do Densímetro relacionada a variação da densidade de suspensão com o decorrer da sedimentação. Estes ensaio, que serão descritos a seguir, tem como objetivo obter a curva granulométrica do solo através dos métodos de peneiramento e sedimentação.

Aparelhos utilizados:

- Densímetro 127 de bulbo simétrico, calibrado a 20°C e com resolução de 0,001, graduado de 0,995 a 1,050;
- Estufa capaz de manter a temperatura entre 105°C e 110°C;
- Balanças com capacidade para 200g;
- Cápsulas;
- Aparelho de dispersão;
- Proveta de vidro de 450mm de altura e 65mm de diâmetro, com traço de referência indicando 1000ml a 20°C;
- Termômetro graduado em 0,1°C; de 0 a 50°C;
- Cronômetro com indicação de segundos;
- Becker de vidro com capacidade de 250ml;
- Proveta de vidro com capacidade de 250ml;

- Peneiras de malhas quadradas com as seguintes aberturas (mm): 9,8; 4,8; 2,0; 1,2; 0,6; 0,42; 0,25; 0,15; 0,075;
- Solução defloculante;
- Bandeja de 50x30x6cm.

Foi necessário destorroar a amostra e não desperdiçar grãos que poderia vir a sair da bandeja, até obter uma quantidade de amostra homogênea e suficiente para a realização do ensaio.

#### a) Ensaio de Peneiramento

O processo de peneiramento fundamenta-se na separação dos sólidos, de um solo, em suas diversas frações.

Inicialmente foi selecionada uma quantidade representativa de material seco ao ar de 1 kg, por se tratar de um material argiloso. Em seguida esse material passou pela peneira #10 (2,0mm). Do material que não ficou retido, separou-se 03 quantidades: uma parte foi para a determinação do peso específico real das partículas; outra parte de 70 g (para o peneiramento fino e sedimentação); e a terceira parte para a determinação da umidade.

Com o solo que ficou retido na peneira #10, realizou-se o **Peneiramento Grosso** – em que foi lavado o material que não passou na peneira #10 (2,0mm), depois colocou-o na estufa. Posteriormente deixou esfriar à temperatura ambiente. Iniciando-se em seguida o peneiramento do material seco, manualmente; antes da realização desse procedimento, foi verificado se as peneiras estavam limpas e encaixadas de forma a ficar empilhadas uma em cima da outra, com as aberturas das malhas organizadas de forma crescente. Por fim, a fração retida no peneiramento de cada malha das peneiras foi pesada para uma coleta de dados.

O **Peneiramento Fino**, foi realizado no material que passou na peneira #10. Inicialmente, lavou-se o material que não ficou retido na peneira #200 (0,075mm). Posteriormente colocou-o na estufa, sendo o material seco submetido, em seguida, a um peneiramento manual, utilizando um conjunto de peneiras de aberturas menores que a #10. Finalizando esse ensaio com a

pesagem da fração que ficou retida em cada peneira. O resultado obtidos estão descritos na Tabela 4.7 e Tabela 4.8.

#### b) Ensaio de sedimentação

Primeiramente a amostra foi colocada em imersão por 24 h com defloculante (solução de hexametáfosfato de sódio) e sem defloculante. Em seguida, agitou-se a mistura no dispersor elétrico por cerca de 5 a 15 min. Transferindo-se, posteriormente, a mistura para uma proveta graduada (Figura 4.18), em que foi completada com água destilada até 1000 ml e realizou-se o agitação da mistura solo/água. Por fim, efetuou-se as leituras do densímetro nos seguintes instantes: 30s, 1min, 2, 4, 8, 15, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h. Os resultados obtidos nesse ensaio são mostrados na Tabela 4.7 e Tabela 4.8.

A Tabela 4.7 apresenta os valores obtidos durante o ensaio de peneiramento com sedimentação, utilizando-se defloculante com a amostra de que apresentou uma porcentagem maior de argila, 47 %; de areia 33%; e silte, 20 %. Sem o uso do defloculante, houve um decréscimo nas porcentagens de argila – 2 % - e um aumento na porcentagem de areia, 39 %. Essa amostra de solo é de textura fina, pode ser classificada como argila arenosa, pelo diagrama trilinear textural do Boreau of Public Roads, apresentado na Figura 4.19, utilizando os valores do ensaio de granulometria com defloculante. Como mencionado no item 4.3.1, esse solo não é corresponde ao solo encontrado na Sondagem à Percussão - (SPT), pois esse ensaio foi realizado com amostras coletadas no topo da encosta.

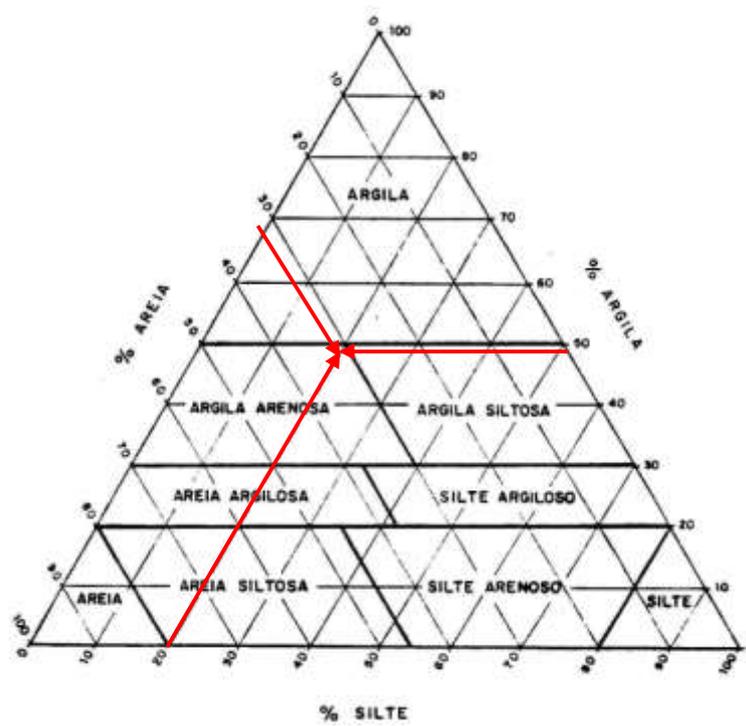
Nas amostras ensaiadas, verificou-se um aumento na porcentagem de areia e um decréscimo na porcentagem de argila quando não se utilizava defloculante. De acordo com FERREIRA (1995) e FUCALE (2000), o que ocorre não é redução da fração de argila. Na verdade, a argila não dispersa, ficando em flocos resultando em maiores dimensões.

A Figura 4.20 mostra a curva granulométrica obtida com o ensaio de granulometria e sedimentação.

Figura 4.18 - Proveta graduada com a amostra de solo.



Figura 4.19 - Diagrama trilinear textural do Boreau of Public Roads.



FONTE: BASTOS (2015).

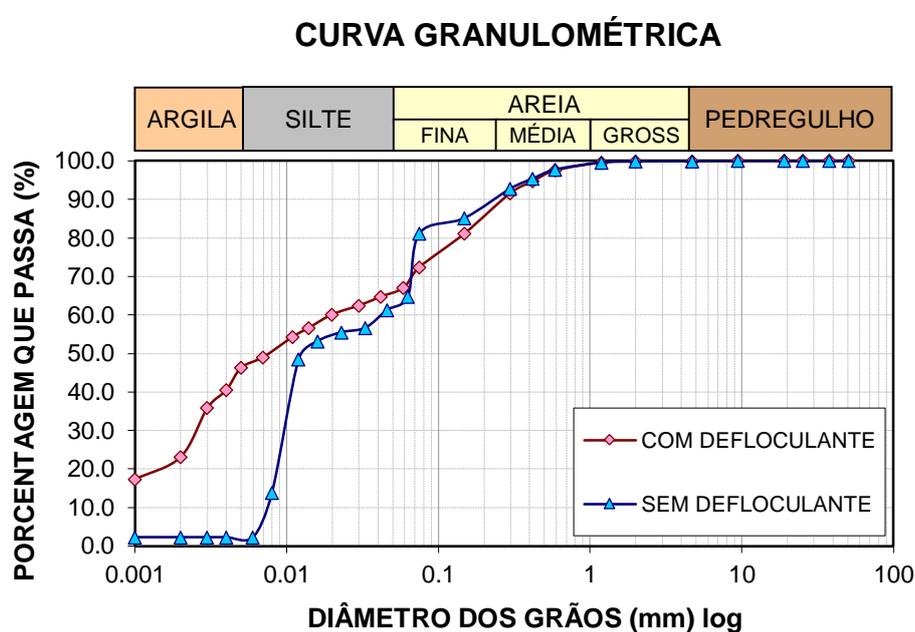
Tabela 4.7 - Resultado do ensaio de granulometria com defloculante.

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%) (COM DEFLOCULANTE)				
PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA	<2 $\mu$
0	33	20	47	23

Tabela 4.8 - Resultado do ensaio de granulometria sem defloculante.

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA (%) (SEM DEFLOCULANTE)				
PEDREGULHO	AREIA	SILTE	ARGILA	<2 $\mu$
0	39	59	2	2

Figura 4.20 - Curva granulométrica obtida no ensaio de granulometria e sedimentação.



O coeficiente de uniformidade ( $C_u$ ) (relação entre os diâmetros correspondentes às porcentagens passando de 60 % e 10 %, conforme a equação 46) proposto por Allen-Hazen, citado por CAPUTO (1987), obtido na curva granulométrica da amostra de solo sem a utilização de defloculante, foi de 5,60, que está entre  $5 < C_u < 15$ , logo é caracterizado como um solo medianamente uniforme. Já o coeficiente de curvatura ( $C_c$ ) (encontrado pela razão entre os diâmetros equivalentes a porcentagem que passa de 30% elevado ao quadrado e a multiplicação dos diâmetros equivalentes às porcentagens passantes de 60% e 10%, conforme mostrado na equação 47), obteve-se um valor igual a 0,29, menor que 1, que correspondente a um solo mal graduado.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (46)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (47)$$

#### 4.4.1.5. Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no Laboratório de Solos e Instrumentação, da Universidade Federal de Pernambuco – LSI/UFPE, pois o equipamento de cisalhamento direto do Laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA estava inativo, devido a problemas técnicos, com isso foi utilizado um equipamento produzido pela Contenco indústria e Comércio LTDA, como mostra a Figura 4.21. Este equipamento consiste em aplicar uma determinada tensão normal em um plano e observar a tensão cisalhante que gera a ruptura nas amostras. Esses ensaios foram executados com a amostra indeformada coletada no coroamento da encosta, com a finalidade determinar diretamente, através da análise de uma envoltória linear os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão (c), ângulo de atrito ( $\phi$ )). A obtenção dos parâmetros geotécnicos que governam a resistência ao cisalhamento tem grande importância no cálculo do fator de segurança.

O equipamento é formado por uma caixa bipartida onde a amostra é colocada. Existem três deflectômetros para realizar as medidas de deslocamento vertical, horizontal e outro localizado no anel dinamométrico para realizar medidas de força. A caixa desloca-se a uma velocidade constante porque está conectada a um motor.

Figura 4.21 - Equipamento de cisalhamento direto em diferentes ângulos.



As amostras de seção quadrada com dimensões de 101,6 x 101,6 mm e 40 mm de altura foram moldadas do bloco indeformado. Durante a moldagem dos corpos de provas se teve o cuidado de não perturbar a amostra. A Figura 4.22 mostra a moldagem das amostras no bloco indeformado. Depois, a amostra coletada do moldador quadrado foi depositado na caixa de cisalhamento de dimensão padrão, como mostrado na Figura 4.23, com o auxílio de um bloco de madeira e uma prensa, a fim de impedir golpes na amostra.

Figura 4.22 - Moldagem dos três corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto.



Figura 4.23 - Corpo de prova na caixa de cisalhamento preparado para ensaio.



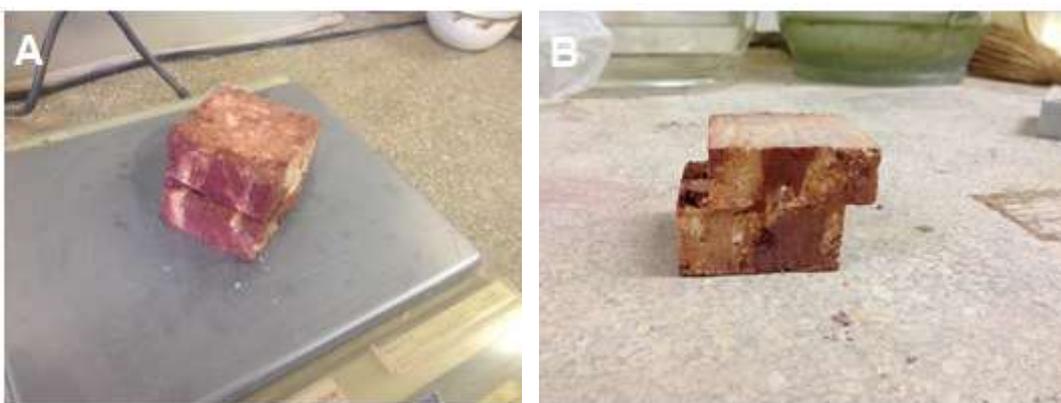
Foram ensaiadas séries de 3 corpos de prova nas tensões verticais de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, com duas umidades iniciais – natural e saturada (por representar a pior situação para deflagração dos escorregamentos nas encostas, caracterizando invernos rigorosos). Inicialmente, os corpos de prova foram confinados na prensa de cisalhamento, na tensão de 100 kPa, e determinaram-se a velocidade constante de ensaio para as amostras de 0,483 mm/min. Logo

após, essa etapa, iniciou-se o cisalhamento, onde foram realizadas as leituras das deformações verticais e deslocamento horizontal, obtidas através dos extensômetros da marca Mitutoyo da marca Gefran com sensibilidade de 0,01mm; e as forças horizontais aplicadas aos corpos de prova foram determinadas através de um anel de carga. Os procedimento do ensaio obedeceu as recomendações de HEAD (1980).

A Figuras 4.24 (A) e a Figura 4.24 (B) apresentam o corpo de prova na condição de umidade natural (CN) e inundada (CI), respectivamente, após os ensaios de cisalhamento direto. As amostras saturadas e naturais foram adensadas até a sua estabilização, por 4 h e 1 h, respectivamente, antes de serem submetidas ao cisalhamento, para a estabilização dos recalques.

No início e final de cada ensaio, foram coletada amostras para determinação da umidade dos corpos de prova. Sendo adotado como critério de ruptura o valor de pico da tensão cisalhante ou o valor máximo, caso a curva tensão-deformação não apontava um valor de pico bem definido.

Figura 4.24 - (A) Corpo de prova após ensaio de cisalhamento na condição natural (CN) e (B) Corpo de prova após o ensaio de cisalhamento em condição inundada (CI).



A Tabela 4.9 mostra as velocidades utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto. É importante salientar que a velocidade escolhida para este ensaio tem que proporcionar uma condição drenada de carregamento. A velocidade está ligada ao coeficiente de adensamento ( $c_v$ ), por refletir as características do solo, compressibilidade e permeabilidade. As velocidades adotadas foram baseadas na Tabela 4.10.

Tabela 4.9 - Velocidade dos ensaios de cisalhamento direto.

<b>VELOCIDADES PARA ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO</b>		
<b>Amostra</b>	<b>Umidades</b>	<b>Velocidades (mm/min)</b>
Coroamento da encosta	Natural	0,483
	Saturada	0,483

Tabela 4.10 - Velocidade em ensaios de cisalhamento direto.

<b>Referência</b>	<b>Solo</b>	<b>Velocidade (mm/min)</b>	<b><math>\sigma</math>(KPa)</b>
Soares (2001)	Colúvio Textura silto-arenosa, com fração de argila inferior a 15% e baixa plasticidade	1,21	15 – 200
Gusmão Filho (1986)	Argiloso	0,177% $\epsilon$ /min	30 – 200
Souza (1995)	Colúvio (argila – 59%) e residual (areia - 75%)	0,0162	22 – 135

FONTES: LIMA (2002)

Na Tabela 4.11 e Tabela 4.12 estão registrada as condições iniciais das amostras ensaiadas em condição natural (CN). Já a Tabela 4.13 e Tabela 4.14 apresentam as condições iniciais das amostras ensaiadas em condição inundada (CI).

Tabela 4.11 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto em condição natural (CN).

<b>DADOS INICIAIS</b>		
<b>PESO INICIAL SOLO + RECEPTÁCULO</b>	<b>(g)</b>	322.67
<b>PESO RECEPTÁCULO</b>	<b>(g)</b>	131.61
<b>PESO CORPO DE PROVA</b>	<b>(g)</b>	191.06
<b>LADO</b>	<b>(cm)</b>	10.16
<b>ALTURA</b>	<b>(cm)</b>	4.00
<b>ÁREA</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	103.23
<b>VOLUME</b>	<b>(cm<sup>3</sup>)</b>	412.90
<b>DENSIDADE (<math>\gamma_h</math>)</b>	<b>(g/cm<sup>3</sup>)</b>	0.46
<b>DENSIDADE (<math>\gamma_{sec}</math>)</b>	<b>(g/cm<sup>3</sup>)</b>	0.392

Tabela 4.12 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto em condição inundada (CN).

	<b>UMID. INICIAL (%)</b>	
<b>Cápsula</b>	118	286
<b>Peso total úmido (g)</b>	90.12	76.61
<b>Peso total seco (g)</b>	78.71	66.67
<b>Peso da cápsula (g)</b>	16.18	10.97
<b>Peso da água (g)</b>	11.41	9.94
<b>Peso do solo seco (g)</b>	62.53	55.7
<b>Umidade (%)</b>	18.25	17.85
<b>Média (%)</b>	18.05	

Tabela 4.13 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto em condição inundada (CI).

<b>DADOS INICIAIS</b>		
<b>PESO INICIAL SOLO + RECEPTÁCULO</b>	<b>(g)</b>	338.33
<b>PESO RECEPTÁCULO</b>	<b>(g)</b>	136.27
<b>PESO CORPO DE PROVA</b>	<b>(g)</b>	202.06
<b>LADO</b>	<b>(cm)</b>	10.16
<b>ALTURA</b>	<b>(cm)</b>	4.00
<b>ÁREA</b>	<b>(cm<sup>2</sup>)</b>	103.23
<b>VOLUME</b>	<b>(cm<sup>3</sup>)</b>	412.90
<b>DENSIDADE (<math>\gamma_h</math>)</b>	<b>(g/cm<sup>3</sup>)</b>	0.49
<b>DENSIDADE (<math>\gamma_{sec}</math>)</b>	<b>(g/cm<sup>3</sup>)</b>	0.401

Tabela 4.14 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto em condição inundada (CI).

	<b>UMID. INICIAL (%)</b>		<b>UMID. FINAL (%)</b>	
<b>Cápsula</b>	2A	111	384	9
<b>Peso total úmido (g)</b>	63.17	70.51	85.81	83.16
<b>Peso total seco (g)</b>	55.9	61.1	72.86	70.8
<b>Peso da cápsula (g)</b>	13.76	14.12	14.05	15.06
<b>Peso da água (g)</b>	7.3	9.4	13.0	12.4
<b>Peso do solo seco (g)</b>	42.14	50.13	58.81	55.74
<b>Umidade (%)</b>	17.25	18.77	22.02	22.17
<b>Média (%)</b>	18.01		22.10	

A Figura 4.25 e Figura 4.26 apresentam as deformações horizontais e tensões cisalhantes obtidas ao longo dos ensaios em condição natural (CN) e em condição inundada (CI), respectivamente.

Figura 4.25 - Resultados ensaios de cisalhamento na umidade natural.

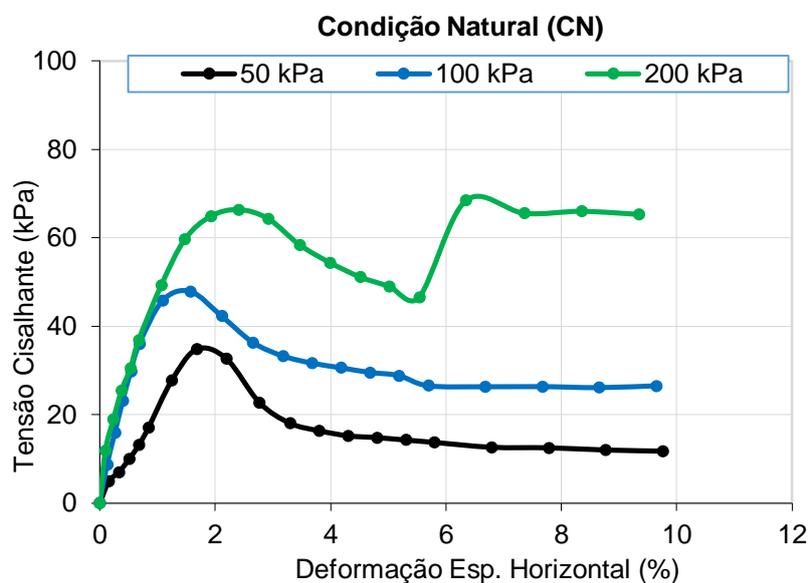
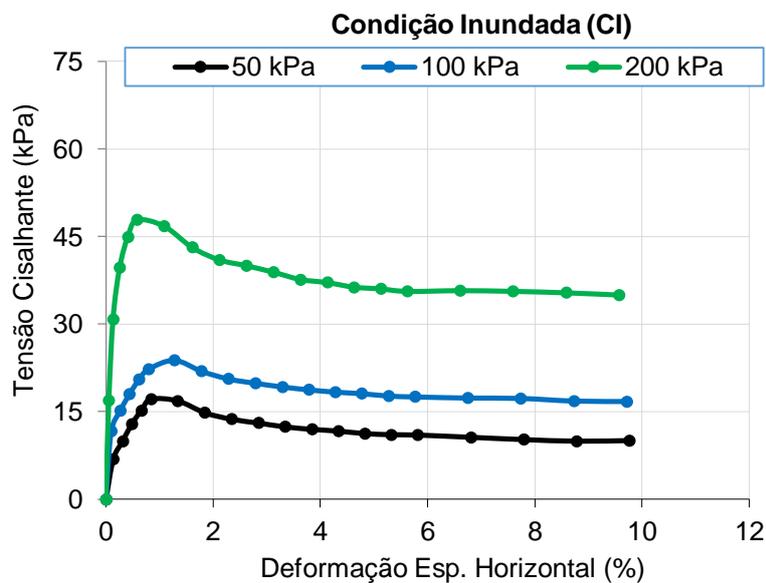


Figura 4.26 - Resultados ensaios de cisalhamento em condição inundada (CI).



A Figura 4.27 e a Figura 4.28 apresentam as envoltórias de pico do solo em estudo, na condição de umidade natural e inundada, respectivamente,

podendo ser observadas a variação da coesão e do ângulo de atrito nas duas condições. A Tabela 4.15 demonstra os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico, coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ), obtidos através das envoltórias.

Figura 4.27 - Envoltória de resistência para a condição natural (CN).

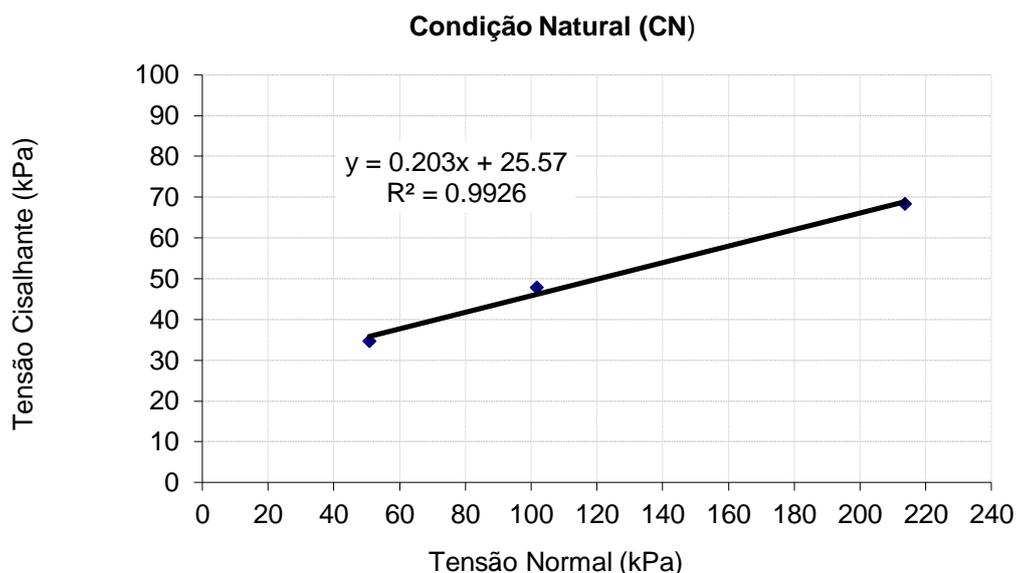


Figura 4.28 - Envoltória de resistência para a condição inundada (CI).

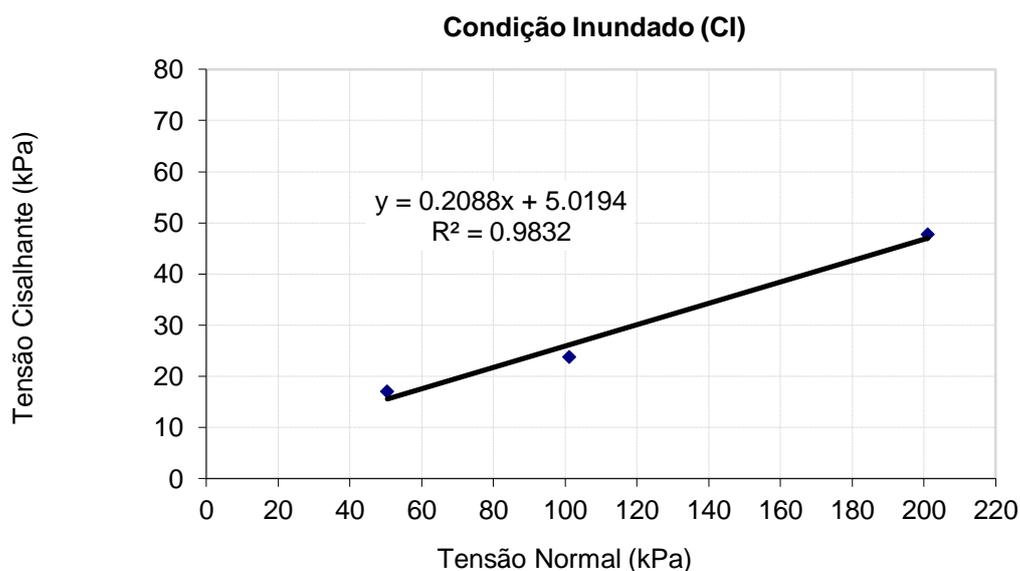


Tabela 4.15 - Parâmetros de resistência do solo.

<b>CISLHAMENTO DIRETO - PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DO SOLO</b>		
<b>AMOSTRAS</b>	<b>c (Kpa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
Natural	25.57	10
Inundado	5.0194	14

As amostras ensaiadas na umidade natural e inundada apresentaram tensões de cisalhamento máximas ou de pico para as tensões normais aplicadas de 50, 100 e 200 kPa. O comportamento desse tipo de solo se assemelha ao da argila pré-consolidada, isto é, apresenta tensão cisalhante máxima para pequenas deformações, como pode ser observado na Figura 4.24 e Figura 4.25.

O ensaio foi realizado até o ponto de pico não continuando até 10 % de deformação, como pode ser verificado nas Figuras 4. 24 e 4.25.

Com as envoltórias de resistência obtiveram-se os valores dos parâmetros de resistência apresentados na Tabela 4.15. Em que se observou que a medida que as amostras foram inundadas ocorreram elevadas perdas de coesão e uma menor variação do ângulo de atrito. A diminuição da coesão, está relacionada com a perda da resistência, afetando com isso a estabilidade da encosta.

## CAPÍTULO 5

### ESTUDO NUMÉRICO - METODOLOGIA, APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADO

#### 5.1. Programa Geo-Slope

A utilização de programas computacionais aplicados na engenharia é uma grande realidade. Baseado nessa situação foi optado utilizar o programa Geo-Slope International (2012), versão estudante, SLOPE/W, para a análise numérica da estabilidade da encosta, este programa utiliza a teoria de Equilíbrio-Limite, com objetivo de calcular o menor fator de segurança e conseqüentemente, a superfície de ruptura do talude.

O programa SLOPE/W é constituído por três subprogramas: o SLOPE/W DEFINE, para entrada de dados do problema a ser analisado, SLOPE/W SOLVE, para cálculo do fator de segurança; e por fim o SLOPE/W, CONTOUR, para visualização e análise do resultado (Lima, 2002).

Com o propósito de calcular este Fator de Segurança, o SLOPE/W possui diversos métodos para a análise da estabilidade de encostas, que são:

- Método Ordinário (ou Fellenius);
- Método Simplificado de Bishop;
- Método Simplificado de Janbu;
- Método de Spencer;
- Método de Morgenstern-Price;
- Método de Corps og Engineers;
- Método de Lowe-Karafiath;
- Método Generalized Limit Equilibrium (GLE);
- Método de tensão de elementos finitos.

Esses métodos podem ser utilizados isoladamente ou em conjunto, dependendo da necessidade do problema.

Os métodos de análise utilizados neste presente trabalho serão: Ordinary, Bishop, Spencer, Jambu e Morgenstern-Price, com a finalidade de comparar os resultados encontrados de fatores de segurança.

Além disso, serão comparados parâmetros diferentes do solo com a finalidade de se estudar as estações de verão e inverno e verificar as mudanças dos fatores de segurança para cada cenário.

A diferenciação entre as estações de verão e inverno para análise da estabilidade da encosta, foi realizada por meio da variação da umidade do solo. No verão, os parâmetros de resistência foram determinados através dos ensaios de cisalhamento direto utilizando a umidade natural. Já no inverno, considerou-se a umidade de saturação do solo.

Os resultados obtidos em campo e laboratório foram inseridos como dados de entrada no programa, para se ter uma análise coerente com as características reais da região. A caracterização do solo, o nível freático, os parâmetros de resistência, todos esses dados foram inseridos para uma análise real da estabilidade da encosta.

Os parâmetros do solo, como coesão ( $c$ ) e ângulo de atrito ( $\phi$ ) variam com relação a umidade presente no solo, principalmente, a coesão, que decresce com o aumento dela, como relatado anteriormente na análise do ensaio de cisalhamento direto. Para a análise da estabilidade foram definidos duas variações de estação alterando a umidade do solo: verão (umidade natural) e inverno (umidade saturada).

A Tabela 5.1 mostra os valores utilizados da coesão, ângulo de atrito, peso específico, para a análise da estabilidade da encosta.

Tabela 5.1 - Parâmetros para análise da estabilidade da encosta.

	C (Kpa)	$\phi$ (°)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
Verão	25.57	10	4.6
Inverno	5.0194	14	4.9

As coordenadas do talude em estudo (Tabela 5.2), que foram utilizadas no programa Geo-Slope International Ltda. (2012), foram obtidas através da análise das curvas de níveis, apresentadas na Figura 5.2, com o auxílio do programa AutoCAD. Sendo necessário para isso fazer uma conversão no

sistema geográfico, do sistema WGS 84 (GPS, Sistema de Posicionamento Global) para o sistema SAD69.

Tendo os valores das coordenadas (Tabela 5.2), foi possível traçar com auxílio do programa Excel, o perfil da encosta (Figura 5.1).

Tabela 5.2 - Coordenadas do talude em análise.

X	Y
0	29.9
32	29
34.9	28
37.4	27
40	26
42.7	25
45.4	24
48.1	23
50.7	22
53.3	21
55.9	20
58.5	19
61	18
63.5	17
66	16
68.6	15
71.3	14
74.1	13
76.9	12
79.7	11
82.5	10
85.3	9
93.8	8
110.2	7
132	6

Figura 5.1 - Perfil do talude no programa Excel.

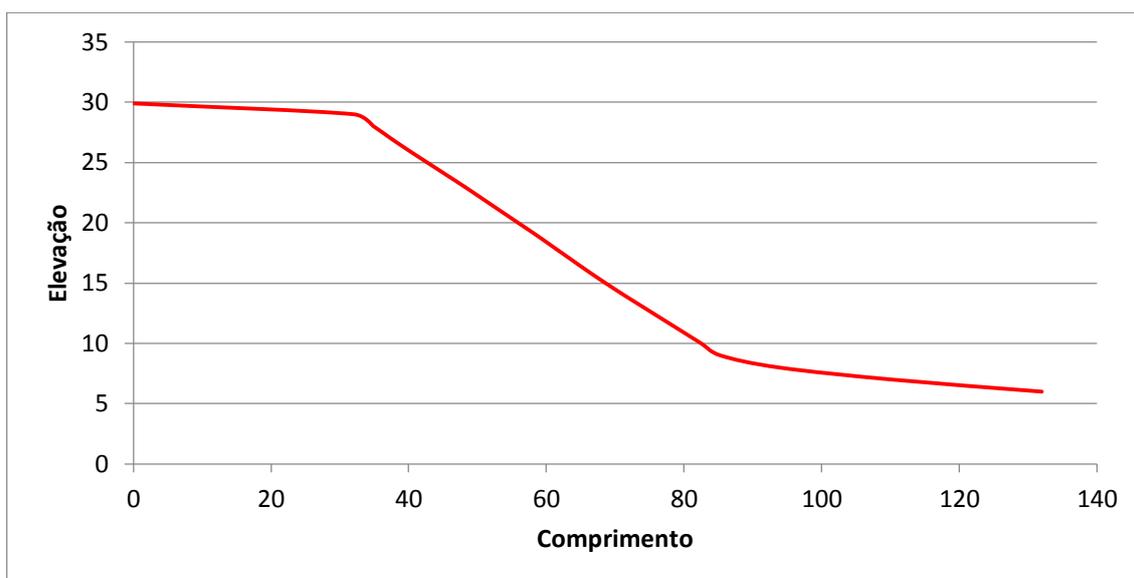
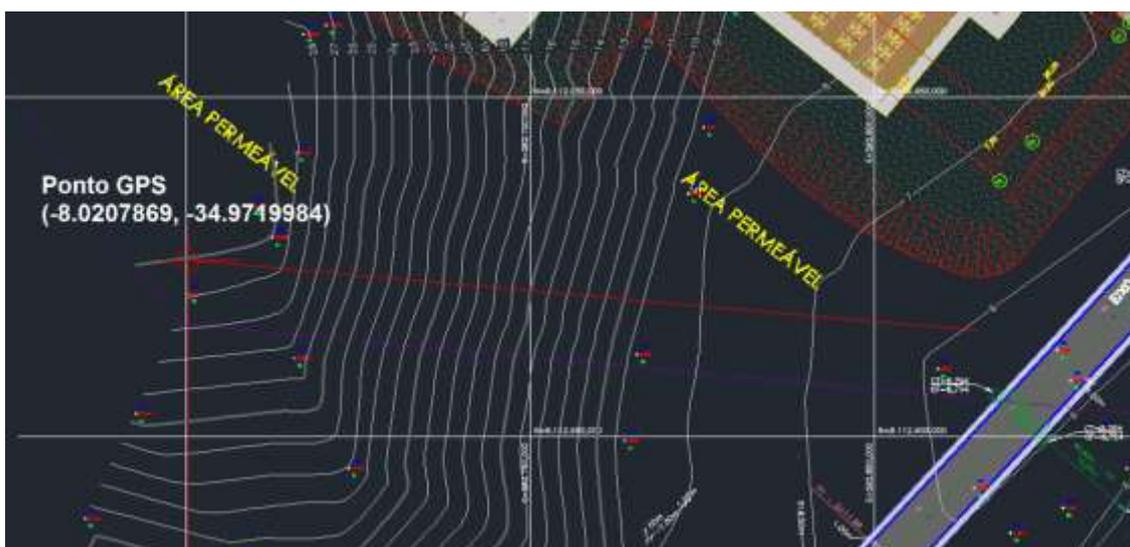


Figura 5.2 - Curvas de níveis do talude analisado.



Da Figura 5.3 até a Figura 5.22, observam-se as análises de estabilidade realizadas na encosta, que simulam cenários diferentes: estações de verão com nível de água mínimo (C/ N.A) (solo não saturado), verão sem nível de água mínimo (S/ N.A) (solo não saturado), inverno intenso com nível de água máximo (C/ N.A) (solo completamente saturado) e inverno intenso sem nível de água (S/ N.A) (solo completamente saturado), alterando a umidade do solo dessa região e, portanto, sua resistência. Como não foi realizado nenhum monitoramento para a determinação do nível de água, então foi analisado os resultados obtidos por LIMA (2002), nas encostas do Alto do Reservatório-Recife/PE, constituídas por

sedimentos da Formação Barreiras, em que foi observado uma variação do nível de água no ombro da encosta e na base em torno 1 m. Logo, este valor foi adotado como referência para a variação do nível de água mínimo e máximo na encosta em estudo.

As figuras abaixo mostram o fator de segurança calculado para cada tipo de análise.

Figura 5.3 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão sem nível de água (S/N.A), pelo método Morgenstern-Price.

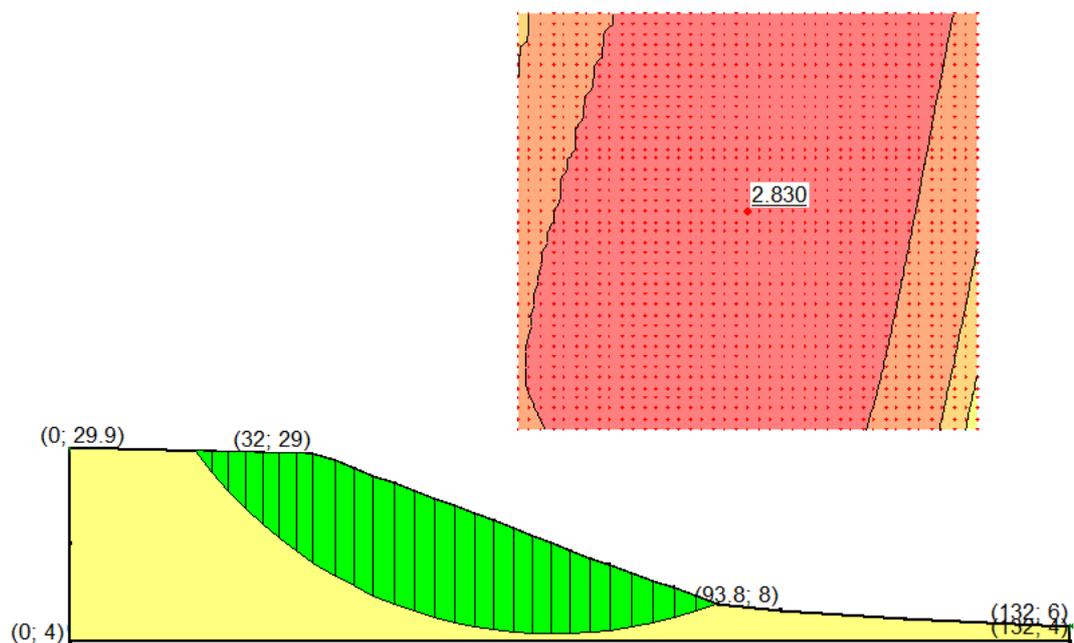


Figura 5.4 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão com nível de água (C/ N.A), pelo método Morgenstern-Price.

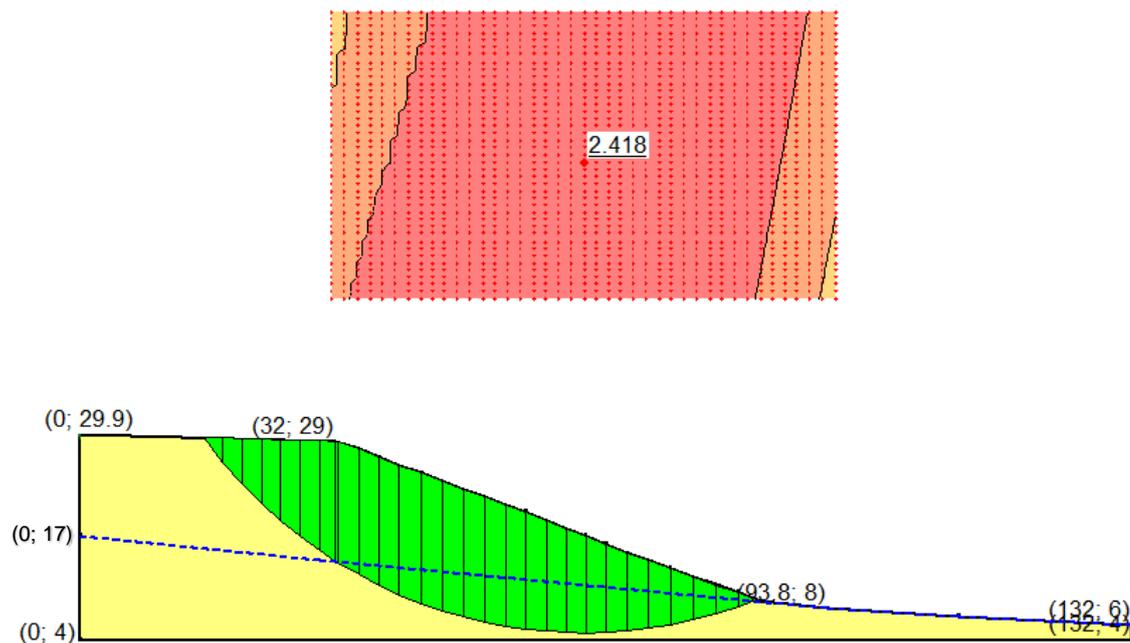


Figura 5.5 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Morgenstern-Price.

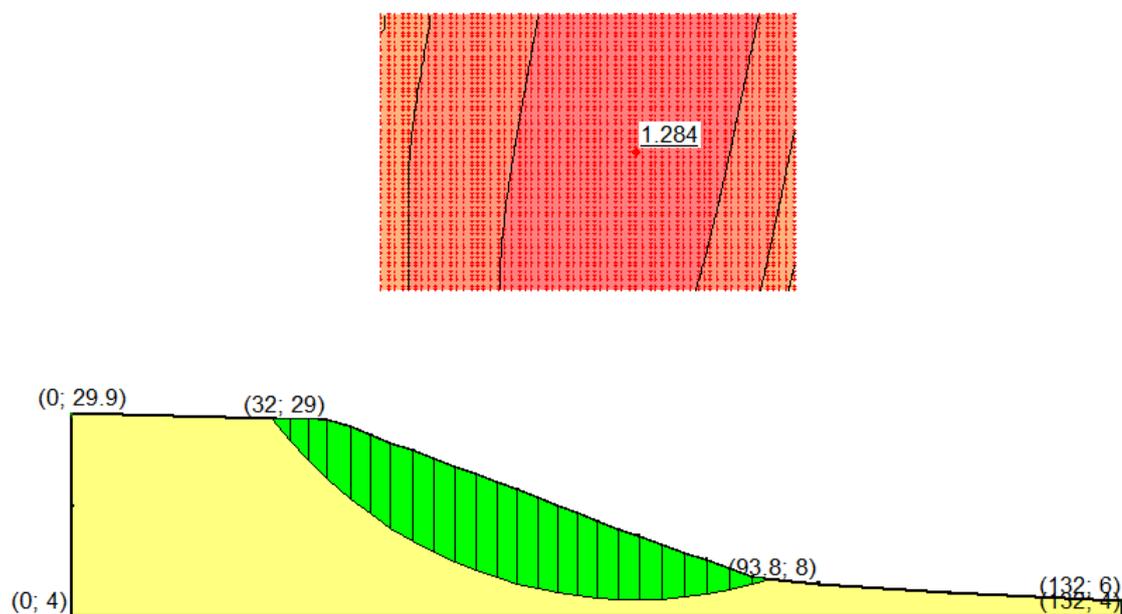


Figura 5.6 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Morgenstern-Price.

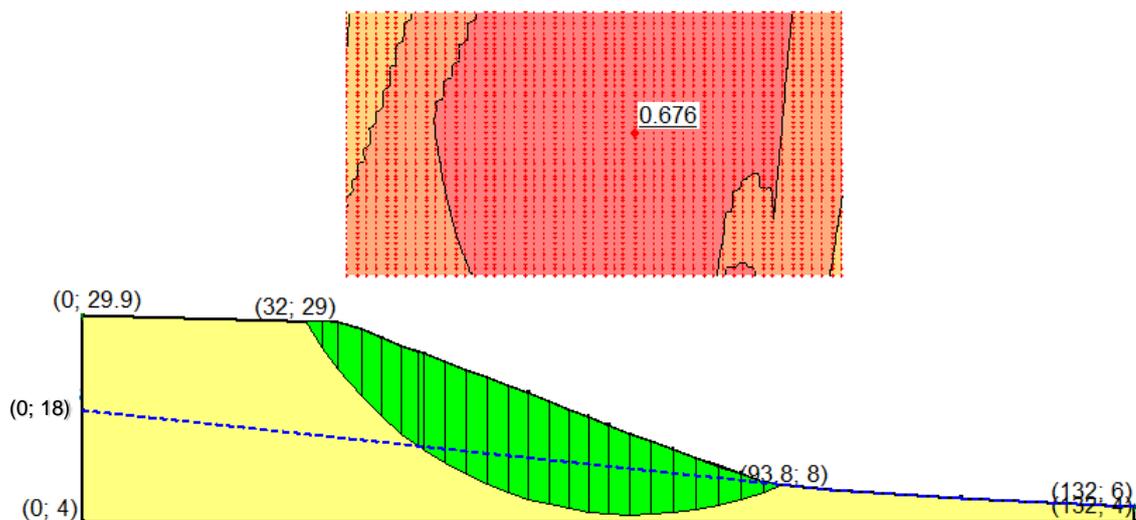


Figura 5.7 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Jambu.

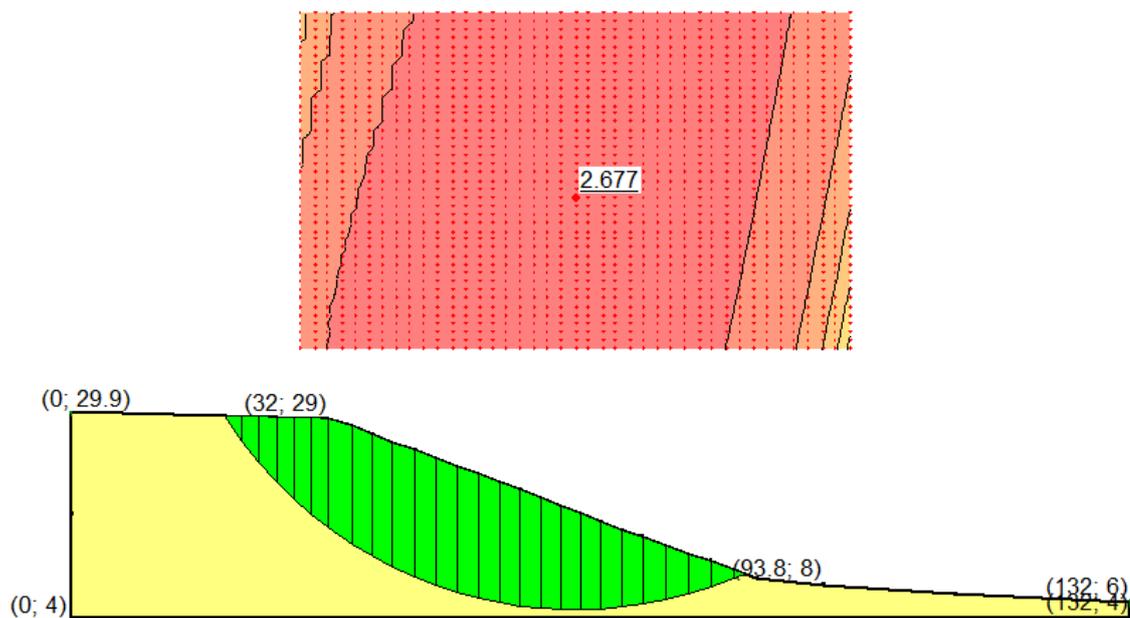


Figura 5.8 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão com nível de água (C/N.A), pelo método Jambu.

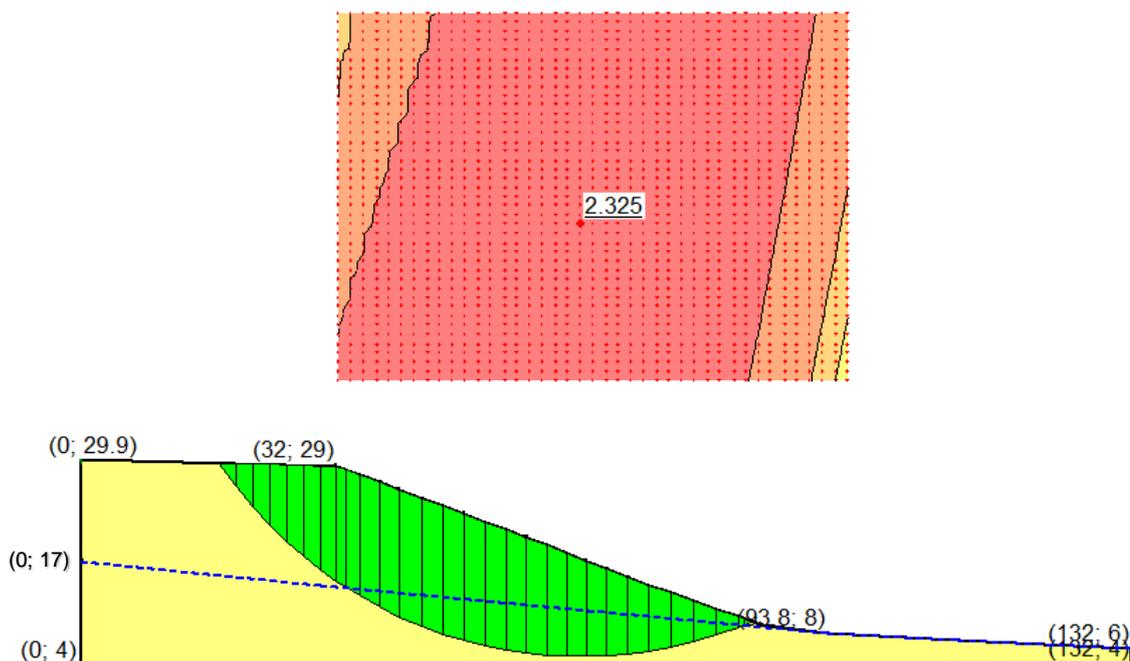


Figura 5.9 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso sem nível de água (S/N.A), pelo método Janbu.

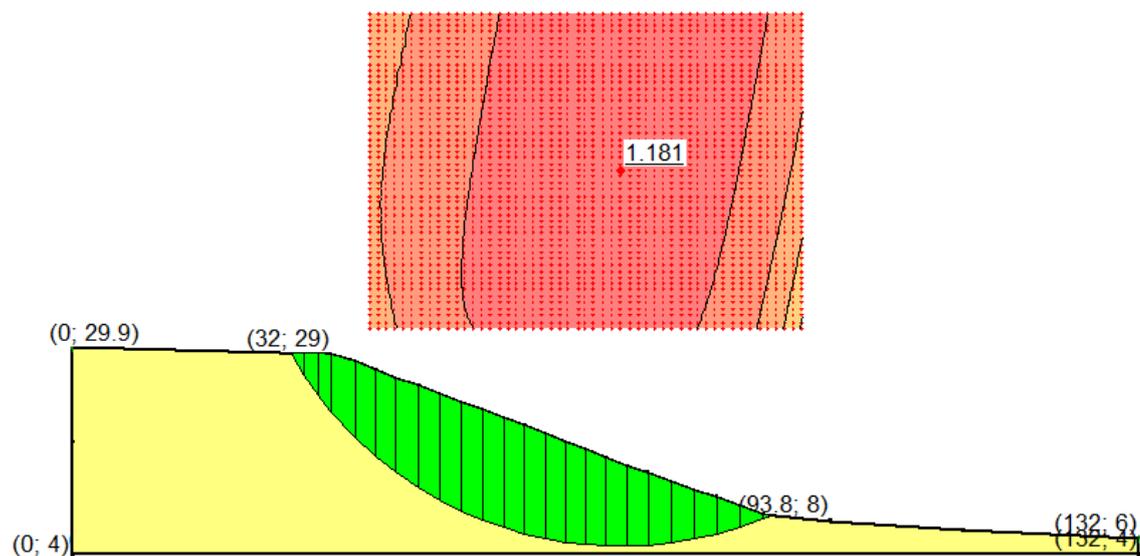


Figura 5.10 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Jambu.

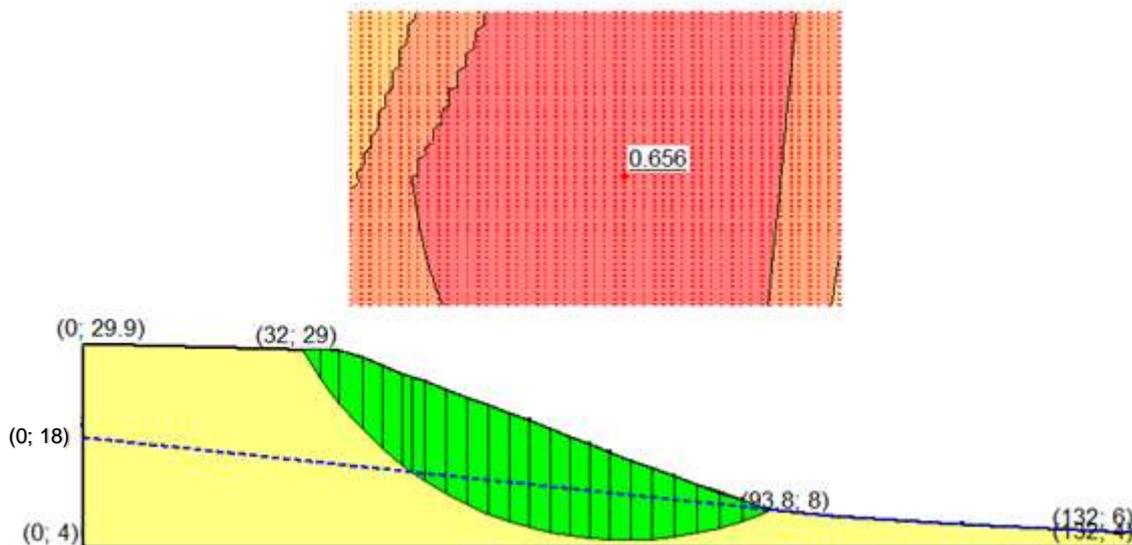


Figura 5.11 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Spencer.

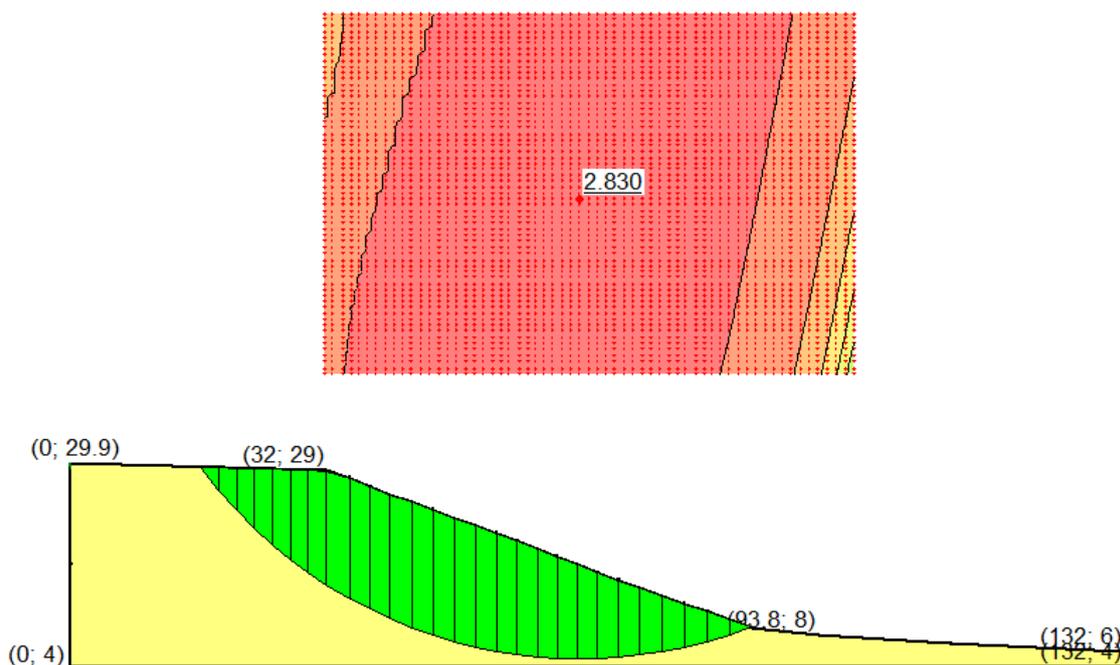


Figura 5.12 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão com nível de água (C/ N.A) pelo método Spencer.

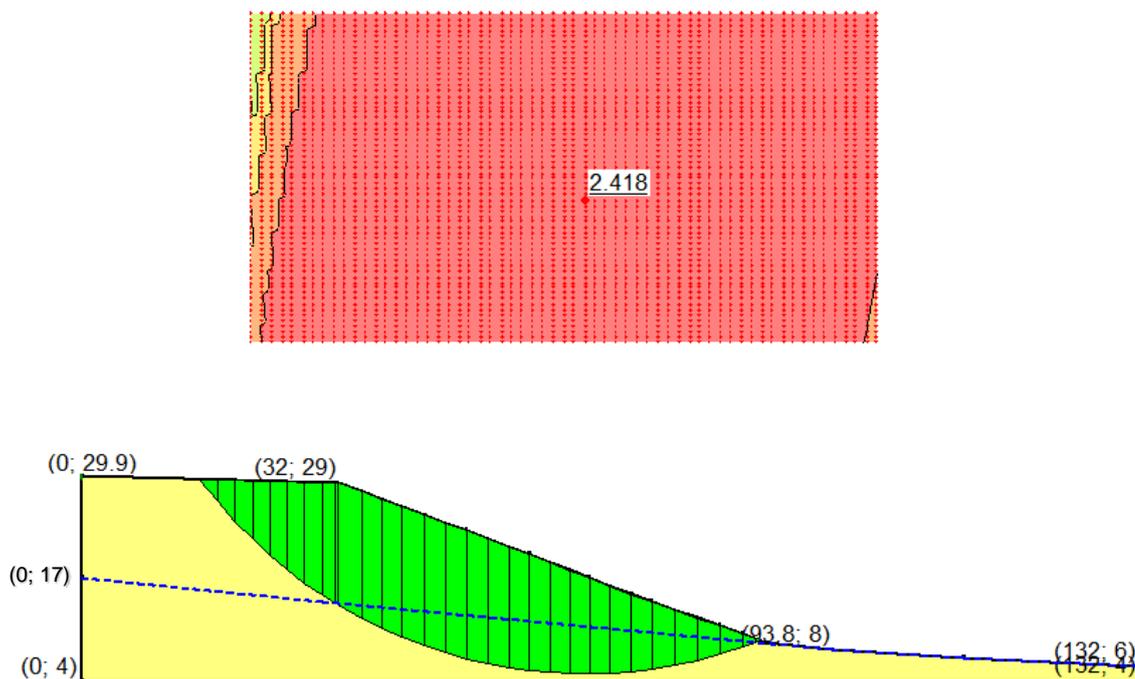


Figura 5.13 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Spencer.

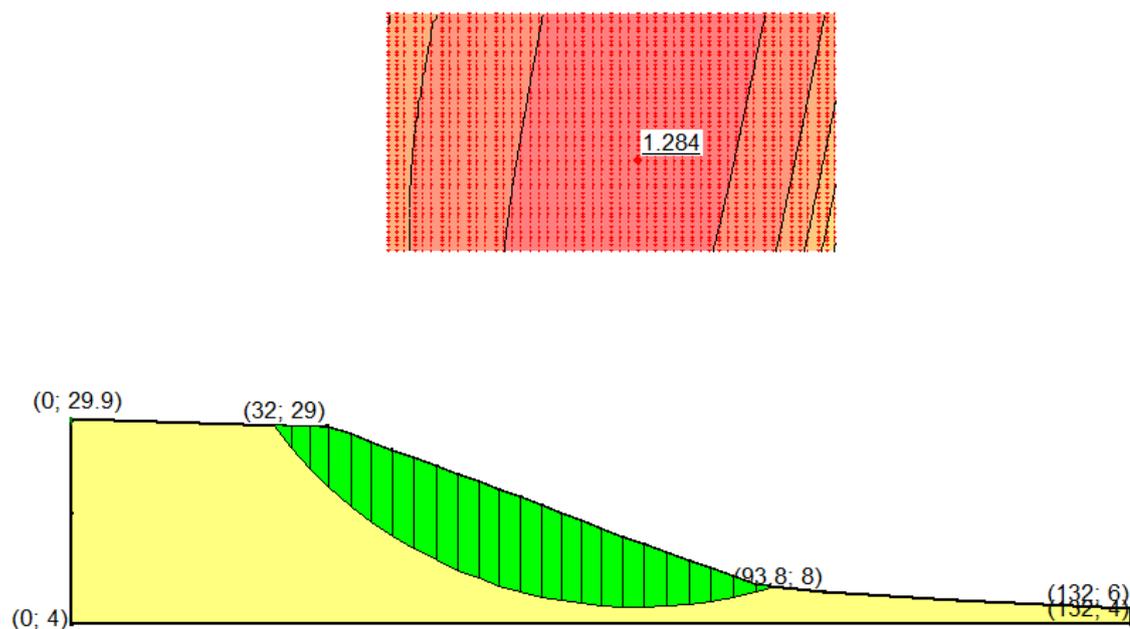


Figura 5.14 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Spencer.

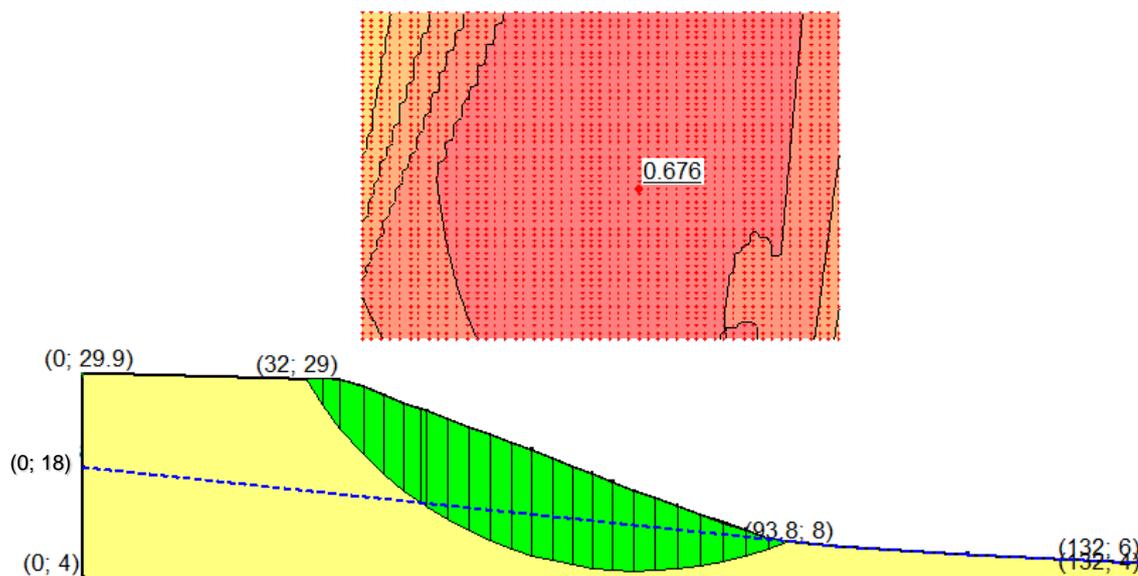


Figura 5.15 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Bishop.

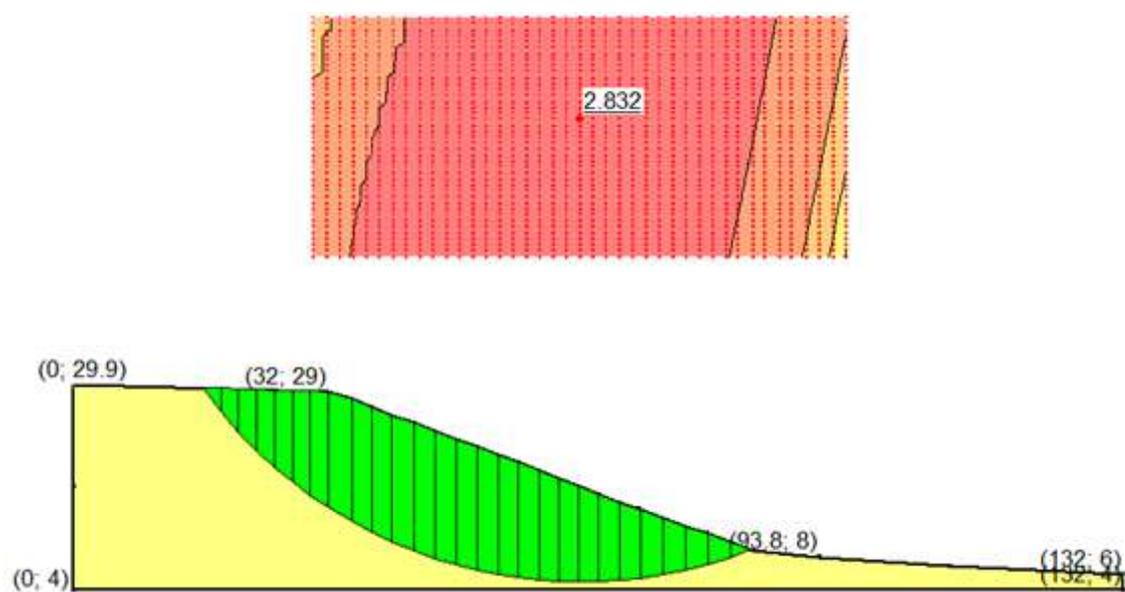


Figura 5.16 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão com nível de água (C/ N.A), pelo método Bishop.

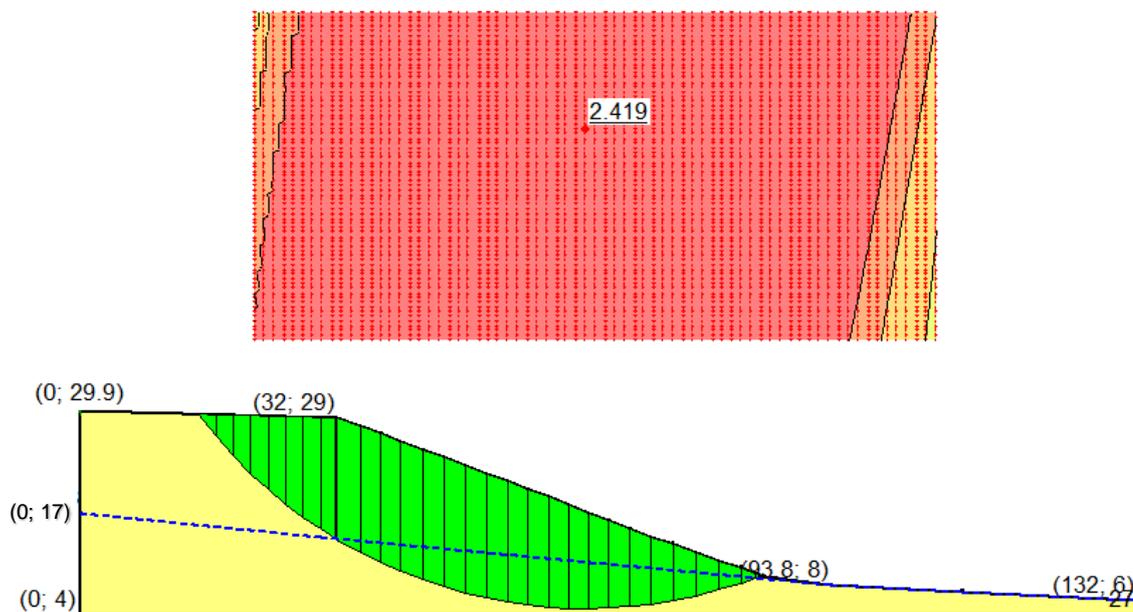


Figura 5.17 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Bishop.

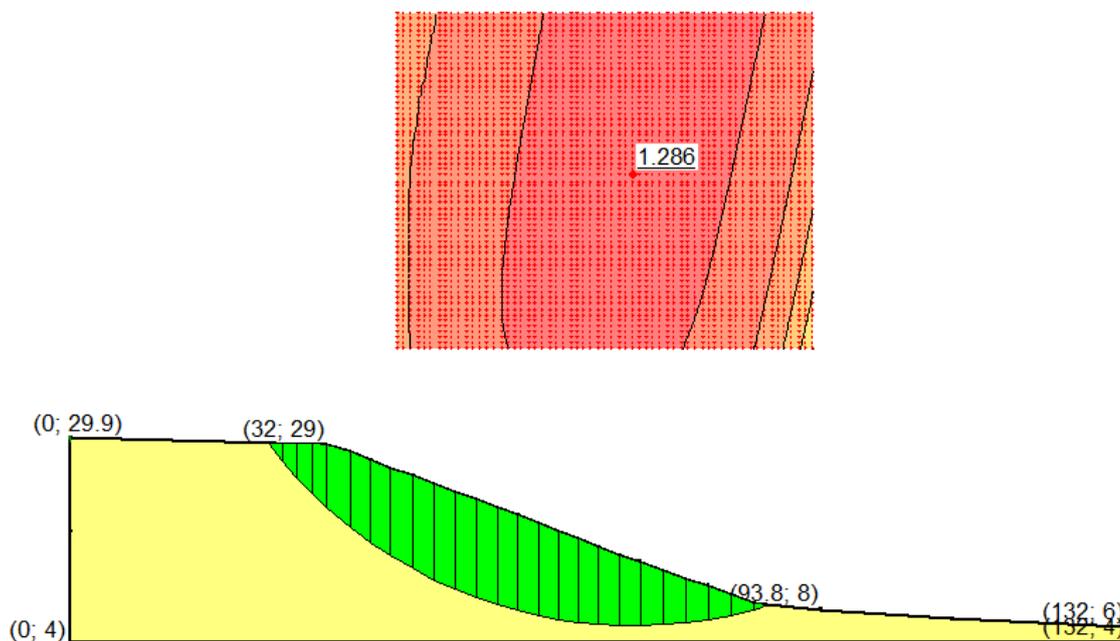


Figura 5.18 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Bishop.

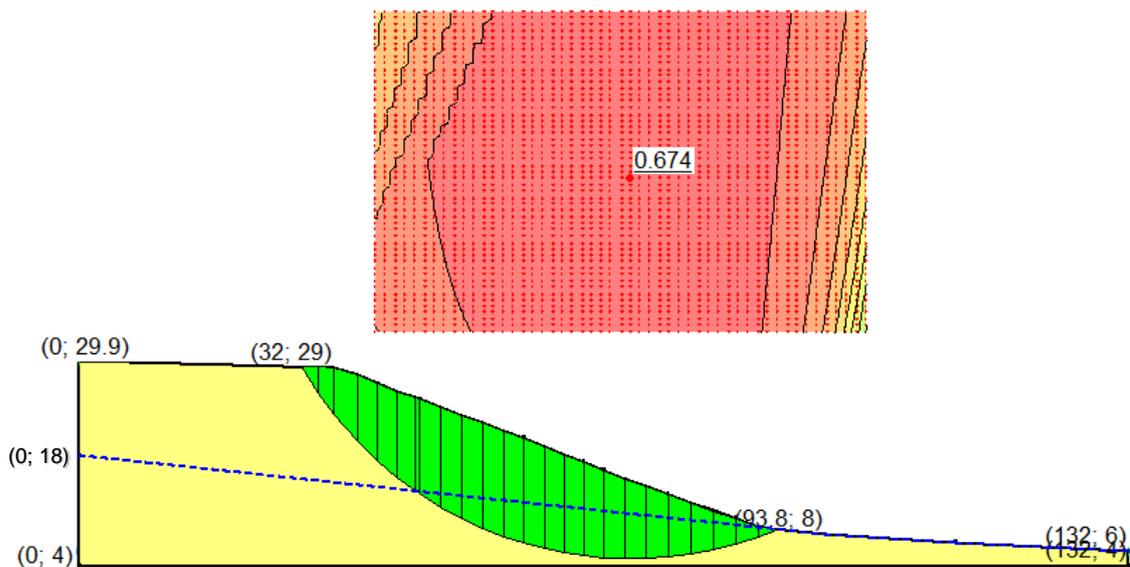


Figura 5.19 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão sem nível de água (S/ N.A), pelo método Ordinary.

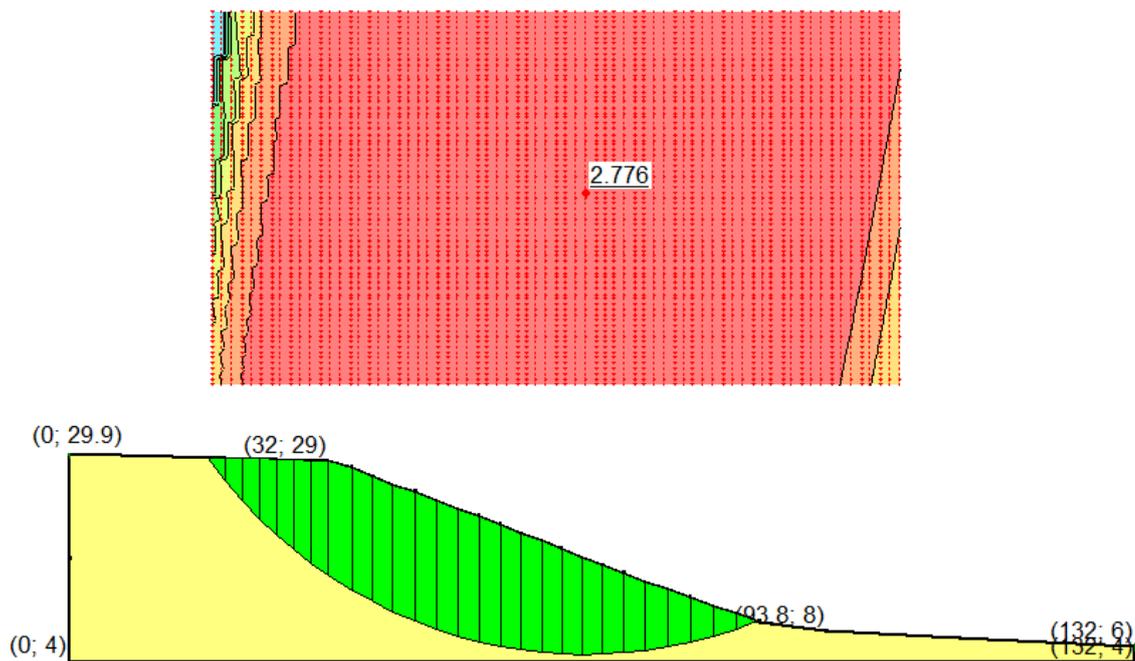


Figura 5.20 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de verão com nível de água (C/ N.A), pelo método Ordinary.

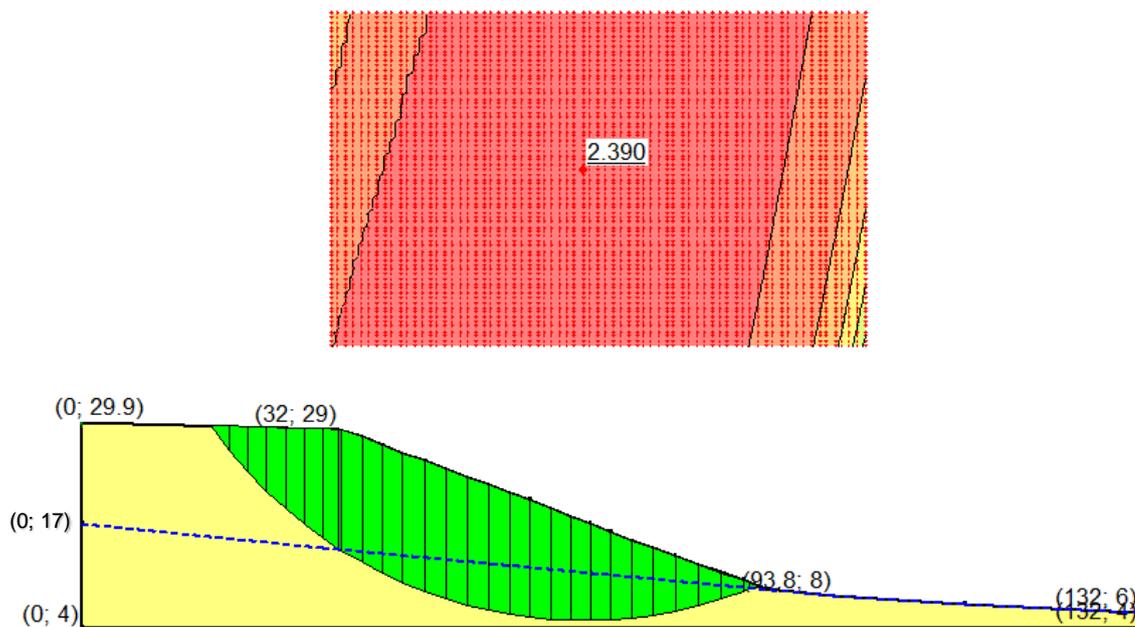


Figura 5.21 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso sem nível de água (S/ N.A), pelo método Ordinary.

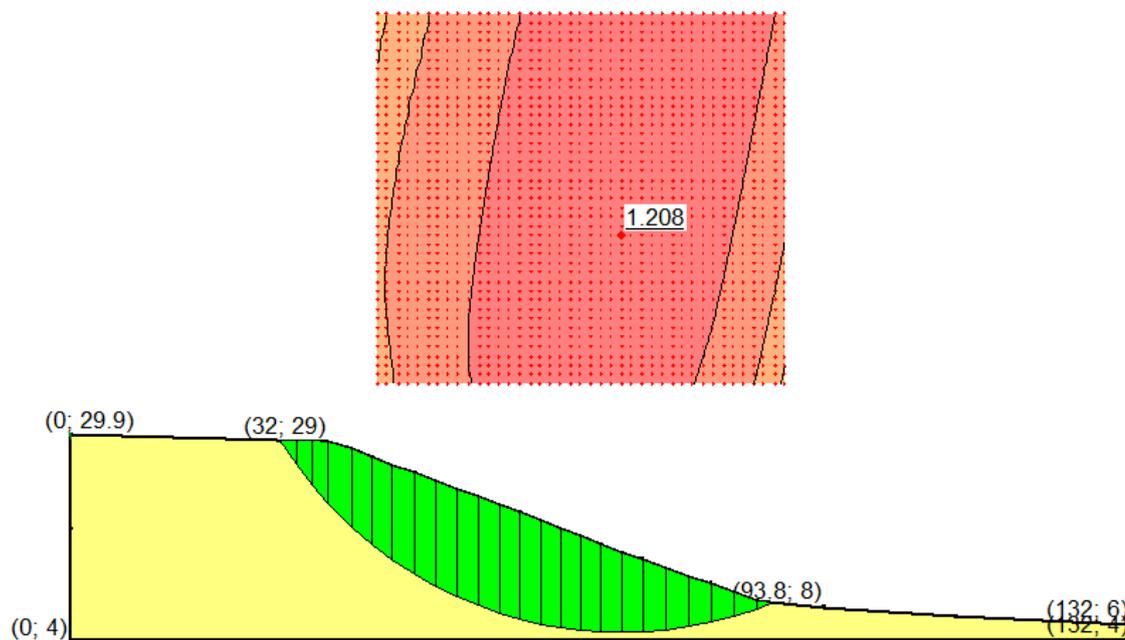
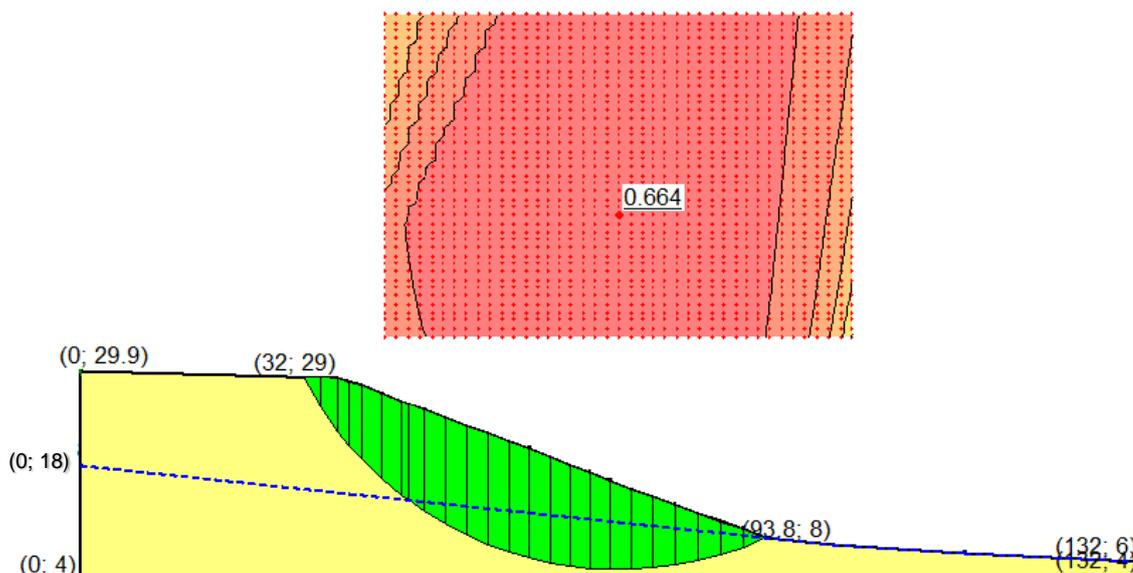


Figura 5 22 - Análise da estabilidade da encosta no cenário de inverno intenso com nível de água (C/ N.A), pelo método Ordinary.



Os fatores de segurança obtidos, para cada método de análise de estabilidade – Bishop, Spencer, Jambu e Ordinary, Morgenstern-Price, estão registradas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Fator de segurança para os diferentes métodos de cálculo de estabilidade de encostas com variação da umidade do solo.

MÉTODO DE ANÁLISE	FATOR DE SEGURANÇA	ESTAÇÕES
<b>JAMBU</b>	2.677	VERÃO (S/ N.A)
	2.325	VERÃO (C/ N.A)
	1.181	INVERNO INTENSO (S/ N.A)
	0.656	INVERNO INTENSO (C/ N.A)
<b>SPENCER</b>	2.830	VERÃO (S/ N.A)
	2.418	VERÃO (C/ N.A)
	1.284	INVERNO INTENSO (S/ N.A)
	0.676	INVERNO INTENSO (C/ N.A)
<b>BISHOP</b>	2.832	VERÃO (S/ N.A)
	2.419	VERÃO (C/ N.A)
	1.286	INVERNO INTENSO (S/ N.A)
	0.674	INVERNO INTENSO (C/ N.A)
<b>ORDINARY</b>	2.776	VERÃO (S/ N.A)
	2.390	VERÃO (C/ N.A)
	1.208	INVERNO INTENSO (S/ N.A)
	0.664	INVERNO INTENSO (C/ N.A)

<b>MORGENSTERN-PRICE</b>	2.830	VERÃO (S/ N.A)
	2.418	VERÃO (C/ N.A)
	1.284	INVERNO INTENSO (S/ N.A)
	0.676	INVERNO INTENSO (C/ N.A)

Analisando os fatores de segurança da Tabela 5.3, pode-se verificar que o método de análise de estabilidade de talude de Bishop apresenta os maiores valores de fator de segurança na maior parte das situações analisadas.

Esse método considera a hipótese de uma superfície potencial de ruptura circular e de uma massa deslizante dividida em fatias não apresentando forças de cisalhamento entre si; é o mais utilizado, pois calcula o fator de segurança para qualquer tipo de solo, e é bastante utilizado em comparação com outros métodos mais sofisticados. (LIMA, 2002).

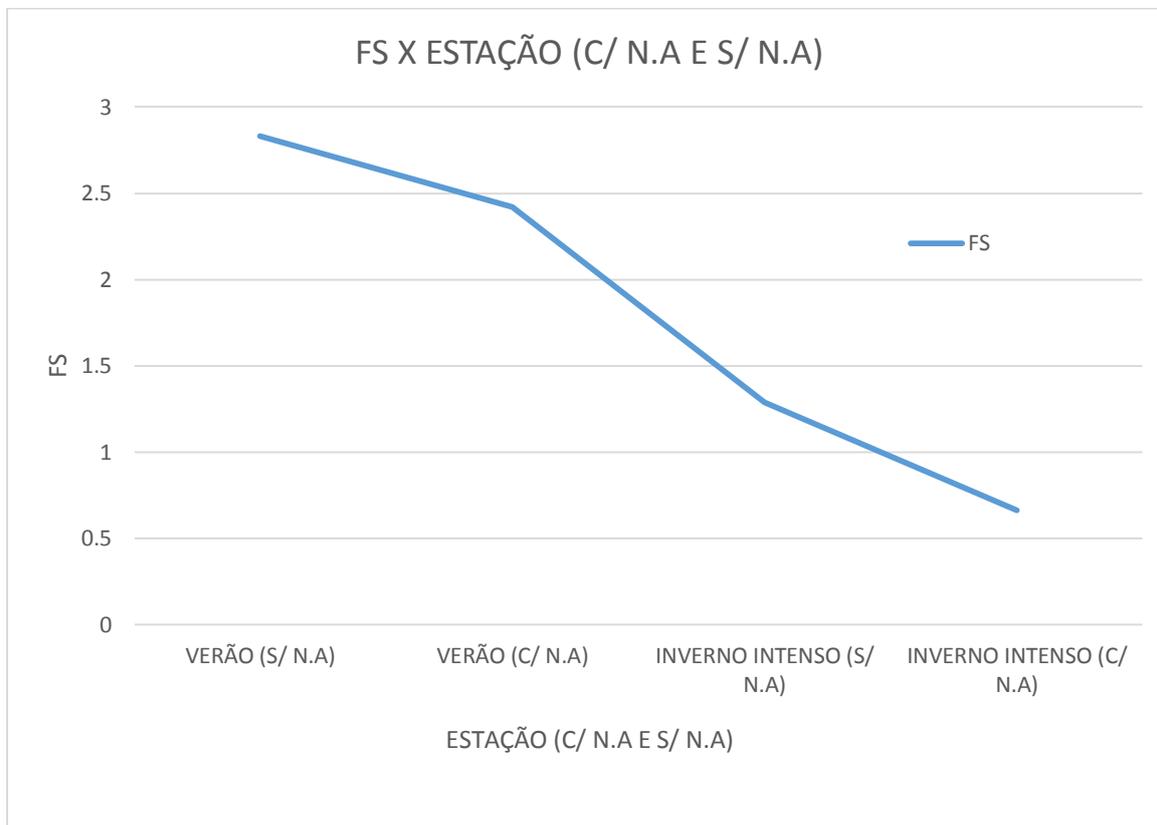
O método Jambu foi o que apresentou os menores valores de fatores de segurança, em relação aos outros métodos, até mesmo valores inferiores ao método rigoroso Morgenstern-Price.

O Método de Morgenstern & Price foi utilizado para esta análise, porque considera qualquer superfície potencial de ruptura e por ser um método rigoroso, ou seja, satisfaz todas as condições de equilíbrio, tanto as de forças quanto as de momento.

Através da análise dos valores de fatores de segurança obtidos (Tabela 5.3), pode-se concluir que em períodos de menor precipitação e sem nível de água (S/ N.A) o fator de segurança (FS) chega a um valor mínimo de 2.677, não ocorrendo nenhum perigo elevado de deslizamento ou de instabilidades. Com o aumento das precipitações, ou seja na estação de inverno intenso com nível de água (C/ N.A), (condição em que corpo de prova está inundado), o menor fator de segurança, em relação a esse cenário, decresce para 0.656, e a superfície de deslizamento torna-se mais próxima à superfície o que aumenta extremamente a probabilidade de ocorrer deslizamento, e o risco de instabilidade. Essa diminuição decorre principalmente devido a perda da resistência ao cisalhamento na parcela da coesão, e também, pelo aumento do peso específico do solo. Isso pode ser observado na Figura 5.23, em que mostra como o fator de segurança da encosta varia com a estação do ano e/ou nível de

água: o fator de segurança decresce no período inverno intenso e/ou com a presença do nível de água.

Figura 5.23 - Gráfico com os fatores de segurança calculados pelo método de BISHOP com variação de umidade do solo e nível de água.



Na Tabela 5.4 são mostrados os valores mínimos recomendados para os fatores de segurança (FS) das encostas de acordo com a ABNT NBR 11682/2009. Logo, observa-se que a superfície potencial de ruptura no período do inverno intenso com nível de água (C/ N.A), apresentou um fator de segurança muito abaixo em relação ao fator de segurança recomendado. Outra análise que podemos fazer é que o fator de segurança no período de verão não apresenta riscos de perdas humanas e econômicas.

Diante dos resultados obtidos uma das medidas para o melhoramento da estabilidade da encosta seria a aplicação de dispositivos de drenagem como canaletas superficiais e drenos sub-horizontais profundos, pois o aumento do nível de água diminui os fatores de segurança da encosta. É importante também, associar a essa medida a criação de uma proteção natural da encosta, através da vegetação, porque além de proteger a superfície da erosão, diminuirá a

penetração de águas pluviais no solo. Prevenindo com isso possíveis deslizamentos, e conseqüentemente prejuízos sociais, materiais e ambientais. Outra medida que pode ser implantada é o retaludamento, que consiste em adequar o perfil de uma encosta de maneira a se obter um perfil menos favorável a movimentos de massas.

Tabela 5.4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos (ABNT NBR 11682 /2009).

FS mín		Nível de Segurança contra danos a vidas humanas		
		Alto	Médio	Baixo
Nível de Segurança contra danos materiais e ambientais	Alto	1.5	1.5	1.4
	Médio	1.5	1.4	1.3
	Baixo	1.4	1.3	1.2

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo, destacam-se as principais conclusões desta dissertação, como também sugestões e recomendações para continuidade da pesquisa.

#### 6.1. Conclusões

O presente trabalho trará uma grande contribuição no que se refere ao desenvolvimento de estudos, pesquisas tecnológicas, para os professores e estudantes de graduação e pós-graduação, possibilitando a realização de aulas práticas, no Laboratório de Geotecnia (LG) da UFPE-CAA, devido a sua implementação.

Também podemos ressaltar que o estudo da estabilidade de encostas, por meio da análise de o Fator de Segurança, obtida através de diagnósticos numéricos, é de grande relevância, para prevenir, eliminar, grandes e graves acidentes que atingem significativa parte da população.

Os solos da Formação Barreiras da encosta analisada apresentaram de uma forma geral as seguintes características:

- As sondagem a percussão realizada nesta encosta mostrou que de uma forma geral o número de golpes é crescente com a profundidade e que apresentam valores inferiores a 10 golpes/30cm até cerca de 1m;
- De acordo com a classificação, segundo Jenkins citado por CAPUTO (1988), o solo da encosta em estudo é constituída por uma argila de plasticidade média;
- Os ensaios granulométricos realizados, com e sem o uso de defloculante, demonstraram que as partículas de argila tendem a apresentarem-se agregadas no seu estado natural e que os solos da Formação Barreiras classificam-se como argila arenosa;
- Os ensaios de cisalhamento direto na condição inundada e natural apresentam valores diferentes de coesão, ângulo de atrito. Os valores de ângulo de atrito encontrados na condição inundada e natural foram de 14° e 10°, respectivamente, já os valores de coesão foi de 25,57 na condição

natural, diminuindo consideravelmente para 5,0194 na condição inundada. Verificando-se que o solo, ao receber água, seja servida ou resultante de precipitações, resulta em uma diminuição significativa da coesão, afetando a estabilidade da encosta.

- No período de verão e sem nível de água, o fator de segurança obtido pelo método Jambu foi de 2,677; reduzindo para 0,656 no período de inverno intenso com nível de água. Essa diminuição do valor do fator de segurança nos diferentes cenários ocorreu devido à redução do parâmetro de resistência do solo, a coesão, com o acréscimo de umidade do solo, podendo ocorrer deslizamentos de terras, como foi demonstrado na análise da estabilidade desta encosta.

Podendo ser utilizados como subsídios técnicos para melhorar a estabilização da área de estudo e evitar perdas de vidas humanas, matérias e ambientais, a aplicação de drenagem superficial e profunda, associado à proteção superficial com vegetação ou realizar um retaludamento nessa encosta.

## **6.2 Sugestões para pesquisas futuras**

- Realizar estudos geotécnicos em outras seções da encosta, com a finalidade de abranger uma maior área, obtendo com maior precisão o comportamento da encosta quanto a estabilidade;
- Realizar outras análises geotécnicas similares em outras encostas da região metropolitana do Recife, podendo-se ampliar o banco de dados;
- Promover o funcionamento do equipamento edômetro, no laboratório de Geotecnia da UFPE-CAA, para a determinação dos parâmetros de compressibilidade.

## REFERÊNCIAS

A., LIMA; Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife. 2002. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2002.

ABGE, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. Geologia de engenharia. São Paulo: Editores Antonio Manoel dos Santos Oliveira, Sérgio Nertan Alves Brito, 1998.

ADRIANO, P.R.R. Análise Tridimensional de Estabilidade de Talude utilizando o Método de Equilíbrio Limite Aperfeiçoado. 2009. 157f. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Geotecnia e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiás, 2009.

ALHEIROS, M. M., (1998), “Riscos de Escorregamentos na Região Metropolitana de Recife”, Tese de Doutorado, UFBA.

AMARAL, C.; BARROS, W.G.; D’ORSI, R. e AMARAL, F.(1993). “SIG Alternativo Aplicado ao Gerenciamento de áreas de Risco Geológico no Rio de Janeiro”. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 7, 1993, Poços de Caldas. Anais , São Paulo, ABGE. Vol.2, pp.55-62.

APAC. <http://www.apac.pe.gov.br/>. Acesso em 29 de dez de 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaio de compactação e ensaio de caracterização. Rio de Janeiro. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2001.

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. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Análise granulométrica. Rio de Janeiro. 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2009) “NBR-11682 –Estabilidade de Encostas”. Rio de Janeiro, ABNT.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13602: Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - Ensaio de dispersão SCS - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1996.

AUGUSTO FILHO, O (1992). “Caracterização Geológico-Geotécnica Voltada à Estabilização de Encostas: uma Proposta Metodológica. In: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, 1, 1992, Rio de Janeiro. Anais Rio de Janeiro: ABMS/ABGE/PCRJ. Vol.2, pp.721-733.

AUGUSTO FILHO, O. (1994). “Cartas de Risco a Escorregamentos: uma Proposta Metodológica e sua Aplicação no Município de Ilha Bela, SP. São Paulo. 168p. Dissertação (Mestrado) – EPUSP.

BANDEIRA, A.P. (2003): “Mapa de risco de erosão e escorregamento das encostas com ocupações desordenadas no Município de Camaragibe – PE”, Tese de Mestrado, UFPE, Recife-PE.

BARROS, A.H.C.; ENCARNACAO, C.R.F.; REIS, A.C.S.; LACERDA, F.F.; SILVA NETO, J.R.; FERREIRA, N.S. (1994). "Climatologia das estações experimentais do IPA". LAMEPE, Recife, 136 p.

BASTOS. Classificação geotécnica dos solos. <<ftp://ftp.ifes.edu.br/cursos/Transportes/CelioDavilla/Solos/Literatura%20complementar/Apostila%20FURG%20Solos/06-%20CLASSIFICACAO.pdf>>. Acesso em 10 dez. de 2015.

BISHOP, A.W. (1955). "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes". Geotechnique, Vol.5, No.1, pp.7-17.

BRABB, E.E. (1991). "The World Landslide Problem. Episodes, Vol.14, pp.52-61.

CALLE, J. A. C. Análise de Ruptura de Taludes em Solo Não Saturado. 2000. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo, SP, 177p.

CAPUTO, H. P. (1987). "Mecânica dos Solos e suas Aplicações". 6° ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 219p.

CAPUTO, H.P. Mecânica dos solos e suas aplicações: fundamentos. 6.ed. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, 1988. 234p.

COSTA NUNES, A.J. (1966). Palestra: "Estabilidade de Taludes". In: Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos, 2, 1986, Belo Horizonte. Anais Belo Horizonte, Vol.1, pp.133-177.

CRUDEN D.M. & VARNES D. J. (1996) - Landslide types and processes. In: Turner A.K.; Shuster R.L. (eds) Landslides: Investigation and Mitigation. Transp Res Board, Spec Rep 247, pp 36–75.

DELL'AVANZI, E.; SAYÃO, A. S. F. J. Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. Artigo publicado no COBRAMSEG 1998 - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília.

FABRÍCIO, J. V.F. Análises probabilísticas da estabilidade de taludes e conctenções 2006. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FELLENIUS, W. (1927). “Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohasion”. Ernst, Berlin.

FERREIRA, S.R.M. (1995). “Colapso e Expansão de Solos Naturais não Saturados Devidos à Inundação”. Dissertação de doutorado, Rio de Janeiro. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

FIDEM (2010) “Perfil Municipal - Camaragibe”. <[http://www.portais.pe.gov.br/c/portal/layout?p\\_l\\_id=PUB.1557.57](http://www.portais.pe.gov.br/c/portal/layout?p_l_id=PUB.1557.57)>. Acessado em 05 dez. de 2015.

FUCALE, S. P. (2000). “Comportamento de Variação de Volume de solo à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco”. Dissertação de mestrado, Recife. Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências.

G1. Relembre os deslizamentos de terra mais letais no mundo desde 2010. Disponível em: <<http://g1.globo.com/mundo/noticia/2014/05/relembre-os-deslizamentos-de-terra-mais-letais-no-mundo-desde-2010.html>>. Acesso em 10 de dez. 2015.

GRIFFITHS, D. V.; FENTON, G. A. Probabilistic Slope Stability Analysis by Finite Elements. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 130 n° 5, p. 507-518, 2004.

GUDICINI, G. e NIEBLE, C.M. (1976). “Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. São Paulo: EDUSP/Edgard Blücher. 170p.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação. Editora Edgard Blücher. 2ª edição. São Paulo, 1984.

GUSMÃO FILHO, J. A.; ALHEIROS, M. M.; GUSMÃO, A.D.; MOURA, D. H. L.; GUSMÃO, A. D. (2006) “Plano Municipal de Redução de Riscos em Assentamentos Precários do Município de Camaragibe - PE ”. Gusmão Eng. Associados. Relatório Técnico Nº 3 – V. 1, Camaragibe - PE, 87p.

HEAD, K.H. (1994). “Manual of Soil Laboratory Testing”. New York, Vol. 2 John Wiley & Sons, 440p.

HIGHLAND, L.M., and BOBROWSKY, PETER, 2008, The landslide handbook – A guide to understanding landslides: Reston, Virginia, U.S. Geological Survey Circular 1325, 129p.

HUTCHINSON, J.N. (1968). “Mass Movement”. In: Encyclopedia of Geomorphology. New York: Ed. R.W. Fairbridge Reinhold Book Co.

IBGE. <<http://www.ibge.gov.br/home/>>. Acesso em 10 de dez. de 2015.

IPT (1987). “Ensaio Sísmicos no Rio Xingu nos Sítios Juruá, Kararaô e Rota de Navegação no Estado do Pará. São Paulo. 3v. (IPT – relatório, 25409).

IPT (1988). “Manual de Métodos para Interpretação de Ensaio de Aquífero”. São Paulo. (IPT – relatório, 25699).

IPT, Instituto de Pesquisa Tecnológica/Ministério das Cidades, <http://slideplayer.com.br/slide/3019057/>. Acessado em 15 de dezembro 2015.

JANBU, N. (1968). "Slope Stability Computations". Soil Mechanics and Foundation Engineering Report. Technical University of Norway, Trondheim.

KEGEL, W. (1957). "Contribuição ao Estudo da Bacia Costeira do Rio Grande do Norte. Dep. Nac. Prod. Mineral, Div. Geol. Min., Bol. 170: 52p.

KRYNINE, D.P. e JUDD, W.R. (1957). "Landslides and other Crustal Displacements. In: Principles of Engineering Geology and Geotechnics. Tóquio, McGraw-Hill. Pp. 636-671.

MABESONE, J.M. (1987). "Revisão Geológica da Faixa Sedimentar Costeira de Pernambuco, Paraíba e Ri Grande do Norte, e do seu Embasamento. Univ. Fed. Pernambuco, FINEP/PADCT, relat. Interno, 60p mimeografado.

MARCELINO, E. V. Desastres naturais e geotecnologias: conceitos básicos. Santa Maria: INPE, 2007. Disponível em: <<http://www.inep.br/crs/geodesastres/imagens/publicações/conceitosbasicos.pdf>>. Acesso em: 14 dez. 2015.

MENEZES, W.G. (1987). "A Pluviosidade e os Escorregamentos de Taludes na Zona Urbana do Recife". In: 5°. CBGE, São Paulo, ABGE. Anais, Vol.2, pp.347-358.

MORGENSTERN, N. R., PRICE, V. E., 1965, "The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces". Géotechnique, v.15, n 1.

OLIVEIRA, A.M.S. e BRITO, S.N.A. (1998). "Geologia de Engenharia". São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia.

PINTO, Wendell Dias; SABOYA JÚNIOR, Fernando; GATTS, Carlos Eduardo Novo. Avaliação do Potencial de Ruptura de Taludes: Uma Abordagem Fuzzy. Rio de Janeiro: Abms, 2001.

RN Elias, P Paraizo, ALGA Coutinho - 2007 - CMNE/CILAMCE 2007 Porto, 13 a 15 de Junho, 2007 APMTAC, Portugal 2007. SIMULAÇÃO DO ESCOAMENTO DE CORRENTES GRAVITACIONAIS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS ESTABILIZADOS BASEADOS EM ARESTAS. Disponível em: <nacad.ufrj.br>. Acesso em 16 de dez. 2015.

ROGÉRIO, P.R. Cálculo da estabilidade de taludes de terra pelo método de Bishop Simplificado, São Paulo: Edgar Blucher, 1997, 153 p.

SPENCER, E. (1967). "A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Parallet Interslice Forces". Geotechnique, Vol.17, No.1, pp.11 26.

STOCHALAK, J. (1974). "Classification of Slope Deposit from Engineering Geological Point of View". In: International Congress of Engineering Geology, 2, 1974, Sao Paulo. ANAIS: IAEG. Vol.2, p. V27.1V27.12. VARNES, D.J. (1978). "Slope Movement Types and Processes". In: Landslides Analysis and Control. Washington: National Academy of Sciences. pp. 11-33.

STRAUSS, Marcos. Análise de estabilidade de talude do aterro sanitário da zona norte de Porto Alegre. 1998. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

TERRA. Relembre deslizamentos que marcaram o País nos últimos anos. <<http://noticias.terra.com.br/brasil/relembre-deslizamentos-que-marcaram-o-pais-nos-ultimos-anos,5d4bcc00a90ea310VgnCLD200000bbcceb0aRCRD.html>>. Acesso em: 10 de dez. de 2015.

TERZAGUI, K. (1950). "Mecanismos de Escorregamentos de Terra". Trad. De Ernesto Pichler. São Paulo: Gremio Politécnico. 41p.

THOMAZ, José Eduardo S. Rotina de geração randômica de superfícies críticas na análise da estabilidade de taludes. PUC/RJ, Rio de Janeiro, 1984.

USACE. Engineering and Design –Slope Stabilit. Washigton, EUA, 2003, 205 p.

VARNES, D. J. Slope Movement Types and Processes. Landslides: Analysis and Control. Washington, 1978.

WP/WLI. (1994). “A Suggested Method for Describing the Activity of a Landslide”. Bulletin of the International Association of Engineering Geology.