

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

AMABELLI NUNES DOS SANTOS

**ESTUDOS GEOTÉCNICOS E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE DUAS
ENCOSTAS LOCALIZADAS NO IBURA NO MUNICÍPIO DE RECIFE - PE**

Recife

2018

Amabelli Nunes dos Santos

**Estudos geotécnicos e análise da estabilidade de duas encostas localizadas
no Ibura no município de Recife - PE**

Dissertação apresentada à Pós-graduação
em Engenharia Civil do Centro de
Tecnologia e Geociências da Universidade
Federal de Pernambuco como requisito
parcial para obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho

Recife

2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

- S237e Santos, Amabelli Nunes dos.
Estudos geotécnicos e análise da estabilidade de duas encostas localizadas no Ibura no município de Recife-PE / - 2018.
163 folhas, il., tab.
- Orientador: Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho.
- Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências, Apêndices e Anexos.
1. Engenharia Civil. 2. Caracterização geotécnica. 3. Análise de fluxo. 4. Análise da estabilidade. I. Coutinho, Roberto Quental (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019-065



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**ESTUDOS GEOTÉCNICOS E ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE DUAS
ENCOSTAS LOCALIZADAS NO IBURA NO MUNICÍPIO DE RECIFE – PE**

defendida por

Amabelli Nunes dos Santos

Considera a candidata APROVADA

Recife, 22 de outubro de 2018

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Quental Coutinho - UFPE
(Orientador)

Prof. Dr. Mauricio Ehrlich – UFRJ
(examinador externo)

Prof. Dr. Ricardo Nascimento Flores Severo – IFRN
(examinador externo)

À minha mãe e irmãs.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por embora não mereça, esteve comigo em todos os momentos, me guardando, auxiliando e tornando possível completar mais uma fase da vida.

A minha mãe, por tudo que fez e continua fazendo. Por todo o incentivo, apoio e carinho. Sempre mostrando que nada é impossível. Sendo meu exemplo de vida.

As minhas irmãs, Angélica e Larissa, por todos os conselhos dados, pelo incentivo, apoio, alegria, suporte e paciência durante todo tempo. Por saber que sempre estarão presentes em todas as etapas da minha vida.

A minha amiga Monalyssa por ter me aturado, me incentivado e por ter estado comigo durante todos os momentos. Agradeço pela ajuda e pelo suporte prestado durante o desenvolvimento desta dissertação. Não sei como teria conseguido sem ela. Agradeço especialmente por me fazer sentir bem mesmo quando tudo parecia desabar.

Ao professor Roberto Quental Coutinho, pela oportunidade de aprendizado e confiança prestadas durante o período de desenvolvimento desta dissertação. Além disso, agradeço por toda a orientação concedida.

Ao GEGEP, pelo financiamento desta pesquisa.

A todos os amigos do GEGEP, que estiveram presentes em diversos momentos, sempre propiciando suporte e boas risadas. Em especial, agradeço a Tahyara, Amanda, Danisete, Breno, Hugo, Rejane, Claudinha e Cristiane por todos os momentos compartilhados. As amizades feitas, em especial Carlos, Erica e Bruno.

Ainda agradeço muito a Betânia por tudo que tem feito por mim, por todos os conselhos, por me incentivar e pela contribuição prestada para esta dissertação.

A todos os funcionários de Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, em especial a Francisco, por todo o ensinamento, apoio e atenção durante a realização dos ensaios de laboratório desta pesquisa. A universidade Federal de Pernambuco.

A Andréa, Claudiana e Cleide da secretária da Pós-Graduação de Engenharia Civil da UFPE, pela atenção e suporte.

A todos, que embora não citados, contribuíram de alguma forma para o desenvolvimento desta dissertação.

RESUMO

Essa dissertação apresenta um estudo do comportamento geológico – geotécnico e análise de fluxo e estabilidade de duas importantes encostas do município de Recife, localizadas no bairro do Ibura. Objetivando a caracterização geotécnica, uma campanha abrangendo ensaios de campo e laboratório foi desenvolvida. O perfil geotécnico encontrado através do SPT foi predominante arenoso em ambas encostas. Em ambos, resultados coerentes com os disponíveis na literatura foram verificados. Nas análises granulométricas, verifica-se que ambas as encostas apresentam um percentual predominante da fração areia, estando na faixa de 60%. Com a relação a consistência, a Encosta 2 apresenta um comportamento levemente mais plástico devido a presença de um percentual de finos ligeiramente maior que o encontrado para a Encosta 1. Já os parâmetros obtidos para compressibilidade, resistência e os relacionados diretamente à sucção encontram-se muito próximos, sendo que no caso da Encosta 2, o intercepto de coesão é superior do obtido para a Encosta 1, fator este também relacionado a composição granulométrica dos solos. No entanto, a permeabilidade apresentou dispersão razoável nos valores de uma encosta para outra, sendo a permeabilidade da Encosta 1 é dez vezes menor que a da Encosta 2. As análises de fluxo e estabilidade foram desenvolvidas em três etapas, sob regime estacionário e transiente. Na primeira, sob regime estacionário, as magnitudes das sucções foram verificadas. Sob regime transiente, duas análises foram realizadas. A primeira, considerando as precipitações do período chuvoso (mês de abril/2018), ficou evidente a frente de umedecimento, tanto para sucção medida no período seco quanto para sucção estimada no período chuvoso. Para estas situações, o fator de segurança apresentou pouca redução nos primeiros três dias, recuperando seu valor com o tempo. A segunda análise sob regime transiente foi realizada, considerando a influência do rompimento de uma tubulação. Foi possível verificar a influência deste vazamento, em que o FS alcançou 1,365 para a Encosta 1 e valor de 0,901 para a Encosta 2, podendo justificar a ruptura ocorrida em 2009 nesta encosta. As análises de estabilidade ainda consideraram o comportamento não saturado sem fluxo, onde para a Encosta 1 o FS aumentou cerca de 55% e para a Encosta 2 de 25% quando considerada a sucção.

Palavras-chave: Caracterização geotécnica. Análise de fluxo. Análise da estabilidade.

ABSTRACT

This master's thesis presents a study of geological - geotechnical behavior and flow and stability analysis of two important slopes of Recife municipality, located in the Ibura neighborhood. Aiming the geotechnical characterization, field and laboratory tests were developed. The geotechnical profile found through the SPT was predominantly sandy on both slopes. In both, consistent results compared with those available in the literature were verified. In the particle size analysis, it is verified that both slopes present a predominant percentage of the sand fraction, being in the range of 60%. With respect to consistency, Slope 2 presents a slightly more plastic behavior due to the presence of a percentage of fines slightly higher than that found for Slope 1. The parameters obtained for compressibility, shear strength and those directly related to suction are very close, and in the case of Slope 2, the cohesion intercept is higher to that obtained for Slope 1, a factor that is also related to the granulometric composition of soils. However, the permeability showed a reasonable dispersion in the values among the slopes, the permeability of Slope 1 being ten times smaller than that of Slope 2. Flow and stability analysis were performed in three stages, under steady and transient conditions. In the first, under steady state, the suctions magnitudes of were verified. Under transient seepage, two analyzes were performed. The first, considering rainfall in the rainy season (April / 2018), showed the wetting behavior, both for suction measured in the dry season and for suction estimated in the rainy season. For these situations, the safety factor showed little reduction in the first three days, recovering its value over time. The second analysis under transient seepage was performed considering the influence of the rupture of a pipe. It was possible to verify the influence of this leakage, in which the FS reached 1.365 for the Slope 1 and 0.901 for the Slope 2, being able to justify the rupture occurred in 2009 on this slope. Yet, the stability analysis considered the non-saturated behavior without flow, where for Slope 1 the FS increased by 55% and for slope 2 of 25% when considering the suction.

Keywords: Geotechnical characterization. Flow analysis. Stability analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Talude natural e artificial (corte e aterro).....	24
Figura 2 – Quedas.....	29
Figura 3 – Tombamentos.....	30
Figura 4 – Deslizamentos translacionais.....	31
Figura 5 – Deslizamento planar ocorrido na encosta Espinhaço da Gata - PE.....	31
Figura 6 – Deslizamentos rotacionais.....	32
Figura 7 – Vista geral da ruptura ocorrida com indicação de algumas características do movimento de massa no município de Camaragibe – PE.....	33
Figura 8 – Deslizamento em cunha.....	34
Figura 9 – Modelo de ocorrência de expansões laterais.....	34
Figura 10 – Fluxos.....	35
Figura 11 – Mecanismos de erosão dos solos.....	36
Figura 12 – a) Esboço de uma seção de um talude e b) forças atuando em uma fatia.....	40
Figura 13 – Localização Ibura - Recife (PE).....	45
Figura 14 – Precipitações mensais registradas no período de 2014 a 2018 e média do período (pluviômetro alto bela vista - Ibura).....	47
Figura 15 – Mapa Morfoestrutural dos Municípios Recife, Camaragibe e Jaboatão dos Guararapes.....	48
Figura 16 – Geologia simplificada da RMR.....	49
Figura 17 – Distribuição da Formação Barreiras ao longo das margens continentais do Brasil, com suas respectivas altitudes.....	50
Figura 18 – a. Localização das encostas estudadas; b. detalhe encosta 2; c. detalhe encosta 1.....	51
Figura 19 – Mapa de Risco a deslizamento para Comunidade de Lagoa Encantada, bairro Ibura, município Recife – PE....	52
Figura 20 – Detalhe Encosta 1.....	52
Figura 21 – Detalhe encosta 2.....	53

Figura 22 – Cicatriz deslizamento planar Ibura.....	55
Figura 23 – Localização dos ensaios de campo e ponto da retirada de amostras (Encosta 1).....	58
Figura 24 – Localização dos ensaios de campo e ponto da retirada de amostras (Encosta 1).....	58
Figura 25 – Mapa da altitude das encostas.....	60
Figura 26 – Execução sondagem.....	61
Figura 27 – Amostras para determinação do perfil de umidade.....	62
Figura 28 – Moldagem do bloco (amostras indeformadas Encosta 1).....	63
Figura 29 – Moldagem do bloco (amostras indeformadas Encosta 2)...	63
Figura 30 – Preparação amostras.....	65
Figura 31 – Procedimento ensaios de caracterização (peneiramento e sedimentação).....	65
Figura 32 – Execução ensaio de permeabilidade Tri-Flex.....	67
Figura 33 – Procedimento ensaio edométrico: a. Moldagem; b. Preparação; c. equipamento.....	68
Figura 34 – Execução ensaio de cisalhamento direto.....	70
Figura 35 – Detalhes da montagem e execução do ensaio triaxial.....	72
Figura 36 – Preparação dos corpos de prova para determinação da curva característica.....	73
Figura 37 – Modelo da solução gráfica para obtenção dos parâmetros a, n e m.....	76
Figura 38 – Exemplo de consideração dos dados pluviométricos no SEEP/W.....	78
Figura 39 – Precipitação diária acumulada no período do mês de abril / 2018.....	79
Figura 40 – Descrição sondagem, NSPT e perfil de umidade (Encosta 1).....	83
Figura 41 – Perfil geotécnico a partir da sondagem e curvas de nível (Encosta 1).....	85
Figura 42 – Descrição sondagem, NSPT e perfil de umidade (Encosta 2).....	86

Figura 43 – Perfil geotécnico (Encosta 2).....	88
Figura 44 – Curvas granulométricas (com e sem defloculante). Prof.: 0,70 a 2,65 m- Encosta 1.....	89
Figura 45 – Curvas granulométricas (com e sem defloculante). Prof.: 0,65 a 2,65 m- Encosta 2.....	90
Figura 46 – Curvas granulométricas (com e sem defloculante). Prof.: 2,65 a 5,65 m- Encosta 2.....	92
Figura 47 – Laterização solos estudados.....	94
Figura 48 – Resultado Crumb Test: a. Encosta 2; b. Encosta 1.....	96
Figura 49 – Deformações volumétricas versus tensão vertical (ϵ_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) – Encosta 1.....	100
Figura 50 – Deformações volumétricas versus tensão vertical (ϵ_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) – Encosta 2.....	101
Figura 51 – Variação do potencial de colapso com a tensão vertical....	104
Figura 52 – Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaio cisalhamento direto (Encosta 1): a) natural; b) inundado.....	106
Figura 53 – Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaio cisalhamento direto (Encosta 2): a) natural; b) inundado.....	106
Figura 54 – Envoltórias de resistência da Encosta 1 (cisalhamento direto).....	109
Figura 55 – Envoltórias de resistência da Encosta 2 (cisalhamento direto).....	109
Figura 56 – Envoltórias de resistência da Encosta 1 – Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual).....	112
Figura 57 – Envoltórias de resistência da Encosta 2 – Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual).....	112

Figura 58 – Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaio Triaxiais CID: a) Encosta 1; b) Encosta 2.....	113
Figura 59 – Envoltórias de resistência da Encosta 1 - Ensaio triaxial...	115
Figura 60 – Envoltórias de resistência da Encosta 2 - Ensaio triaxial...	115
Figura 61 – Curvas características Encosta 1 (Umidade Gravimétrica vs. Sucção).....	116
Figura 62 – Curvas características Encosta 1 (Umidade Volumétrica vs. Sucção).....	116
Figura 63 – Curvas características Encosta 2 (Umidade Gravimétrica vs. Sucção).....	118
Figura 64 – Curvas características Encosta 2 (Umidade Volumétrica vs. Sucção).....	118
Figura 65 – Seção simplificada da Encosta 1, apresentando os materiais de cada camada, utilizado nas análises de fluxo e estabilidade.....	121
Figura 66 – Seção simplificada da Encosta 2, apresentando os materiais de cada camada, utilizado nas análises de fluxo e estabilidade.....	123
Figura 67 – Análise da estabilidade da Encosta 1 considerando apenas parâmetros inundados.....	125
Figura 68 – Análise da estabilidade da Encosta 1 considerando a influência da sucção.....	125
Figura 69 – Distribuição poropressões Encosta 1 - sem chuva (Sucção inicial 50 kPa).....	126
Figura 70 – Distribuição poropressões Encosta 1 - infiltração 30 dias abril/ 2018 e sucção=50kPa.....	127
Figura 71 – Distribuição poropressões Encosta 1 - infiltração 30 dias abril/ 2018 e sucção=25kPa.....	127
Figura 72 – Distribuição poropressões Encosta 1 - infiltração 30 dias (abril/ 2018) + vazamento.....	127
Figura 73 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo – Encosta 1.....	128

Figura 74 – Análise estabilidade da Encosta 2 considerando apenas parâmetros inundados.....	130
Figura 75 – Análise estabilidade da Encosta 2 considerando a influência da sucção (Ruptura global).....	131
Figura 76 – Análise estabilidade da Encosta 2 considerando a influência da sucção.....	132
Figura 77– Distribuição poropressões condição inicial Encosta 2 - sem chuva (Sucção inicial 100 kPa).....	133
Figura 78 – Distribuição poropressões Encosta 2 - infiltração 30 dias (abril/ 2018) e sucção = 100 kPa.....	134
Figura 79 – Distribuição poropressões Encosta 2 - infiltração 30 dias (abril/ 2018) e sucção = 50 kPa.....	134
Figura 80 – Distribuição poropressões Encosta 2 - infiltração precipitação mensal (abril / 2018) + vazamento.....	135
Figura 81 – Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo – Encosta 2.....	137
Figura 82 – taxa de infiltração pelo tempo.....	139

LISTA DE TABELAS

Tabela 2 –	Definição dos danos provocados por movimentos de massa em função da classe de velocidade.....	26
Tabela 3 –	Sistema de classificação de movimentos de massa proposto por Varnes (1978), adaptado por Hungr et al. (2014).....	28
Tabela 4 –	Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.....	39
Tabela 5 –	Síntese das características dos principais métodos de cálculo baseados no equilíbrio limite.....	40
Tabela 6 –	Precipitações mensais e anuais (período de 2014 a 2018).....	47
Tabela 7 –	Investigação de campo.....	58
Tabela 8 –	Ensaio realizados em laboratório.....	59
Tabela 9 –	Caracterização de solos da Formação Barreiras (fácies canal fluvial) Pernambuco.....	95
Tabela 10 –	Resultados dos ensaios de permeabilidade Tri - Flex.....	97
Tabela 11 –	Condições iniciais e finais dos corpos de prova utilizados nos ensaios.....	99
Tabela 12 –	Resumo dos resultados dos ensaios EDI e EDN para a Encosta 1.....	100
Tabela 13 –	Resumo dos resultados dos ensaios EDI e EDN para a Encosta 2.....	101
Tabela 14 –	Critério de Classificação de REGINATTO e FERRERO (1973).....	103
Tabela 15 –	Valores dos Potenciais de Colapso dos Ensaios Edométricos Duplos.....	103
Tabela 16 –	Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.....	105
Tabela 17 –	Condições dos corpos de prova na ruptura e parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	108
Tabela 18 –	Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras em Pernambuco (fácies canal fluvial) - Ensaio cisalhamento direto.....	110

Tabela 19 –	Condições dos corpos de prova na condição residual.....	111
Tabela 20 –	Síntese resultados.....	120
Tabela 21 –	Síntese resultados (cont.).....	120
Tabela 22 –	Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de fluxo e estabilidade da Encosta 1 (parâmetros inundados).....	122
Tabela 23 –	Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de fluxo e estabilidade da Encosta 2.....	123
Tabela 24 –	Valores intercepto de coesão e sucção média.....	125

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS E IMPORTÂNCIA DO TEMA.....	19
1.2	OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO.....	21
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	21
2	MOVIMENTOS DE MASSA E ESTABILIDADE DE TALUDES....	23
2.1	CONCEITOS INICIAIS – TIPOS DE TALUDES E MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA.....	23
2.2	CLASSIFICAÇÃO PROPOSTA POR HUNGR ET AL. (2014).....	27
2.2.1	Quedas.....	29
2.2.2	Tombamentos.....	30
2.2.3	Deslizamentos.....	30
2.2.3.1	Deslizamentos planares.....	31
2.2.3.2	Deslizamentos rotacionais.....	32
2.2.3.3	Deslizamentos em cunha.....	32
2.2.4	Expansões laterais.....	34
2.2.5	Fluxos.....	35
2.3	MOVIMENTOS DE TRANSPORTE DE MASSA.....	36
2.4	ESTABILIDADE DE TALUDES.....	37
2.4.1	Métodos de análise de estabilidade.....	40
2.5	Influência da sucção na estabilidade de taludes.....	42
2.6	SÍNTESE DO CAPÍTULO MOVIMENTOS DE MASSA E ESTABILIDADE DE TALUDES.....	44
3	CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO.....	45
3.1	ASPECTOS GERAIS DO MUNICÍPIO DE RECIFE – BAIRRO IBURA.....	45
3.1.1	Aspectos climáticos.....	46
3.1.2	Geomorfologia e Geologia da região.....	48
3.2	CARACTERIZAÇÃO LOCAL DAS ÁREAS DE ESTUDO.....	51
3.2.1	Localização das encostas.....	51
3.2.2	Histórico deslizamentos Ibura.....	54
3.3	SÍNTESE CAPITULO CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO.....	56

4	METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO E DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS.....	57
4.1	CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA.....	57
4.2	INVESTIGAÇÕES DE CAMPO.....	59
4.2.1	Investigação de superfície – Levantamento topográfico.....	59
4.2.2	Investigação de subsuperfície – Sondagens à Percussão (Standard Penetration Test - SPT).....	60
4.2.3	Amostragem.....	62
4.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	64
4.3.1	Ensaio de caracterização.....	64
4.3.2	Ensaio de Dispersão Rápida (Crumb Test).....	66
4.3.3	Permeabilidade (TRI-FLEX).....	66
4.3.4	Ensaio edométrico.....	68
4.3.5	Ensaio de cisalhamento direto.....	69
4.3.6	Ensaio triaxial.....	71
4.3.7	Curva característica.....	72
4.4	ANÁLISE DE FLUXO E ESTABILIDADE.....	75
4.5	SÍNTESE DO CAPÍTULO DA METODOLOGIA APLICADA EM TODAS AS ETAPAS.....	80
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA.....	82
5.1	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO.....	82
5.1.1	Sondagem de simples reconhecimento com determinação do NSPT – Encosta 1.....	82
5.1.2	Sondagem de simples reconhecimento com determinação do NSPT – Encosta 2.....	85
5.2	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO.....	89
5.2.1	Análise granulométrica e índices de consistência (Encosta 1).....	89
5.2.2	Análise granulométrica e índices de consistência (Encosta 2).....	90

5.2.3	Comparação dos resultados obtidos para a Encosta 1 e Encosta 2 com outros encontrados na literatura para o estado de Pernambuco.....	93
5.2.4	Influência processos pedogenéticos nas encostas estudadas.....	94
5.2.5	Ensaio de Dispersão Rápida (Crumb Test).....	96
5.2.6	Permeabilidade (TRI - FLEX) - Encostas 1 e 2.....	97
5.2.7	Ensaio edométrico duplo.....	98
5.2.7.1	Avaliação da colapsibilidade dos solos através dos ensaios edométricos duplos.....	102
5.2.8	Ensaio cisalhamento direto.....	105
5.2.9	Ensaio cisalhamento direto com reversões múltiplas.....	111
5.2.10	Ensaio Triaxial.....	113
5.2.11	Curva característica.....	115
5.2.12	Síntese dos resultados encontrados nos ensaios de campo e laboratório.....	119
6	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE.....	121
6.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES.....	121
6.2	ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE ENCOSTA 1 – GEOSTUDIO SOFTWARE.....	124
6.3	ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE ENCOSTA 2 – GEOSTUDIO SOFTWARE.....	130
6.4	COMPARAÇÃO RESULTADOS GERADOS ENCOSTA 1 E ENCOSTA 2.....	137
6.5	SÍNTESE ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE.....	139
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS REFERÊNCIAS.....	140 144
	APÊNDICE A – CURVAS DE NÍVEL ENCOSTAS 1 E 2.....	160
	APÊNDICE B – SÍNTESE DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA, RESISTÊNCIA, COMPRESSIBILIDADE,	

PERMEABILIDADE E ENSAIOS NÃO SATURADOS ENCOSTA 1 E ENCOSTA 2.....	161
ANEXO A – RELATÓRIO SONDAAGEM ENCOSTA 1.....	162
ANEXO B – RELATÓRIO SONDAAGEM ENCOSTA 2.....	164

1 INTRODUÇÃO

Esta seção visa a apresentação da dissertação, abordando os objetivos gerais e específicos, bem como a importância do tema e a estruturação da mesma.

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS E IMPORTÂNCIA DO TEMA

A estabilidade de taludes possui grande importância para engenheiros civis, geotécnicos e de mineração em todo o mundo. Sabe-se que a instabilidade destes, é um dos maiores problemas na engenharia geotécnica, onde desastres que envolvam perdas humanas e econômicas possam ocorrer. Tais problemas ocorrem ao redor do mundo sob todas as condições climáticas e tipos de solo ou rocha, custam bilhões de perdas econômicas e são responsáveis por milhares de mortes a cada ano.

Um estudo realizado pela USGS (2014) mostrou que as rupturas de taludes são responsáveis por em média 25 a 50 mortes e mais de 1 bilhão de dólares em danos nos Estados Unidos a cada ano. No Brasil, um levantamento realizado pelo IPT (Macedo e Martins, 2015) apresentou a ocorrência de 3396 fatalidades catalogadas em 243 municípios entre 1988 e 2015.

No Brasil apesar de existir a Base Territorial Estatística de Áreas de Risco (BATER), muitas vezes o controle de deslizamento e as perdas por este causadas não é realizado de forma efetiva, estima-se enormes perdas monetárias e humanas pelos dados presentes na literatura, em sua maioria oriunda de estudos acadêmicos que, apesar de pouco explorados e valorizados pelos gestores do país, procuram colaborar com o entendimento de eventos e proporcionar um subsídio para eventuais fenômenos, afim de evitar ao máximo a ocorrência de movimentos de massa que possam gerar danos a sociedade. Como exemplo de tais perdas, citam-se os eventos que ocorreram na região serrana do Rio de Janeiro em 2011 que causaram mais de 900 mortes, afetaram mais de 300 mil pessoas e, segundo estimativas do Banco Mundial (2012), acarretaram custos totais da ordem de R\$ 4.78 bilhões. Um estudo realizado pelo IBGE em parceria com o Centro Nacional de Monitoramento e Alerta de Desastres Naturais (CEMADEN) em 2010, mostrou que mais de 8 milhões de pessoas viviam em áreas com risco potencial de enchentes e deslizamentos de terra em 872 municípios do país.

Voltando o olhar para o município objeto desta pesquisa, verifica-se Recife - Pernambuco apresenta inúmeros casos de deslizamentos ao longo dos anos, com

histórico de 189 fatalidades no período de 1988 a 2015, mostradas pelo levantamento realizado pelo IPT. Segundo Coutinho e Bandeira (2012), o crescimento urbano desordenado, em conjunto com ações antrópicas em ocupações precárias, associadas a precipitações intensas, aceleram a ocorrência dos processos de instabilização das encostas, agravando as situações de risco nestas áreas.

Apesar de ser uma questão primordial, a predição da estabilidade de taludes ainda representa um imenso desafio na engenharia geotécnica, tendo ainda papel fundamental no projeto de aterros, barragens, estradas e outras estruturas. Muitos renomados pesquisadores têm voltado o foco para a análise da estabilidade de taludes como Taylor (1937), Morgenstern (1963), Fredlund and Krahn (1977), Coutinho et al. (2006), Stark e Hussain (2010), Duncan (2014) e Stark et al. (2017).

Para que as análises de estabilidade sejam desenvolvidas, são necessários conhecimentos geológicos - geotécnicos acerca das áreas estudadas. Isto é por muitas vezes um grande empecilho, pois tal conhecimento requer um considerável investimento monetário e de tempo. No Brasil, em geral, tais estudos são realizados no meio acadêmico, em trabalhos de conclusão de curso, dissertações de mestrado ou teses de doutorado.

Com isso enfatiza-se a importância do estudo da estabilidade de taludes e, por consequência, o conhecimento do comportamento geotécnico de tais locais. No Brasil alguns poucos grupos de estudo voltados para esta temática procuram compreender e promover um suporte científico para estes fenômenos. Dentre eles, o Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas e Planícies da UFPE (GEGEP) tem sido um grande aliado nos estudos relacionados à movimentos gravitacionais e de transporte de massa no estado de Pernambuco, provendo uma grande contribuição ao meio acadêmico, a engenharia geotécnica e a sociedade, principalmente aquelas localizadas em áreas de risco.

Essa dissertação está dentro dessa linha de pesquisa, apresentando um estudo do comportamento geológico – geotécnico e análise da estabilidade de duas importantes encostas do município de Recife. Desta forma, espera-se que este estudo seja capaz de colaborar com a sociedade, promovendo a integração entre o meio científico e social, apresentando o cenário em que tais encostas se encontram, contribuindo com a Prefeitura do Recife e a Defesa Civil no controle e observação destas áreas, que apresentam alto risco ao deslizamento. Ainda acredita-se que este trabalho será capaz de contribuir com o meio científico através dos estudos de campo,

laboratório e modelagem computacional desenvolvidos, fornecendo dados que possam ser utilizados como base para futuros estudos e análises na região ou em locais cujo solo apresentam características semelhantes as aqui apresentadas, servindo ainda de subsídio para o entendimento da formação geológica cuja encostas foram classificadas.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

Diante do acima exposto, esta dissertação tem como objetivo geral analisar o comportamento geológico - geotécnico e a estabilidade de duas encostas situadas no Ibura, Região Político Administrativo 06, localizada na Cidade do Recife – PE. Para que tal objetivo fosse alcançado foram realizadas: Campanha de investigação geotécnica de campo e laboratório; e modelagens computacionais. A partir do objetivo geral, destacam-se os objetivos específicos deste trabalho:

- Apresentar uma revisão bibliográfica atualizada acerca de movimento de massa;
- Realizar levantamento de casos de movimentos de massa que ocorreram na região da área de estudo no período de 2009 a 2018;
- Determinar o comportamento geológico - geotécnico da encosta através de investigações em campo e laboratório;
- Fornecer dados que contribuam para o entendimento da fácies Canal Fluvial pertencente à Formação Barreiras;
- Analisar as condições de fluxo sob regime transiente, verificando a distribuição das poropressões negativas;
- Analisar as condições de fluxo sob regime transiente, verificando a influência das precipitações sobre as encostas;
- Avaliar a influência da sucção na estabilidade das encostas em solos não saturados no cenário da pesquisa.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é composta por Sete Capítulos, sendo este o primeiro deles. O Segundo Capítulo apresenta uma síntese acerca dos principais tipos de movimentos de massa, mostrando uma classificação atualizada e mais voltada para a prática da engenharia geotécnica, resumizando informações importantes acerca da

estabilidade de taludes, com intuito de proporcionar uma fundamentação teórica para este trabalho.

No Capítulo 3, a área de estudo é caracterizada, mostrando aspectos climáticos, geomorfológicos e geológicos da região, bem como apresentando a localização das encostas estudadas e um breve histórico acerca dos deslizamentos já ocorridos no entorno das encostas estudadas.

Já o Capítulo 4 objetiva a apresentação da metodologia adotada nos ensaios de campo, que compreendem as investigações de superfície e subsuperfície, as amostragens e os ensaios de condutividade hidráulica realizados. Ainda no Capítulo 4, são mostradas as metodologias tomadas como base para a efetivação dos ensaios de laboratório abrangendo os ensaios de caracterização física, dispersão rápida (Crumb Test), permeabilidade Tri-Flex, ensaio edométrico, ensaio de cisalhamento direto, ensaio de cisalhamento triaxial e ensaio para determinação da curva característica. Neste Capítulo também será abordada a metodologia utilizada para realização das análises de estabilidade das encostas estudadas, apresentando os *softwares* utilizados e características adotadas nestas análises.

Os Capítulos 5 e 6 são voltados para a apresentação dos resultados. No Capítulo 5 serão mostrados os resultados obtidos na campanha de investigação de campo e laboratório, comparando os valores obtidos nesta pesquisa com os valores disponíveis na literatura que tratam da mesma formação geológica, especificamente da fácies de canal fluvial pertencente a Formação Barreiras. Já o Capítulo 6 apresenta os resultados obtidos nas análises de fluxo e estabilidade. Tanto no Capítulo 5 quanto no Capítulo 6, todos os resultados são discutidos e analisados.

Por fim, o Capítulo 7 apresenta as conclusões obtidas neste estudo e algumas sugestões para trabalhos futuros. Seguido deste Capítulo, encontram-se as referências bibliográficas, tomadas como base para o desenvolvimento desta dissertação, os anexos e apêndices.

2 MOVIMENTOS DE MASSA E ESTABILIDADE DE TALUDES

O objetivo deste capítulo é sumarizar os principais aspectos envolvendo os movimentos de massa, apresentando uma classificação atualizada dos tipos de movimentos gravitacionais de massa proposta por Hungr et al. (2014), que trata deste assunto com um olhar mais voltado para a prática da engenharia geotécnica. Uma breve descrição acerca dos movimentos de transporte de massa ainda será realizada, uma vez que estes também são importantes processos atuantes na região de estudo.

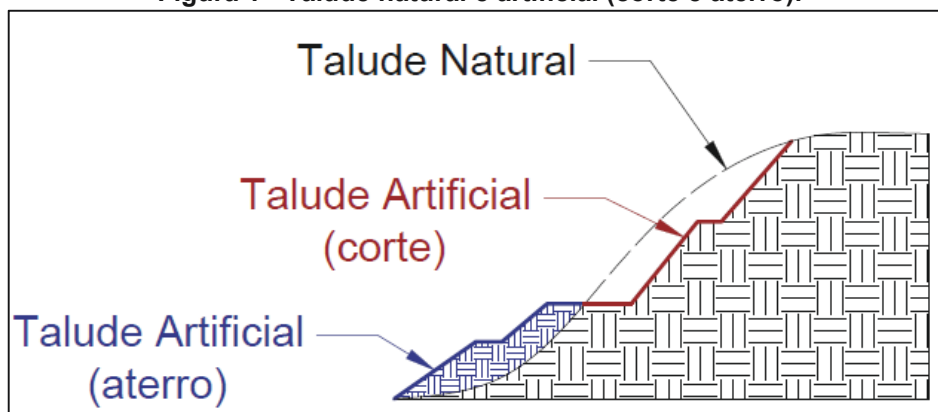
Conforme Duncan (2014), a estabilidade de taludes é um aspecto importante, interessante e desafiador na engenharia civil e que provê grandes avanços no entendimento do complexo comportamento de solos. Com isso em mente, ainda neste capítulo serão apresentados conceitos básicos acerca da análise da estabilidade de taludes e os métodos de cálculo normalmente utilizados.

Por fim, neste capítulo será abordado o comportamento de solos não saturados na estabilidade de taludes, mostrando a influência da sucção nas análises de estabilidade.

2.1 CONCEITOS INICIAIS – TIPOS DE TALUDES E MOVIMENTOS GRAVITACIONAIS DE MASSA

Define-se talude como sendo uma superfície exposta que forma um ângulo com o plano horizontal, classificados como naturais ou artificiais (corte e/ou aterro) e podendo romper de várias formas (Das, 2011). Diferente de taludes artificiais, taludes naturais são aqueles que alcançaram a sua geomorfologia através de processos de caráter particularmente natural, como por exemplo erosão, que modificaram sua superfície (Bromhead, 1992). A Figura 1 apresenta perfil esquemático mostrando a diferença entre taludes naturais e artificiais.

Figura 1 - Talude natural e artificial (corte e aterro).



Fonte: Adaptado de Bromhead (1992)

Além do conhecimento da representação física de talude, é importante o entendimento de algumas terminologias voltadas para a temática dos movimentos de massa, encontradas na literatura internacional, por vezes erroneamente traduzidas. Devido à importância, cita-se o termo *Landslide* que representa um termo genérico, o qual inclui diferentes tipos de eventos, sendo definido não pelo sentido literal da palavra (“deslizamento de terra”) mas conforme sugerido por Cruden (1991) como um movimento de massa (terroso, rochoso ou de detritos) encosta abaixo. Existem diversas definições para o termo *Landslide*, como pode ser constatado na síntese realizada por Cruden (2003).

O estudo da ocorrência de movimentos de massa acontece de forma isolada, limitando as interpretações aos fatores locais. Porém, garantir que a comunicação adequada entre diferentes grupos de pesquisas, em diferentes partes do mundo, independentemente do idioma, promove a transmissão de experiências e uma maior compreensão dos fatores que envolvem esses fenômenos. Com isso em mente, a *International Union of Geological Sciences (IUGS) Working Group on Landslides* desenvolveu um glossário multilíngue de movimentos de massa (WP/WLI 1993b). Nele, são encontradas as características físicas do movimento, descrevendo a geometria e dimensões de um deslizamento.

Apesar disso, devido à grande variedade dos mecanismos e fatores envolvidos, uma classificação para os movimentos de massa unívoca é extremamente difícil de ser alcançada. De acordo com Pitasi (2016), os principais critérios utilizados mundialmente para classificar um movimento de massa são:

- Material, tipo e/ou mecanismos;
- Percentagem da fração sólida e teor de água presente;
- Velocidade do movimento;

- Inclinação do talude;
- Mecanismos da fase de propagação (atividade);
- Existência de um caminho preferencial ou canal pré-existente.

Baseados nesses critérios, muitos autores procuraram apresentar classificações para os movimentos. Como será tratado posteriormente, a classificação mais difundida mundialmente e considerada como a classificação oficial pela *International Association of Engineering Geology* (IAEG) é a proposta de Varnes (1978), que refere-se ao tipo de movimento e os materiais envolvidos (rocha, detritos e solo). Apesar dessa classificação ser a mais conhecida, o presente trabalho abordará uma classificação mais recente proposta por Hungr et al. (2014), que apresenta na verdade uma atualização da classificação de Varnes (1978), trazendo uma abordagem mais prática dos termos e definições mostrados.

Ainda, é importante apresentar uma classificação baseada na velocidade dos movimentos de massa, proposta pela *International Geotechnical Society's UNESCO Working Party on World Landslide Inventory* (WP/WLI) (1994) e por Cruden e Varnes (1996). A Tabela 1 apresenta este sistema de classificação dos movimentos de massa, baseados na velocidade em que ocorrem. Nela é possível observar que os movimentos variam de extremamente lenta à extremamente rápida, propondo qual resposta é possível de ser efetivada durante o movimento.

Tabela 1 - Velocidade dos movimentos de massa

Classes de velocidade	Descrição	Velocidade (mm/s)	Velocidade típica	Resposta
7	Extremamente rápida	5×10^3	5 m/s	Nenhuma
6	Muito rápida	5×10^1	3m/min	Nenhuma
5	Rápida	5×10^{-1}	1,8m/h	Evacuação
4	Moderada	5×10^{-3}	13m/mês	Evacuação
3	Lenta	5×10^{-5}	1,6m/ano	Manutenção
2	Muito lenta	5×10^{-7}	16 mm/ano	Manutenção
1	Extremamente lenta			Nenhuma

Fonte: WP/WLI (1994).

A velocidade em que os movimentos de massa ocorrem apresenta grande relevância no estudo do tema, tendo em vista que a mesma dita as proporções dos prováveis danos. Cita-se como exemplo, o fluxo de detritos ou avalanche de rochas que devido a sua alta velocidade estão entre os mais perigosos eventos de movimento de massa (Ferri, 2016). Tendo em vista a importância deste fator, Cruden e Varnes (1996) propuseram definições dos prováveis danos de acordo com as classes de velocidade propostas pela WP/WLI (1994), conforme apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 - Definição dos danos provocados por movimentos de massa em função da classe de velocidade.

Classe de Velocidade	Prováveis Danos
7	Catástrofe de grandes proporções; edificações destruídas pelo impacto do material movimentado; muitas mortes; fuga improvável.
6	Perda de algumas vidas; velocidade muito grande para permitir a fuga de todas as pessoas.
5	Evacuação possível; estruturas, bens materiais e equipamentos destruídos.
4	Estruturas pouco sensíveis podem permanecer temporariamente intactas.
3	Durante o movimento, podem-se realizar obras de remediação; estruturas podem ser mantidas (com manutenção constante) se o movimento total não for muito grande durante uma determinada fase de aceleração deste movimento.
2	Algumas estruturas permanentes não são danificadas pelo movimento.
1	Imperceptível sem a utilização de instrumentos; construções são possíveis com precauções.

Fonte: Cruden e Varnes (1996).

Além das classificações citadas, há aquelas que abordam outros critérios tão importantes quanto o tipo de movimento, tipo de material envolvido e velocidade. Dentre elas, destacam-se proposta de Augusto Filho (1992) que considera as características geométricas do movimento e a proposta de Cruden e Varnes (1996) que analisa a atividade do movimento e a umidade que o material envolvido apresenta durante o movimento.

Contudo, conforme já citado esta dissertação irá apresentar uma classificação atualizada dos movimentos de massa, proposta por Hungr et al. (2014). Esta classificação chama atenção pela aplicação prática dos termos empregados e das definições propostas. Além disso, a próxima seção abordará, de forma sucinta, os principais tipos de movimento de massa, definindo-os e ilustrando-os. Ainda, devido à importância destes fenômenos no estado de Pernambuco, os deslizamentos planares e rotacionais serão apresentados de forma mais detalhada, citando exemplos de ocorrências importantes dos mesmos no estado.

2.2 CLASSIFICAÇÃO PROPOSTA POR HUNGR ET AL. (2014)

O principal objetivo das classificações dos movimentos de massa é a unificação da linguagem técnica dos conceitos mais relevantes para entendimento do tema. A classificação proposta por Varnes em 1954, posteriormente atualizada em 1978 e 1996 (Cruden e Varnes), é indiscutivelmente o sistema mais amplamente utilizado para descrição dos movimentos de massa em todo o mundo. Esta descrição foi percorrida em diversos trabalhos na literatura brasileira e internacional, destacam-se os trabalhos de Varnes (1978), Guidicini e Nieble (1984), Cruden e Varnes (1996), Cruden e Couture (2011), Ferri (2016) e Pitasi (2016). No entanto, a presente dissertação irá abordar a classificação proposta por Hungr, Lerouiel e Picarelli, publicada em 2014 que traz uma atualização da proposta de Varnes (1978), com uma abordagem mais voltada à prática da engenharia geotécnica. Nessa classificação são descritos os tipos de movimentos, os tipos de materiais e a atividade do movimento.

A atualização proposta foi motivada pela necessidade de uma classificação compatível com terminologia geológica e com classificações geotécnicas baseadas em propriedades mecânicas. A nova classificação apresenta 32 tipos de movimentos de massa, cada um deles possui uma definição formal e exemplos de ocorrência. O sistema de classificação modificado e sumarizado por Hungr et al. (2014) está apresentado em forma matricial na Tabela 3. Nela, as colunas representam o tipo de material e as linhas o tipo de movimento, totalizando nomes ou palavras-chave para 32 tipos de movimentos de massa. Os principais destes serão descritos a seguir. Para definição de cada um dos tipos de movimentos presentes na Tabela 3 consultar Hungr et al. (2014).

Tabela 3 - Sistema de classificação de movimentos de massa proposto por Varnes (1978), adaptado por Hungr et al. (2014).

Tipo de Movimento	Rocha	Solo
Queda	1. Queda de rocha / gelo	2. Queda de pedregulhos / detritos / silte
Tombamento	3. Tombamento de bloco de rocha	5. Tombamento de cascalho / areia / silte
	4. Tombamento flexural de rocha	
	6. Deslizamento rotacional de rocha	
Deslizamento	7. Deslizamento planar de rocha	11. Deslizamento rotacional de argila / silte
	8. Deslizamento em cunha de rocha	12. Deslizamento planar de argila / silte
	9. Deslizamento composto de rocha	13. Deslizamento de cascalho / areia / detritos
	10. Deslizamento irregular de rocha	14. Deslizamento composto de argila / silte
Expansões laterais	15. Expansões em taludes rochosos	16. Liquefação de areia / silte
		17. Expansões laterais de argilas sensíveis
		19. Fluxo de areia / silte/ detritos secos
		20. Fluxo de areia / silte / detritos
		21. Fluxo de argilas sensíveis
Fluxo	18. Avalanche de rocha / gelo	22. Fluxo de detritos
		23. Fluxo de lama
		24. Inundação de detritos
		25. Avalanche de detritos
		26. Fluxo de terra
		27. Fluxo de turfa
		30. Deformação de talude de solo
Deformação no talude	28. Deformação de talude montanhoso	31. <i>Creep</i> (rastejo) de solo
	29. Deformação de talude rochoso	32. Solifluxão

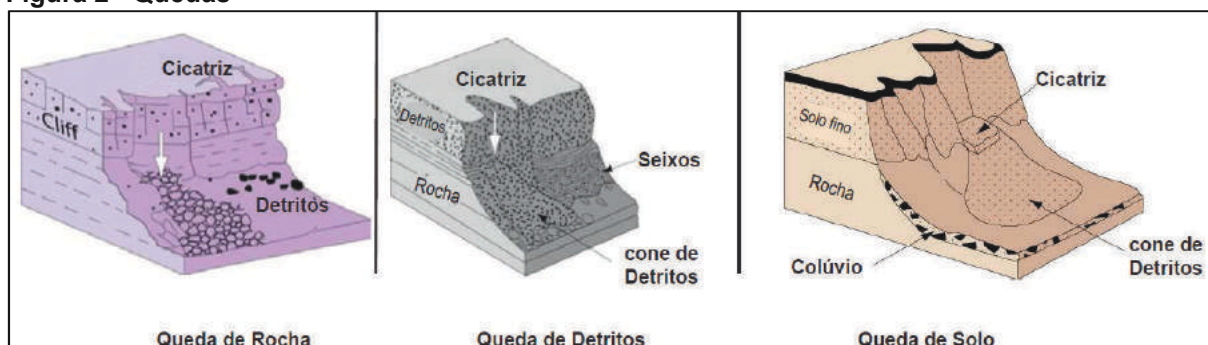
Fonte: Hungr et al. (2014).

2.2.1 Quedas

Hungr et al. (2014) define este movimento como um processo de desprendimento, queda, rolamento e salto de rocha, gelo, fragmentos de rocha ou de solo. Tal movimento pode ocorrer em blocos isolados ou aglomerados, com pouca interação entre os fragmentos desprendidos, que em geral, tendem a interagir com o substrato a medida em que o movimento ocorre.

O movimento de queda inicia-se pelo desprendimento de solo ou rocha de um talude íngreme ao longo de uma superfície no qual ocorre um pequeno ou nenhum deslocamento cisalhante. Então, o material desloca-se para baixo, principalmente sob efeito das forças gravitacionais, caindo, saltando ou rolando em um movimento classificado como muito rápido à extremamente rápido. A zona de deposição é constituída por acúmulo de material, de vários tamanhos, no pé do talude. Porém, blocos de maiores dimensões podem percorrer distâncias consideráveis (Cruden e Couture, 2011; Hungr et al., 2014). A Figura 2 apresenta uma representação das quedas de rocha, detritos e solo.

Figura 2 - Quedas



Fonte: Adaptado de Novotný (2013).

Diversos processos levam a ocorrência de quedas em taludes, dentre eles destacam-se a ação alternada de congelamento e degelo ao longo de fraturas e juntas, ciclagem térmica em massas rochosas, perda de apoio de blocos causada pela ação erosiva de veículo aquoso, processo de desconfinamento lateral de maciços rochosos decorrente de linhas de entalhe recentes, alívio de tensões de origem tectônica (mesmo em obras subterrâneas), vibrações, por empuxo hidrostático ao longo de juntas verticais ou, composição desses processos (Guidicini e Nieble, 1976).

2.2.2 Tombamentos

Este tipo de movimento pode ser definido como a rotação para frente e posterior tombamento, de colunas ou placas de rocha ou de solos coesivos (ou solos cimentados), em torno de um ponto abaixo do centro de gravidade da massa deslocada (Cruden e Couture, 2011; Hungr et al., 2014). A Figura 3 apresenta uma representação dos tombamentos de rocha, detritos e solo

Figura 3 – Tombamentos.



Fonte: Adaptado de Novotný (2013).

O tombamento é acontece sob ação gravidade exercida sobre a massa deslocada, podendo ainda ser impulsionado pela água ou pelo gelo presentes nas descontinuidades da massa. Podem ser classificados de extremamente lentos a extremamente rápidos, podendo apresentar aumento na aceleração durante todo o movimento (Cruden e Couture, 2011; Hungr et al., 2014).

2.2.3 Deslizamentos

Deslizamentos são movimentos gravitacionais de rocha ou solo que ocorrem predominantemente sob superfícies de rupturas ou zonas de intensas tensões cisalhantes bem definidas (Cruden e Couture, 2011). Segundo Guidicini e Nieble (1984), deslizamentos são movimentos rápidos de massas de solo ou rocha, de duração relativamente curta, de massas de terreno em geral bem estipuladas quanto ao volume, cujo centro de gravidade se desloca para baixo e para fora do talude, ao longo de uma superfície de ruptura bem definida.

Usualmente, este tipo de movimento é progressivo, ou seja, inicialmente o deslizamento não ocorre simultaneamente ao longo do que eventualmente irá se tornar a superfície de ruptura, propagando-se de uma área de fraqueza local (Cruden e Couture, 2011).

Os deslizamentos podem ser classificados conforme a geometria como planares, rotacionais ou em cunha. De forma sumarizada, a próxima seção irá tratar

de cada um deles, enfatizando aqueles que ocorrem com maior frequência no estado de Pernambuco, cuja áreas de estudo tema desta dissertação estão localizadas.

2.2.3.1 Deslizamentos planares

Nos deslizamentos planares a massa de solo ou rocha se move ao longo de uma superfície aproximadamente plana, sendo controlado principalmente por zonas de fraqueza, como descontinuidades, ou zonas de contato entre duas formações geológicas que apresentem principalmente diferentes características de resistência e permeabilidade (Hungr et al., 2014). A Figura 4 ilustra a ocorrência de deslizamentos translacionais de rocha, detritos e solo.

Figura 4 - Deslizamentos translacionais.



Fonte: Adaptado de Novotný (2013).

Um famoso caso de deslizamento planar que ocorreu em Pernambuco foi descrito por Souza Neto (1998). A Figura 5 mostra uma visão geral do deslizamento planar que ocorreu na encosta Espinhaço da Gata – PE.

Figura 5 - Deslizamento planar ocorrido na encosta Espinhaço da Gata - PE.



Fonte: Souza Neto (1998)

No caso acima apresentado, o deslizamento ocorreu no contato entre o solo residual maduro e o saprólito (horizonte de rocha alterada). Segundo o autor este fenômeno pode ter ocorrido em uma única etapa, após a efetuação de um corte para construção de uma rodovia e a infiltração de água oriundas de fortes precipitações.

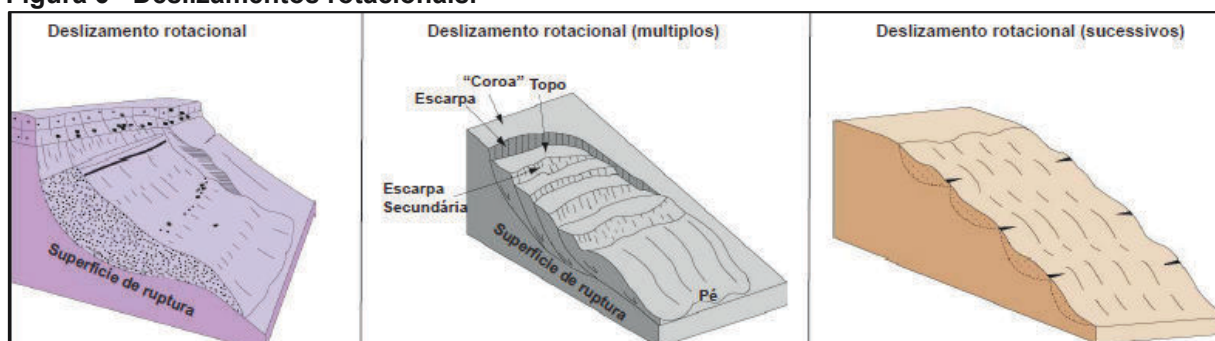
O evento descrito na encosta Espinhaço da Gata é um exemplo claro do movimento de massa descrito como deslizamento planar. Tal movimento ocorreu no contato entre uma camada de solo (com aproximadamente 3,0 m de espessura) mais alterado pelo intemperismo e uma camada de solo menos alterada. Tais camadas, apresentavam diferentes características de permeabilidade e resistência, o que tornou possível que este tipo de fenômeno acontecesse.

Embora nem todos os fenômenos apresentem grandes proporções, existem diversos relatos de deslizamentos planares em Pernambuco, como os descritos por Gusmão Filho et al. (1997), Lafayette (2000), Lima (2002). Este tipo de deslizamento também é evidente na região onde as encostas objetos desta dissertação estão localizadas, como será tratado no Capítulo 3.

2.2.3.2 Deslizamentos rotacionais

Deslizamentos rotacionais caracterizam-se por apresentar superfícies curvadas de forma côncava, na qual o movimento é aproximadamente rotacional em torno de um eixo paralelo a superfície do talude. Estes movimentos estão associados a maciços homogêneos ou aterros, sendo que o processo de deslizamentos rotacionais pode se repetir de forma múltipla e retrógrada (Hungr et al., 2014). A Figura 6 ilustra a ocorrência de deslizamentos rotacionais únicos, múltiplos e sucessivos.

Figura 6 - Deslizamentos rotacionais.

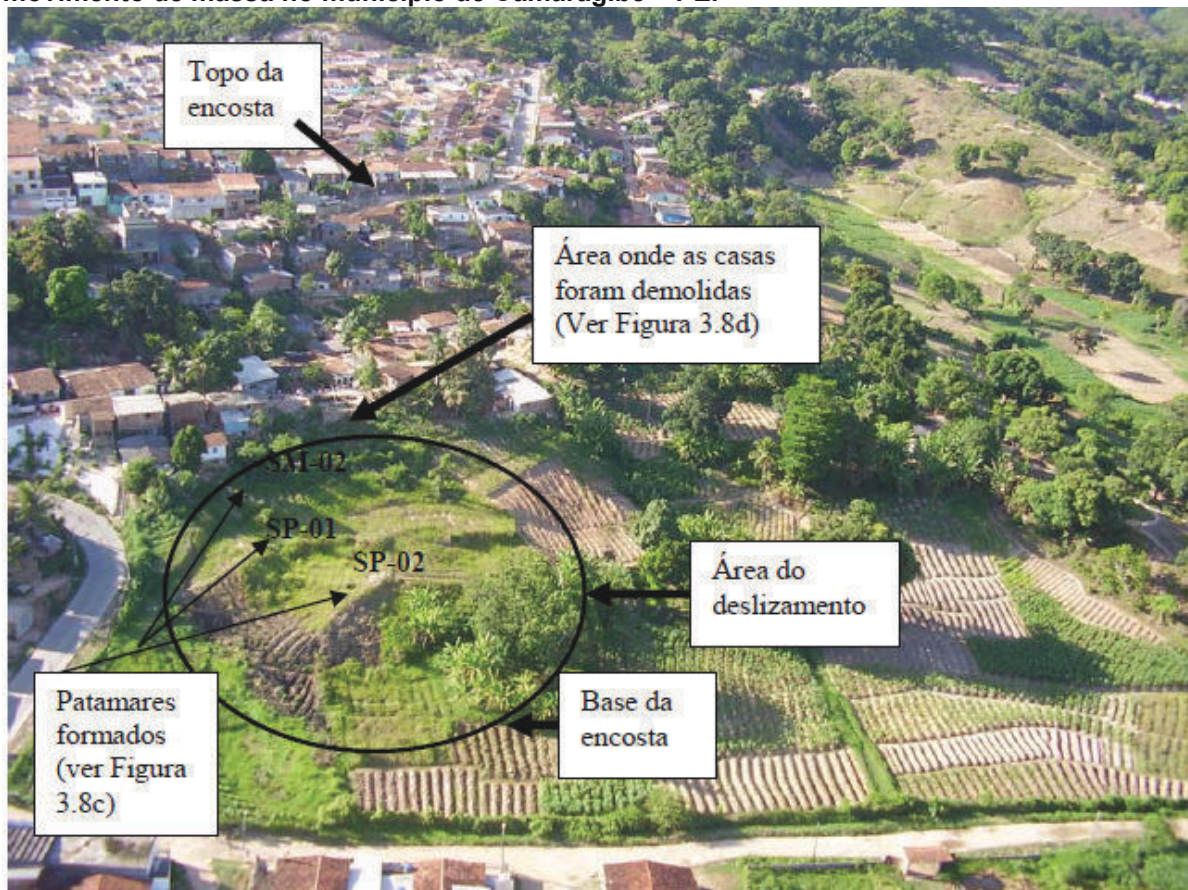


Fonte: Adaptado de Novotný (2013).

No estado de Pernambuco, Silva (2007) descreve um interessante caso de deslizamento rotacional múltiplo. Tal evento, ocorreu no município de Camaragibe em

solo residual de granito e sedimentos da Formação Barreiras. A Figura 7 apresenta a vista geral do deslizamento desta área.

Figura 7 - Vista geral da ruptura ocorrida com indicação de algumas características do movimento de massa no município de Camaragibe – PE.

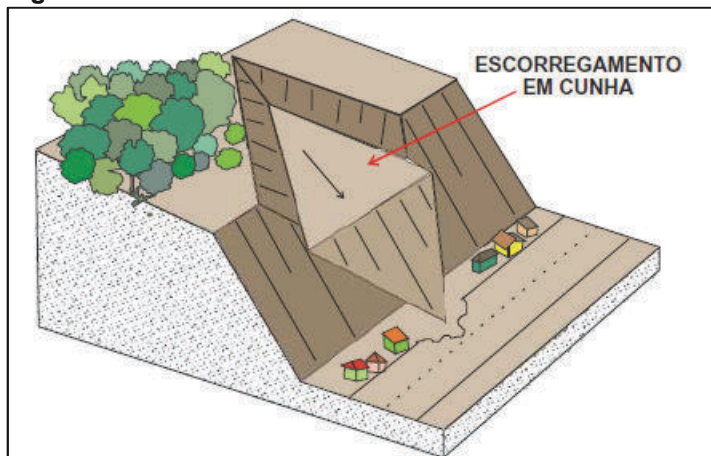


Fonte: Silva (2007).

A autora descreve que tal evento possuía como fatores predisponentes à ocorrência do movimento a superfície de ruptura pré-existente, o contato entre duas litologias, a ação antrópica, com a realização de cortes e despejo de águas servidas na encosta, e ao elevado nível d'água encontrado mesmo em períodos secos. Já a chuva é descrita como fator acionante / agravante.

2.2.3.3 Deslizamentos em cunha

Mais comum em maciços rochosos, os deslizamentos em cunha caracterizam-se por uma ruptura formada por dois planos com interseção orientada para baixo. Este tipo de movimento é, em geral, extremamente rápido (Hung et al., 2014). A Figura 8 ilustra a forma como os deslizamentos em cunha ocorrem.

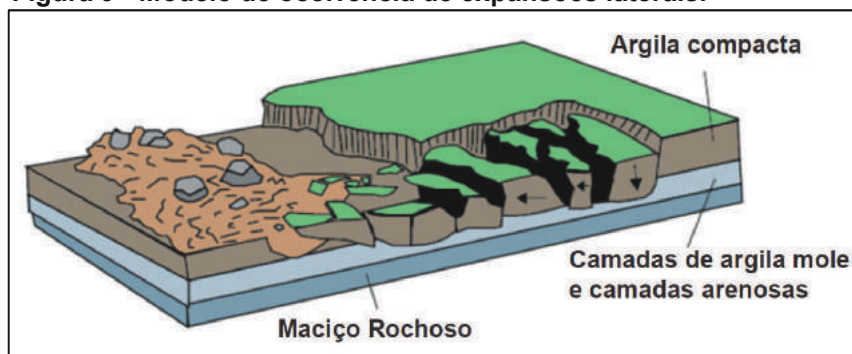
Figura 8 - Deslizamento em cunha.

Fonte: Oliveira e Brito (1998).

Mecanicamente, os deslizamentos em cunha são similares aos planares, diferenciando pelo aumento das forças estabilizantes, que são aumentadas pelo fator cunha, sendo função da atitude e das propriedades de resistência e poropressão das descontinuidades (Hung et al., 2014).

2.2.4 Expansões laterais

Com ocorrência geralmente em taludes muito suaves, as expansões laterais podem ser definidas como uma expansão de um solo coesivo ou de uma massa de rocha combinado com uma subsidência da massa fraturada em uma camada de material pouco resistente subjacente. Este tipo de movimento pode ser resultado de um fluxo ou liquefação (processo pelo qual materiais soltos, sem coesão passam do estado sólido para o estado líquido) de materiais (Cruden e Varnes, 1996; Highland e Bobrowsky, 2008). A Figura 9 apresenta um modelo esquemático da ocorrência de expansões laterais, mostrando uma camada passível de liquefação sob uma camada superficial

Figura 9 - Modelo de ocorrência de expansões laterais.

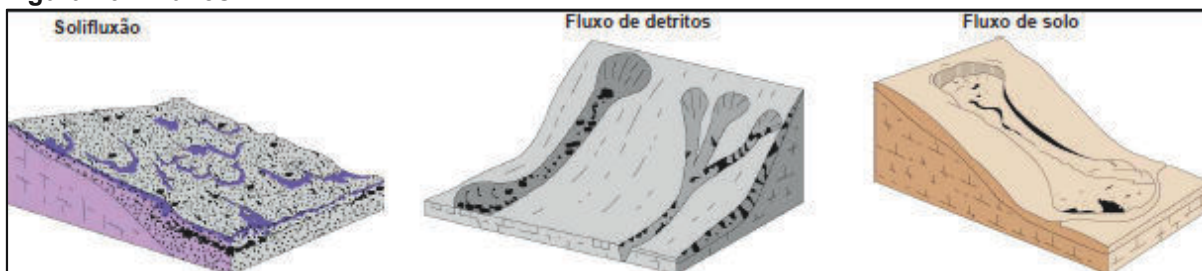
Fonte: Highland e Bobrowsky (2008).

Caso ocorra a liquefação em uma camada subjacente a uma camada composta por material mais resistente, estas camadas podem rotacionar, desintegrar, fluir ou translacionar. A velocidade das expansões laterais pode variar de lento a moderado, podendo atingir altas velocidades dependendo do mecanismo de acionamento, como terremotos (Pitasi, 2016; Highland e Bobrowsky, 2008).

2.2.5 Fluxos

Define-se fluxo como deformações ou movimentos contínuos, no qual a superfície de ruptura não é usualmente definida. A distribuição das velocidades na massa deslocada assemelha-se a de um fluido viscoso. O limite inferior da massa desprendida pode ser uma superfície ao longo da qual movimentos diferentes ocorreram ou ao longo de uma zona de fraqueza. Acontece, então, uma graduação de deslizamentos para fluxos, dependendo do conteúdo de água, mobilidade e evolução do movimento (Cruden e Varnes, 1996; Hungr et al., 2014). A Figura 10 exemplifica a ocorrência de fluxos em taludes.

Figura 10 - Fluxos.



Fonte: Adaptado de Novotný (2013).

Os fluxos podem ser lentos ou rápidos. A literatura define os fluxos lentos como *creep* (rastejos) e os movimentos rápidos como fluxo. No entanto, a classificação atualizada proposta por Hungr et al. (2014), tratada nesta dissertação, classifica *creep* como uma deformação no talude, sendo mencionada como um movimento diferente dos fluxos. Ao definir-se *creep* como movimentos extremamente lentos das camadas superficiais do talude (normalmente com menos de 1m de profundidade), apresentando como resultado, mudanças cíclicas de volume induzidas pelas mudanças climáticas (umedecimento, secagem, degelo, etc.), verifica-se que a classificação apresentada por Hungr et al. (2014) é uma alternativa adequada para este movimento. Já os fluxos são definidos como movimentos rápidos de caráter essencialmente

hidrodinâmico, ocasionadas pela perda de atrito interno, em virtude da destruição da estrutura, em presença de excesso de água (Guidicine e Nieble, 1984).

2.3 MOVIMENTOS DE TRANSPORTE DE MASSA

O movimento de transporte de massa, também conhecido como erosão do solo é um problema global e representa questões importantes em muitos países, inclusive no Brasil. Este processo consiste na separação de partículas individuais do solo da massa do solo e seu transporte por agentes erosivos, como água e vento. Quando a energia suficiente não está mais disponível para transportar as partículas a deposição ocorre (Lafayette, 2006; Meira, 2008; Morgan, 2009; Guerra et al. 2017). Na Figura 11 os processos de erosão hídrica, mais comum na maioria das regiões brasileiras, podem ser identificados.

Figura 11 - Mecanismos de erosão dos solos.



Fonte: Adaptado de USACE (1985)

Inicialmente ocorre a desagregação das partículas de solo, causadas pelo impacto das gotas de chuva. Depois de separadas, as partículas são transportadas por pequenos canais através de um fluxo superficial, classificado como erosão laminar. Quando o fluxo é concentrado, uma quantidade significativa de material pode ser transportada dentro desses canais, aumentando-os de forma progressiva. Nesta fase ocorre a erosão conhecida como ravina. Caso a erosão alcance o nível d'água, esta recebe a nomenclatura de voçorocas, que representa um estágio extremamente avançado de erosão (Braun, 1961; Fortuin 2006; Kim, 2006; Julien 2010; Ndolo Goy, 2015).

A erosão está diretamente ligada a capacidade de infiltração dos solos, que varia muito e depende de fatores como cobertura vegetal, declividade, textura,

umidade e fatores antrópicos. A taxa de infiltração corresponde teoricamente à condutividade hidráulica saturada do solo. Na prática, no entanto, a capacidade de infiltração é frequentemente menor do que a condutividade hidráulica por causa do ar aprisionado nos poros do solo. Solos que possuem baixos valores de intercepto de coesão apresentam menores velocidades de infiltração e conseqüentemente menor tendência ao arraste de partículas. Por exemplo, solos arenosos tendem a ser mais suscetíveis à erosão do que solos argilosos (Meira, 2008, Morgan, 2009).

Segundo Meira (2008), as zonas de encostas da cidade de Recife são constituídas de evidências marcantes dos processos erosivos, acelerados pela intensa ocupação desordenada dessas áreas pelas classes menos favorecidas da população. Os problemas relacionados aos processos erosivos são agravados por ações antrópicas, tais quais desmatamentos, cortes nos morros, falta de drenagem adequada, deposição de entulhos e lixos nas proximidades.

Embora os processos de transporte de massa e os movimentos gravitacionais de massa sejam duas formas distintas de degradação dos taludes, eles apresentam papéis importantes na estabilidade destas superfícies. Tais processos devem ser identificados, monitorados e, na melhor das hipóteses, prevenidos.

2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES

O princípio fundamental da estabilidade de taludes é que a resistência ao cisalhamento do solo deve ser maior que a resistência requerida para o equilíbrio. A partir deste princípio, sabe-se que a causa fundamental da instabilidade é que, por alguma razão, este equilíbrio foi perturbado, seja pela diminuição da resistência ao cisalhamento do solo ou a partir de um aumento das tensões atuantes sobre o maciço (Duncan, 2014).

Para Terzaghi (1950) a forma da ruptura de maciços ocorre devido a causas internas, externas e intermediárias. As causas internas colapsam a massa de solo sem mudança na geometria do talude, resultando em uma diminuição da resistência interna do material; as causas externas aumentam os esforços cisalhantes sem reduzir a resistência do maciço; já as causas intermediárias são resultantes de efeitos externos no interior do talude.

Ainda acerca de fatores que podem perturbar a estabilidade de taludes, Varnes (1978) exemplifica uma série de fenômenos naturais e antrópicos que podem deflagrar movimentos de massa. Dentre eles destacam-se aqueles que aumentam a solicitação

sobre o talude, como remoção de massa e sobrecargas, como cortes, erosão, aterros e construções. Também são enfatizados aqueles que reduzem a resistência do solo que compõem os taludes, como características geomecânicas dos materiais, intemperismo, elevação do nível d'água, entre outros.

Partindo para a definição da estabilidade de taludes, a mesma pode ser realizada a partir de análises determinísticas ou probabilísticas. As análises probabilísticas diferem-se dos métodos determinísticos, principalmente porque consideram a variação dos parâmetros de entrada. Sabe-se que existem inúmeras incertezas nos dados utilizados nas análises, sejam devidos a dispersão nos resultados obtidos nos ensaios ou a variabilidade natural no valor existente de um ponto para o outro no talude. Assim, os parâmetros de entrada em uma análise probabilística são tratados como variáveis aleatórias, que possuem qualquer valor em um determinado intervalo, com uma probabilidade de ocorrência especificada (Flores, 2008; Tonus, 2009; Wolfe et al. 2011; Sandoval, 2012, Stanković et al., 2013; Queiroz, 2016). No entanto, as análises probabilísticas não são o escopo deste trabalho.

De forma geral, na prática da engenharia geotécnica, a estabilidade de taludes é estabelecida a partir de métodos determinísticos comumente baseados em métodos de equilíbrio limite, tais quais Bishop (1955), Spencer (1967), Morgenstern-Price (1965) e Janbu (1973). Para Kaur e Sharma (2016), no método de equilíbrio limite, o equilíbrio de uma massa de solo tendendo ao deslizamento sob a influência principal da gravidade é averiguado. Por este método, a ruptura é descrita como a condição de quando as forças acionantes (ou momentos) igualam-se as forças resistentes (ou momentos). Em outras palavras, os métodos de equilíbrio limite, se baseiam na hipótese de existir o equilíbrio em determinada massa de solo, tomada como corpo rígido, na iminência da ruptura.

A partir do equilíbrio limite é proposta uma grandeza física que indica se determinado talude encontra-se ou não próximo da ruptura. Tal grandeza é conhecida como Fator de Segurança (FS). Huang (2014) cita que para obtenção do FS a partir do equilíbrio limite é necessário que uma superfície de ruptura seja assumida e que o estado de equilíbrio só é válido quando a tensão cisalhante atuante (τ) ao longo da mesma é expressa como:

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

Onde s corresponde a resistência ao cisalhamento dos solos descrita pela a envoltória de resistência Mohr-Coulomb que pode ser esboçada em termos totais ou efetivos:

$$s = c + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Em que c é equivalente ao intercepto de resistência, σ é a tensão no plano de ruptura e ϕ é o ângulo de atrito.

Com relação a envoltória de resistência, Massad (2003) considera que a análise da estabilidade de taludes em termos totais e efetivos é equivalente, uma vez que ao considerar as tensões totais é admitido que as poropressões desenvolvidas nos ensaios tentam simular as condições de carregamento e drenagem de campo e ao considerar as tensões efetivas é assumido que as poropressões são conhecidas ao longo da superfície de ruptura, por ocasião da mesma.

Voltando o olhar para o Fator de Segurança, no Brasil existe uma normatização que recomenda valores de FS de acordo com o grau de segurança necessário ao local. Tal norma prescreve ainda os requisitos exigíveis para estudo, projeto, execução e controle de cortes, aterros e obras de estabilização em taludes (ABNT NBR 11682:2009). A Tabela 4 apresenta os fatores de segurança mínimos contra o deslizamento recomendados em norma.

Tabela 4 - Fatores de segurança mínimos para deslizamentos.

Nível de segurança contra danos a vidas humanas				
Nível de segurança contra danos materiais e ambientais		Alto	Médio	Baixo
	Alto	1,5	1,5	1,4
	Médio	1,5	1,4	1,3
	Baixo	1,4	1,3	1,2

Fonte: ABNT NBR 11682 (2009)

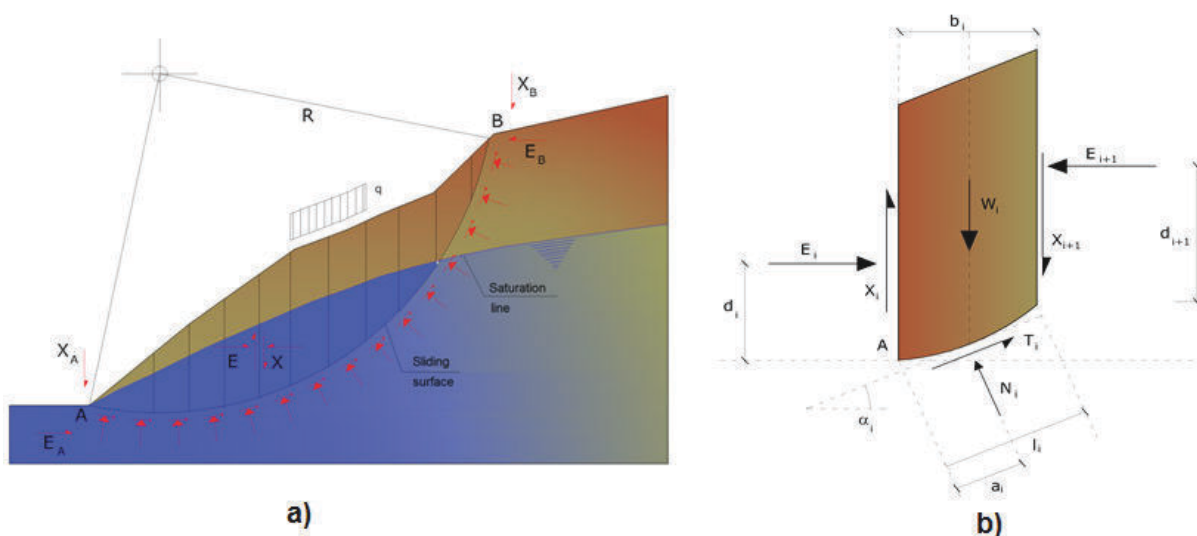
A análise da estabilidade de taludes utilizando ferramentas computadorizadas é uma tarefa relativamente simples para engenheiros geotécnicos quando se conhece as características geotécnicas e os parâmetros do solo em questão. No entanto, a seleção do método de análise mais adequado para cada encosta não tão fácil e

necessita um esforço na coleta de informações e observações em campo a fim de entender o possível mecanismo de ruptura, determinando assim qual deve ser o método de cálculo mais apropriado para cada situação (Albataineh, 2006). Sendo assim, na próxima seção serão abordados, de forma sucinta, os principais métodos de análise.

2.4.1 Métodos de análise de estabilidade

Métodos de análise bidimensionais da estabilidade de taludes ainda são os tipos mais comuns aplicados na prática da engenharia devido a sua simplicidade. De acordo Albataineh (2006), os métodos de análise 2D que utilizam as técnicas de equilíbrio limite comumente baseiam-se no método das fatias, podendo apresentar superfície de ruptura circular ou não. Este método das fatias baseia-se na divisão do talude em diferentes fatias, analisando a possibilidade de ruptura considerando o equilíbrio estático de cada fatia individualmente e o equilíbrio global da massa como um todo. A Figura 12 mostra que as principais grandezas atuantes em cada fatia são as cargas externas, o peso próprio (W), a pressão da água (u) e a resistência do solo ($\tau = T$). Ainda observa-se outras grandezas atuantes, tais quais o esforço normal na base da fatia (N), o esforço horizontal nas laterais das fatias (E) e a força cisalhante entre fatias (X). Nesta Figura também são descritos os parâmetros geométricos da fatia, mais especificamente a largura da fatia (b) e o ângulo de inclinação (α).

Figura 12 – a) Esboço de uma seção de um talude e b) forças atuando em uma fatia.



Fonte: Catanzariti (2018).

Uma síntese dos principais métodos de cálculo baseados na teoria do equilíbrio limite é apresentada na Tabela 5.

Tabela 5 - Síntese das características dos principais métodos de cálculo baseados no equilíbrio limite.

Método	Características	Hipóteses	Superfície de ruptura
Fellenius (1927)	Satisfaz o equilíbrio de momentos Não considera a força entre as fatias	Assume que a resultante das forças entre as fatias é paralela a sua base	Circular
Bishop Simplificado (1955)	Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais Não considera a força entre as fatias	Assume que as forças entre fatias são horizontais	Circular
Janbu simplificado (1968)	Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais	Assume que o peso das forças entre fatias situa-se acima da base da fatia, variando de fatia para fatia. Forças cisalhantes entre fatias é zero, onde um fator de correção é introduzido	Qualquer
Morgenstern e Price (1965)	Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais	Assume que a inclinação das forças entre fatias pode ser a mesma ou variar de fatia para fatia	Qualquer
Spencer (1967)	Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais	Assume que a resultante das forças entre fatias têm uma inclinação constante para todas as fatias	Qualquer
Sarma (1973)	Satisfaz o equilíbrio de momentos Satisfaz o equilíbrio de forças verticais e horizontais	Assume que a distribuição das forças internas de cisalhamento é conhecida	Qualquer

Fonte: Adaptado de Duncan e Wright (2014)

O equilíbrio estático das fatias pode ser alcançado através de diferentes suposições, considerando ou não as forças entre fatias e o equilíbrio momento das fatias. A partir da Tabela 5, pode se observar que os métodos de análise de estabilidade baseados no equilíbrio limite envolvem suposições devido ao número de equações de equilíbrio disponíveis serem menores que o número de incógnitas envolvidas. Além disso, vários métodos amplamente utilizados não satisfazem todas as condições de equilíbrio e, portanto, não empregam todas as equações de equilíbrio disponíveis (Duncan e Wright, 1979).

Apesar das condições simplificadoras e de fatores que ocasionam erros nos valores obtidos a partir destes métodos, como o mostrado por Wright et al. (1973) e por Duncan e Wright (1979), os métodos de análise da estabilidade de taludes que determinam uma grandeza que define a condição de segurança a qual determinado talude encontra-se, ainda são os mais empregados na engenharia geotécnica, devido a facilidade e praticidade que os mesmos proporcionam.

Apesar das limitações provocadas pelas hipóteses simplificadoras, os métodos que satisfazem todas as condições de equilíbrio apresentam acurácia necessária para a maior parte das condições práticas encontradas na engenharia. Dentre estes métodos, os mais utilizados em análises de estabilidade são os de Spencer, Janbu, Morgenstern & Price e Sarma. No entanto o método de Bishop Simplificado, embora não considere todas as equações de equilíbrio, apresenta resultados muito próximos aos que assim procedem. Em geral, não os resultados entre estes métodos não diferem muito entre si (Frendlund e Krahn, 1976; Duncan, 1996; Silva, 2007).

Apesar de muito difundidos, em geral, a maioria destes métodos despreza a condição não-saturada dos solos. O que na prática da engenharia, já é algo comum não considerar a influência de solos não saturados, mais especificamente da sucção promovida por esta condição. No entanto, está sendo cada vez mais frequente, em sua maioria no meio científico / acadêmico, a análise do comportamento geotécnico considerando tal condição. Dessa forma, devido à importância do tema, a próxima seção irá tratar especificamente da influência de solos não saturados na estabilidade de taludes.

2.5 Influência da sucção na estabilidade de taludes

O efeito da sucção é comumente ignorado na análise da estabilidade de taludes na mecânica dos solos convencional. Existe a percepção de que a sucção não deve

ser considerada nas análises realizadas em taludes, em sua maioria não saturados, preconizando a segurança. Na prática da engenharia, tem-se como arriscado a realização de uma análise, que apesar de rigorosa e demorada, apresenta um grau de incerteza tão elevado. Tais incertezas giram em torno principalmente das condições climáticas, que são de difícil previsão e que podem acontecer de maneira imprevisível, independente das tecnologias aplicadas para tais fins. No entanto, diversos estudos presentes na literatura demonstram a importância da sucção, e que a mesma deve ser levada em consideração na estabilidade de taludes não saturados. Dentre estes estudos, cita-se Krahn et al. (1989); Rahardjo et al. (2002); Lu et al. (2008); Mossad et al. (2013); Gerscovich et al. (2015); Miller et al. (2015); Mahmood et al. (2016); Park (2016); Gofar e Rahardjo (2017); e Kristo et al. (2017).

Sabe-se que a infiltração de água em um solo não saturado diminui a sucção matricial, afetando, dessa forma, a resistência ao cisalhamento e, portanto, a probabilidade de ruptura do talude. Desta maneira, as rupturas de taludes não - saturados estão intimamente relacionadas às chuvas e a infiltração, necessitando de uma extensa e detalhada análise de fluxo, que considere as informações pluviométricas da região, a permeabilidade e a sucção mátrica dos solos que compõe o talude (Krahn et al., 1989; Mahmood et al., 2016).

Fredlund (1981, 1987) e Fredlund e Xing (1994) destacaram que a sucção inicial do solo desempenha um papel importante na estabilidade de uma encosta de solo não saturado e que tal parâmetro geralmente depende de vários fatores, como tipo de solo, condições da água subterrânea e condições climáticas. Em geral, solos arenosos tendem a apresentar perda acentuada da umidade quando a sucção ultrapassa determinado valor. Isso ocorre devido a existência de poros maiores e mais conectados. Já solos argilosos apresentam perdas mais suaves da umidade.

A sucção do solo varia inversamente com o grau de saturação ou umidade do solo. Ou seja, a medida que o solo se aproxime da saturação (100%) a sucção tende a um valor nulo. A representação gráfica da sucção existente no solo é denominada curva característica, que pode ser definida como a relação entre a água presente nos poros e a sucção (Campos, 1984).

Medidas de sucção podem ser realizadas diretamente em campo utilizando equipamentos como tensiômetros, ou em laboratório a partir de diversos métodos como, placa de pressão, psicômetro e papel filtro (Marinho, 1997). Nesta dissertação,

a curva característica dos solos foi determinada através do método de laboratório do papel filtro, tratado posteriormente na apresentação da metodologia.

Outrora pouco difundido e estudado, o comportamento de solos não saturados tem sido tópico de diversas pesquisas no âmbito mundial. Estas pesquisas são voltadas, em geral, para o estudo de solos não saturados que apresentam comportamentos peculiares, como solos colapsíveis e expansivos. No entanto, existem uma quantidade considerável de estudos que abordam esta temática na análise de estabilidade de taludes, tratando desde conceitos básicos, métodos para medição da sucção dos solos até a aplicação dos resultados nas análises propriamente ditas. Além dos trabalhos acima citados, existem dezenas de pesquisas que tratam deste tema de uma maneira mais profunda como os trabalhos de Campos (1984), Calle (2000) e Santos e Vilar (2004).

2.6 SÍNTESE DO CAPÍTULO MOVIMENTOS DE MASSA E ESTABILIDADE DE TALUDES

Este capítulo teve como objetivo apresentar a fundamentação teórica do tema tratado, resumizando os principais conceitos que envolvam o tema proposto nesta dissertação, apresentando referências literárias nacionais e internacionais. Citando trabalhos clássicos, bem como trabalhos atuais, com o intuito de mostrar os avanços proporcionados para a engenharia geotécnica que estudos nesta temática promovem.

O bairro da Ibura integra a 6ª Região Político-Administrativa do Recife (RPA-6), na Zona Sul da cidade e é o terceiro maior bairro recifense em extensão territorial, atrás de Guabiraba e da Várzea. O Ibura se divide nas "URs" que compõem o que é denominado pelo IBGE de COHAB (mais ao oeste) e Ibura de Baixo (mais ao leste) (Coutinho et al., 2017).

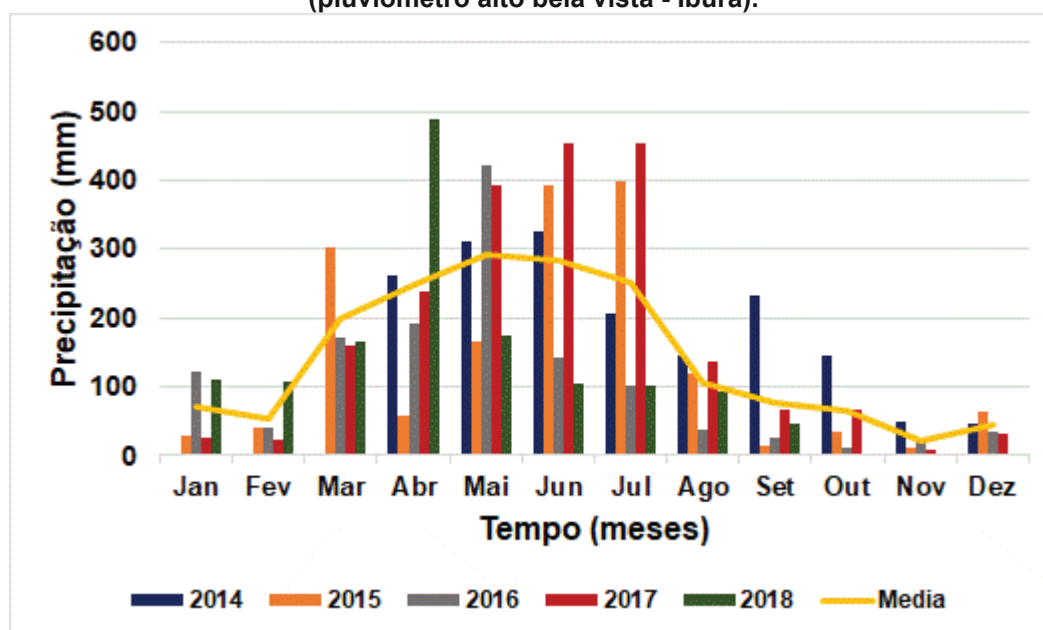
3.1.1 Aspectos climáticos

Segundo a classificação climática de Koppen-Geiger, o município de Recife apresenta um clima tropical, classificado como Am. Essa classificação divide os climas em cinco grandes grupos (ordenados de A à E) e diversos subgrupos. A primeira letra, escrita em maiúsculo, denota a característica geral do clima, sendo "A" equivalente a um clima tropical. A segunda letra, escrita em minúsculo, define o tipo de clima dentro do grupo, denotando as particularidades do regime pluviométrico, sendo "m" equivalente a um clima de moções (Kottek et al., 2006). Em geral, este município apresenta uma pluviosidade significativa na maioria dos meses, com 1804 mm por ano e temperatura média anual em Recife é 25.8 °C (Climate-data org, 2015).

Observa-se que no município de Recife existe um período chuvoso concentrado entre os meses março a agosto, apresentando precipitações mensais médias maiores que 150 mm, sendo este período considerado como alerta para as defesas civis na RMR. As maiores precipitações são registradas nos meses de maio, junho e julho, chegando a valores médios de 300mm. Já os meses entre setembro e fevereiro apresentam baixa precipitação pluviométrica mensal (Bandeira, 2010).

A Figura 14 apresenta as precipitações mensais ocorridas no Ibura no período de 2014 a 2018. Tais dados pluviométricos foram fornecidos pelo Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais (CEMADEN). O pluviômetro em questão está localizado próximo às áreas de estudo, apresentando coordenadas em UTM de longitude: 286124.00 m E e latitude: 9101601.00 m 25S. Os dados pluviométricos fornecidos pelo CEMADEN referentes ao bairro do Ibura encontram-se ainda descritos na Tabela 6.

Figura 14 - Precipitações mensais registradas no período de 2014 a 2018 e média do período (pluviômetro alto bela vista - Ibura).



Fonte: A autora (2018)

Tabela 6 - Precipitações mensais e anuais (período de 2014 a 2018).

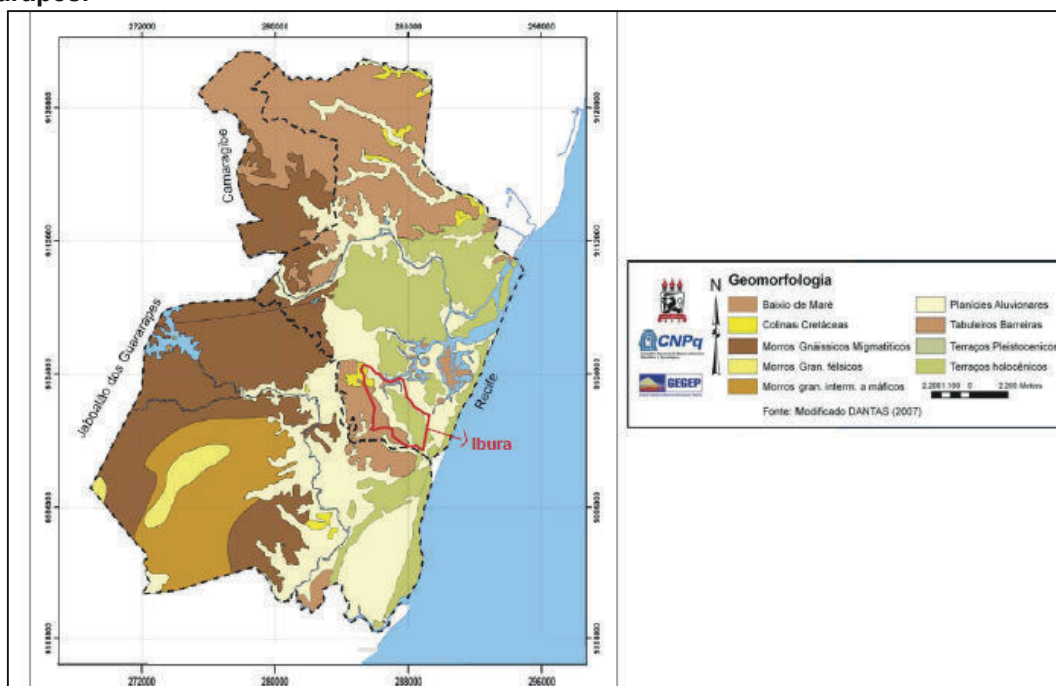
Ano	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Anual
2014				262	310	326	206	144	234	144	49	45	1719
2015	28	41	303	58	165	392	399	117	14	35	12	63	1627
2016	122	40	171	191	421	143	100	38	25	10	20	34	1317
2017	27	21	159	239	391	454	454	137	67	67	8	32	2056
2018	109	106	165	490	173	104	100	92	45				1247

Verifica-se que os maiores índices pluviométricos médios estão concentrados no período de março e julho, estando em coerência com o descrito em literatura quanto a pluviometria da região. Observa-se que, em geral, as máximas precipitações dos últimos cinco anos ocorreram no mês de junho com máximas de 326mm em 2014; 392mm em 2015 e 453mm em 2017. O período de setembro a fevereiro, considerado de baixa precipitação pluviométrica, também apresenta concordância nos dados, com exceção dos meses de setembro e outubro do ano 2014, nos quais ocorreram intensas precipitações, com média de 189 mm.

3.1.2 Geomorfologia e Geologia da região

A geomorfologia é uma ciência que estuda as formas de relevo, tomando por base as leis que determinam a gênese e a evolução dessas formas. Sabe-se que fatores como a declividade e a forma da encosta apresentam influência significativa na estabilidade das encostas. No contexto geomorfológico, a RMR está representada por pelo menos três componentes bem definidos: Planície, Tabuleiros, e Morros, que mostram uma planície flúvio-marinha circundada por morros cristalinos e tabuleiros de rocha sedimentares (Bandeira, 2010). A Figura 15 mostra um mapa morfoestrutural dos municípios de Recife, Camaragibe e Jaboatão dos Guararapes, destacando o Bairro do Ibura, objeto de estudo desta pesquisa. Neste bairro, observa-se a predominância de terraços Barreiras, holocênicos e planícies aluvionares.

Figura 15 - Mapa Morfoestrutural dos Municípios do Recife, Camaragibe e Jaboatão dos Guararapes.



Fonte: Adaptado de Bandeira (2010).

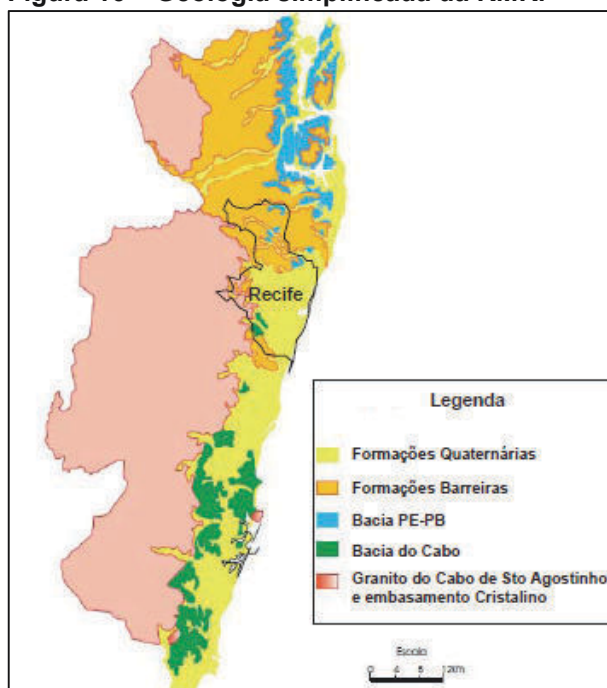
No Ibura, o relevo predominante é classificado como de anfiteatro e a curvatura das encostas são consideradas côncavas, na curvatura vertical, e planares, na curvatura horizontal, com escoamento retificado (antrópico). As cabeceiras de drenagem cuja forma é de anfiteatro representam zonas côncavas de concentração e escoamento superficial e de fluxos subsuperficiais. Nas encostas côncavas, os fluxos são convergentes e há um progressivo aumento dos gradientes hidráulicos na direção dos vértices da encosta. Essa concentração é responsável por forças de percolação elevadas. As encostas que apresentam configuração côncava ou que possuem

segmentos côncavos em sua seção, por serem zonas de convergência de fluxo de água e por possuírem material disponível para a mobilização, são as mais favoráveis à ocorrência de deslizamentos (Fernandes e Amaral, 1996; Torrado, 2005; Silveira, 2016; Coutinho et al., 2017).

Além da forma das encostas destaca-se também a sua declividade e comprimento, já que estes que constituem características importantes na movimentação do material. De forma geral, o as encostas do Ibura apresentam altura média estimada em 40 metros, inclinação média em torno de 20 a 30 graus e extensão estimada de 500 metros (Coutinho et al., 2017). Dando enfoque a geometria das encostas, como os movimentos de massa envolvem um deslocamento gravitacional de material, quanto maior a declividade e amplitude, maior a possibilidade da ocorrência de movimentos.

Quanto a geologia, a Região Metropolitana do Recife (RMR) caracteriza-se por rochas do embasamento cristalino, representadas por litótipos dos complexos Gnáissico-Migmatítico, além de granitóides diversos, aflorantes ou recobertas por sedimentos meso-cenozóicos das bacias sedimentares costeiras Paraíba-Pernambuco e do Cabo, parcialmente recobertas por sedimentos da Formação Barreiras e por sedimentos quaternários (Alheiros, 2003; Pfaltzgraff, 2003). A Figura 16 mostra a geologia simplificada da RMR, destacando o município de Recife.

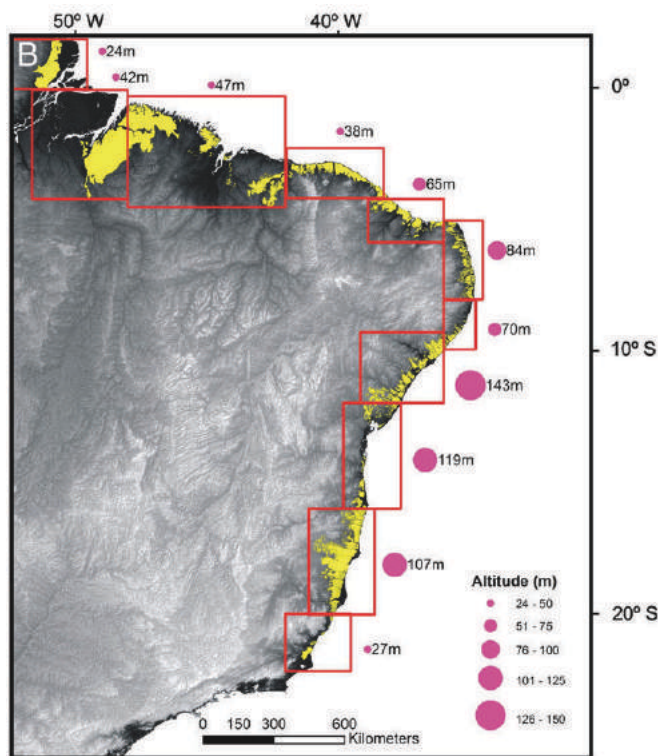
Figura 16 – Geologia simplificada da RMR.



Fonte: adaptado de Alheiros (1998).

Constituindo a principal formação geológica da região do estudo proposto nesta dissertação, a Formação Barreiras constitui a unidade geológica de ocorrência mais expressiva da costa brasileira, aflorando desde o Estado do Rio de Janeiro até o Amapá, sendo particularmente bem representada ao longo de inúmeras falésias costeiras descontínuas (Figura 17). Essa formação teve sua deposição associada aos eventos cenozoicos de natureza climática e/ou tectônica, que ocorreram durante o final do Terciário (Plioceno) há cerca de 2 milhões de anos. A Formação Barreiras constitui-se de um sedimento fluvial, areno-argiloso, de coloração creme a avermelhada, dependendo da intensidade da oxidação do ferro. Litologicamente temos as areias quartzosas, as argilas e os siltes como sedimentos da Formação Barreiras. (Alheiros, 1998; Araújo, 2006; Coutinho e Severo, 2009; Rossetti, 2013).

Figura 17 - Distribuição da Formação Barreiras ao longo das margens continentais do Brasil, com suas respectivas altitudes.



Fonte: Rossetti et al. (2013).

A Formação Barreiras associada aos processos fluviais, mostra pelo menos três fácies distintas: leque aluvial proximal, leque distal/planície aluvial e canal fluvial. Os sedimentos da fácies de leque aluvial proximal mostram granulação grossa e má seleção granulométrica, apresentando areias grossas e conglomeráticas recobertas por pelitos. Já a fácies de canal fluvial é caracterizada por ser de granulometria arenosa, composta por areias creme quartzosas com grãos de feldspatos, bem susceptível a processos erosivos. A fácies de leque distal/planície aluvial mostra uma

estratificação horizontal com intercalação de camadas arenosas e argilosas, onde as camadas arenosas consistem em areias quartzosas com pouco feldspato, incoerentes, granulometria fina a média, com boa seleção e grãos subarredondados a subangulosos. É na Formação Barreiras que se observa a maior incidência de casos de deslizamentos e erosões na RMR (Alheiros, 1988; Coutinho e Severo, 2009). Mais detalhes sobre esta formação, que é tão importante ao longo da costa brasileira, são encontrados na literatura nos estudos realizados Alheiros (1988); Coutinho e Severo (2009); de Paula (2008); Rossetti et al. (2013).

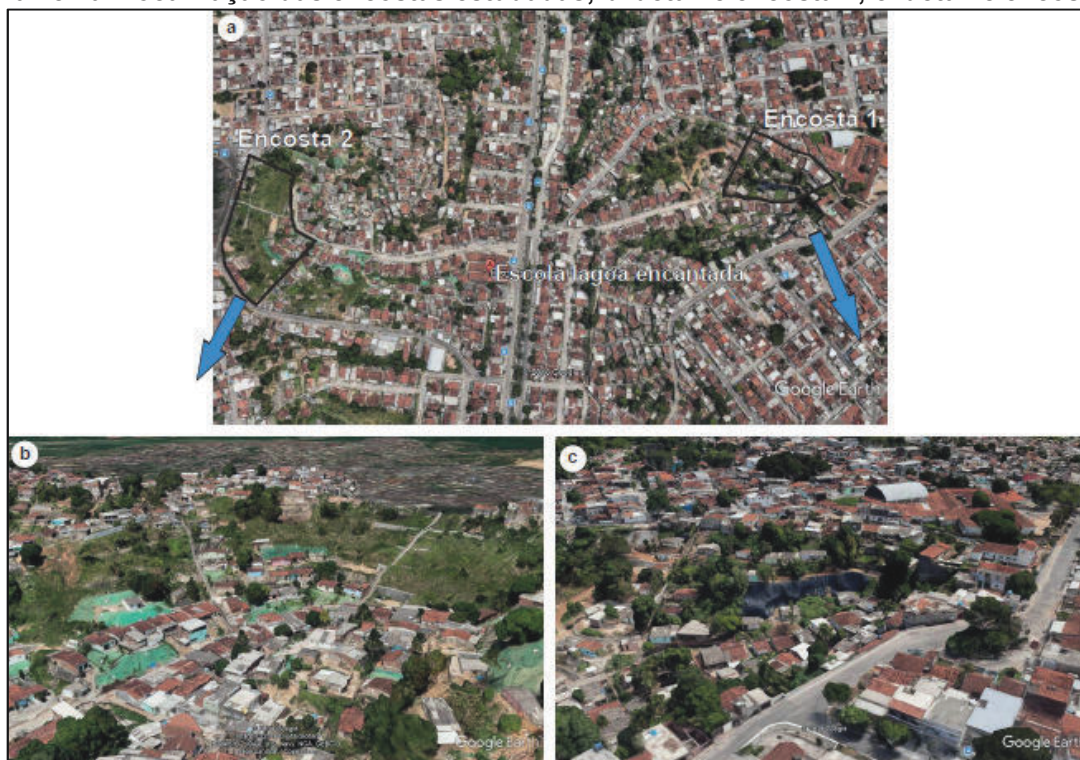
3.2 CARACTERIZAÇÃO LOCAL DAS ÁREAS DE ESTUDO

Esta seção efetuará uma caracterização da área de estudos.

3.2.1 Localização das encostas

As áreas de estudo referem-se a duas encostas situadas no município de Recife, no Bairro Ibura, nos entornos na escola lagoa encantada (Figura 18). A Encosta 1 está localizada na Av. Rio Grande, possuindo coordenadas em UTM: longitude de 285418 mE, latitude de 9101806 mS e zona 25 L. Já a Encosta 2 localiza-se na Av. Dr. Moacir Sales possuindo coordenadas em UTM: longitude de 284706 mE, latitude de 9101619 mS e zona 25 L

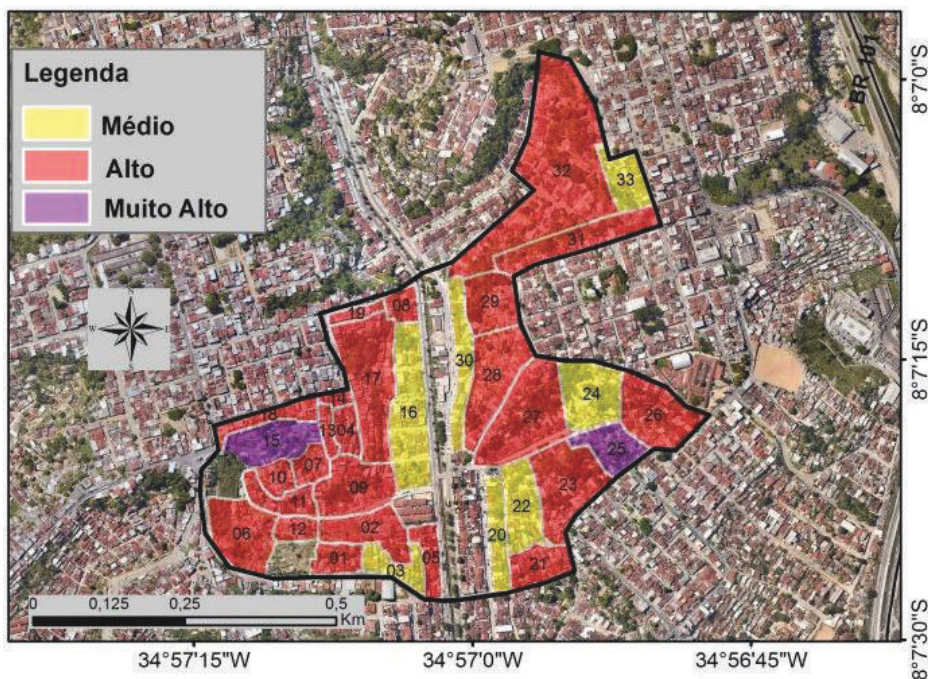
Figura 18 - a. Localização das encostas estudadas; b. detalhe encosta 2; c. detalhe encosta 1.



Fonte: Google Earth (2018).

A Figura 19 apresenta um mapa de risco a deslizamento para a região onde as duas encostas estudadas estão inseridas (Coutinho e al., 2017). Nela é possível observar que ambas encostas estão localizadas em áreas que apresentam alto risco ou muito alto risco a deslizamento (regiões 06,15 e 26).

Figura 19 - Mapa de Risco a deslizamento para Comunidade de Lagoa Encantada, bairro Ibura, município Recife – PE.



Fonte: Coutinho et al. (2017).

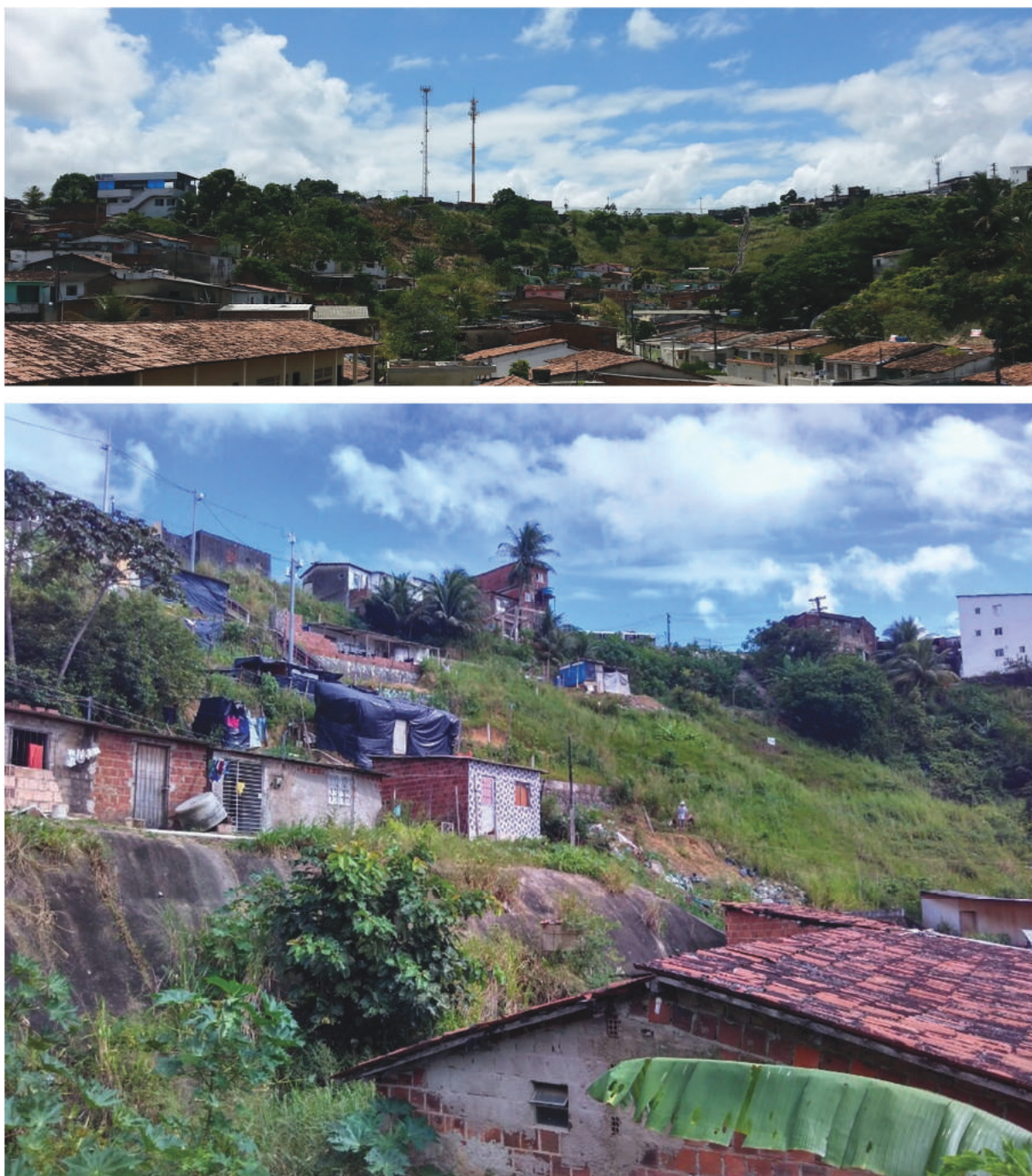
A Figura 20 e a Figura 21 apresentam uma visão detalhada das encostas estudadas.

Figura 20 - Detalhe Encosta 1.



Fonte: A autora (2018)

Figura 21 - Detalhe encosta 2.



Fonte: A autora (2018)

Observa-se que existem ocupações desordenadas ao longo das duas encostas, com alta densidade de residências no topo e no pé da das encostas. Em campo, foi verificado que os locais não dispunham de um sistema de infraestrutura eficaz, dispondo, em geral, as águas servidas diretamente nas encostas, sem que qualquer sistema de drenagem fosse identificado.

Constatou-se através de relatos da população e posterior relatório da defesa civil, que ambas as encostas já sofreram deslizamentos locais ou em localidades muito próximas, ocasionando vítimas fatais. Nas figuras acima apresentadas, é possível observar que estruturas de contenção foram implantadas em alguns locais da Encosta 2 e em uma encosta vizinha a Encosta 1, onde ocorreram os movimentos gravitacionais de massa. Um breve relato acerca dos processos de instabilização ocorridos no bairro do Ibura será realizada a seguir, enfatizando os processos ocorridos nas duas encostas objetos desta pesquisa.

3.2.2 Histórico deslizamentos Ibura

O bairro do Ibura constitui um dos principais bairros do município de Recife. Este bairro surgiu ainda no século XIX e, antes de ser o que é hoje, era um engenho de cana-de-açúcar, o qual se localizava na área que o bairro ocupa hoje. O nome Ibura é de origem Tupi e significa “água que arrebenta” ou fonte. Localizado na zona Sul de Recife é conhecido pelo seu alto índice de violência, o que lhe garante constantes aparições nas páginas policiais dos jornais pernambucanos (PE-AZ, 2018). Além disso, frequentemente este bairro estampa as manchetes devido aos problemas concernentes à movimentos de massa em períodos chuvosos.

Em 2009, cinco pessoas foram vítimas fatais devido a dois deslizamentos no bairro do Ibura. Os deslizamentos ocorreram no mês de junho. Em um dos deslizamentos, uma pessoa foi vítima quando uma casa foi atingida pelo deslizamento da encosta na Rua Pedro Malazarte, na comunidade da UR-05, devido a intensas precipitações. Esta encosta localiza-se a aproximadamente 1,0 Km de distância das encostas em estudo. O outro deslizamento ocorreu na Encosta 2 (objeto desta pesquisa), fazendo quatro vítimas fatais. Neste caso o deslizamento foi decorrente de um rompimento de tubulação da Companhia Pernambucana de Saneamento (COMPESA) na localidade de Lagoa Encantada no bairro do Ibura em conjunto com os altos índices pluviométricos.

Em 2015, um casal de idosos ficou ferido após o deslizamento de uma encosta. Neste evento, quatro residências foram atingidas na região da Lagoa Encantada, no Ibura. O deslizamento ocorreu após fortes precipitações que atingiram o município no mês de março, cuja precipitação média foi equivalente à 303 mm.

Ainda em março de 2015, outro deslizamento atingiu o Bairro, em uma encosta vizinha a Encosta 1 (objeto desta pesquisa), localizada na Rua Dr. Paulo de Biase.

Nesta ocorrência, nenhuma vítima foi registrada. Tais incidentes ocorreram após uma precipitação de 86 mm no intervalo de duas horas.

Em maio de 2018, houve deslizamento em mais uma encosta no Ibura, na região da vila dos milagres, aproximadamente 3,5 Km das encostas estudadas. Neste caso, não houveram vítimas. No entanto, duas residências foram atingidas, ocasionando perdas econômicas.

Ainda em visitas realizadas à região no mês de julho de 2018, foi possível observar diversas cicatrizes de deslizamentos planares que ocorrem ao longo das encostas do Ibura. Imagens como a mostrada na Figura 22 são vistas com frequência ao serem realizadas visitas de campo na região, mostrando a fragilidade do local e a importância do estudo em tais localidades.

Figura 22 - Cicatriz deslizamento planar Ibura.



Fonte: A autora (2018)

Após a análise do histórico de deslizamentos que ocorrem no bairro do Ibura, verifica-se a real necessidade não apenas de estudos voltados para a análise da estabilidade de tais encostas, como também a importância de medidas de contenção, estruturais e não estruturais na região. Tais medidas não só proporcionariam maior

segurança à vida dos moradores, como também evitariam diversas perdas econômicas.

3.3 SÍNTESE DO CAPÍTULO CARACTERIZAÇÃO GERAL DA ÁREA DE ESTUDO

Este capítulo objetivou a caracterização geral do município cuja áreas de estudo estão inseridas, apresentando características climáticas, geomorfológicas e geológicas do município de Recife. Além disso, foram apresentadas características locais das duas encostas tema desta dissertação, mostrando a localização de cada uma delas e destacando particularidades das mesmas. Ainda concernente a descrição mais focada nas encostas estudadas, foram mostrados alguns dados de deslizamentos que ocorreram no bairro do Ibura, em encostas próximas aquelas estudadas nesta pesquisa, enfatizando a importância do tema na região.

4 METODOLOGIA DOS ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO E DA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS

Este capítulo destina-se a apresentação da metodologia aplicada na investigação geológica – geotécnica realizada em campo e em laboratório. Em campo serão abordadas as atividades que abrangem as investigações de superfícies (levantamentos planialtimétricos), as investigações de subsuperfície (sondagem SPT) e amostragem realizada. Já em laboratório, a campanha de ensaios realizados no laboratório de solos e instrumentação da UFPE, incluem ensaios de caracterização física (análise granulométrica), ensaios de resistência e deformabilidade (cisalhamento direto, triaxial CD e edométrico), ensaio de permeabilidade (Tri-Flex) e determinação da curva característica (método do papel filtro). Os resultados obtidos a partir da campanha de investigação geológica-geotécnica serão tratados no Capítulo 5.

Este capítulo ainda apresenta a metodologia empregada na análise de fluxo e estabilidade das encostas estudadas, apresentando os *softwares* utilizados e as características geotécnicas consideradas nas análises. Os resultados obtidos nas análises de estabilidade das encostas serão mostrados no Capítulo 6.

4.1 CAMPANHA DE INVESTIGAÇÃO GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA

Conforme citado, a campanha de investigação geológica-geotécnica foi desenvolvida em campo e em laboratório. Em campo, a campanha teve como objetivos:

- Caracterizar o perfil geotécnico dos solos;
- Avaliar o índice de resistência à penetração (NSPT) em diversas profundidades;
- Determinar o perfil de umidade em diversas profundidades;
- Realizar uma coleta de amostras deformadas e indeformadas;
- Determinar a condutividade hidráulica.

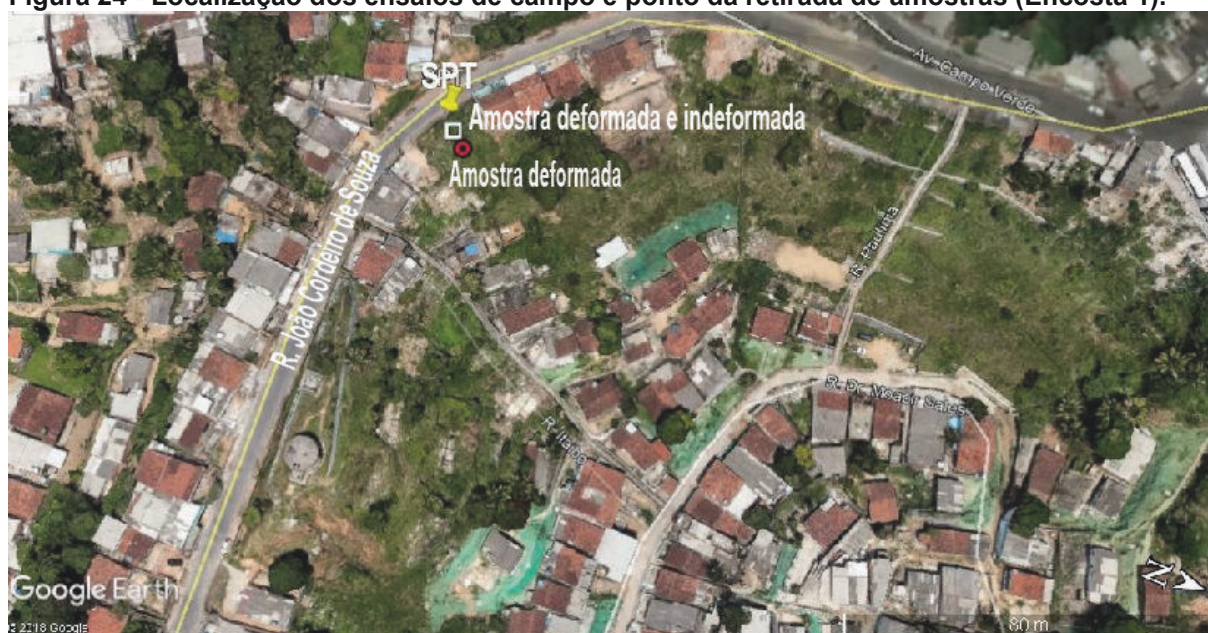
A localização dos ensaios de campo, bem como os locais onde foram retiradas amostras deformadas e indeformadas (blocos) estão apresentadas na Figura 23 para a Encosta 1 e na Figura 24 para a Encosta 2. A quantificação dos ensaios realizados em campo encontra-se na Tabela 7.

Figura 23 - Localização dos ensaios de campo e ponto da retirada de amostras (Encosta 1).



Fonte: Adaptado do Google Earth (2018)

Figura 24 - Localização dos ensaios de campo e ponto da retirada de amostras (Encosta 1).



Fonte: Adaptado do Google Earth (2018)

Tabela 7 - Investigação de campo

Investigação de Campo	Quantidade
Sondagem de simples reconhecimento (SPT)	02
Coleta de amostras deformadas	03
Coleta de amostras indeformadas (blocos)	04

Já em laboratório, a campanha de estudos é quantificada na Tabela 8.

Tabela 8 - Ensaios realizados em laboratório.

Ensaios em laboratório	Quantidade
Ensaios de Caracterização	03
Ensaios de Permeabilidade (Tri – Flex)	02
Ensaios Edométricos	04
Ensaios de Cisalhamento Direto (na condição natural, inundado e com reversões múltiplas)	06
Ensaios Triaxiais (CD)	02
Ensaios de sucção (Determinação da Curva Característica)	02

A campanha de ensaios de laboratório objetivou:

- Realizar uma caracterização física dos materiais envolvidos;
- Determinar os parâmetros de resistência, compressibilidade e permeabilidade;
- Definir características não-saturadas.

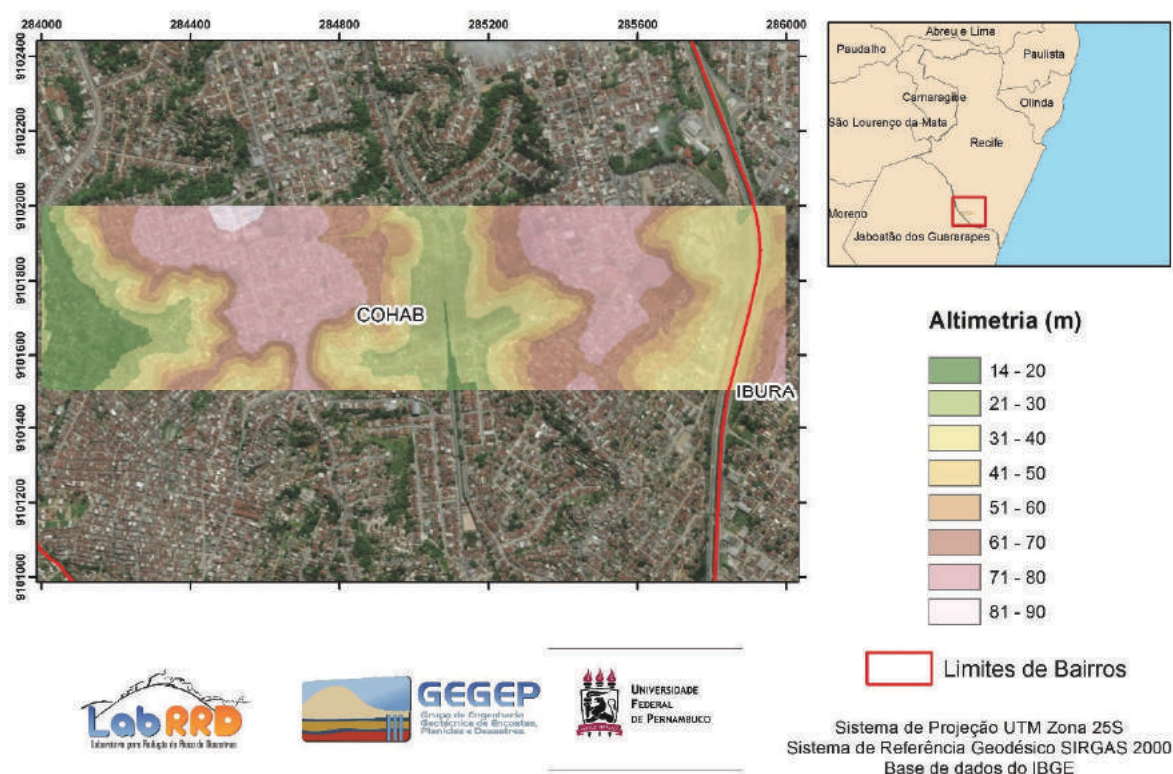
4.2 INVESTIGAÇÕES DE CAMPO

Esta seção apresentará as investigações de campo realizadas na área de estudo.

4.2.1 Investigação de superfície – Levantamento topográfico

Para definição da topografia das encostas, foram utilizados os dados cedidos pela Defesa Civil do município de Recife ao Grupo de Engenharia Geotécnica de Desastres e Planícies (GEGEP), através dos *softwares* ArcGis, QGis e Autocad Map, e com o auxílio da equipe de mapeamento cartográfico do GEGEP. A Figura 25 ilustra o mapa topográfico gerado para a Encosta 1 e 2, apresentando o modelo digital de terreno (MDT), que, segundo Felgueiras (1999), representam a variabilidade de um atributo, ou fenômeno geográfico, que ocorre dentro de uma região geográfica de interesse. No caso apresentado, a Figura 25 mostra as altitudes das encostas.

Figura 25 – Mapa da altitude das encostas.



Fonte: A autora (2018)

A partir das curvas de nível, apresentadas no Apêndice A, verifica-se que a Encosta 1 apresenta altitude máxima de 72 m e mínima de 44 m, com extensão de 134 m e declividade média de 20°. Já a Encosta 2 apresenta altitude máxima de 73 m e mínima de 40 m, com extensão de 59 m e declividade média de 33°. Um fator importante de ser observado é o relevo em forma de anfiteatro, também conhecido pequenas bacias de drenagem, que como já citado, apresenta zonas de escoamento superficial e de fluxos subsuperficiais.

4.2.2 Investigação de subsuperfície – Sondagens à Percussão (*Standard Penetration Test - SPT*)

Com o objetivo de obtenção de conhecimento acerca os materiais e da formação geológica das áreas de estudo, foram realizadas investigações de subsuperfície que compreenderam as sondagens de simples reconhecimento e caracterização geológica.

Uma sondagem foi realizada no topo de cada encosta. As sondagens ocorreram no mês de agosto de 2017. Nos dias em que ocorram as sondagens, o

clima pode ser descrito como ensolarado, não apresentando precipitações. Na Encosta 1, a sondagem alcançou uma profundidade de 23,05m. Na Encosta 2, a profundidade atingida foi de 21,00m. Os furos de sondagem foram realizados pela empresa Ensolo (Engenharia e Consultoria de Solos e Fundações Ltda.), seguindo os padrões estipulados pela Norma NBR-6484 – Método de Execução de Sondagem (ABNT, 2001). A Figura 26 apresenta alguns registros fotográficos da execução das sondagens executadas.

Figura 26 - Execução sondagem.



Fonte: A autora (2018)

Através das amostras retiradas pelo amostrador padrão, durante as sondagens SPT, realizou-se a determinação da umidade em relação à profundidade, traçando-se um perfil de umidade para a encosta. Para tal, amostras foram recolhidas do amostrador padrão no decorrer das sondagens (a cada metro de profundidade), sendo estocadas em embalagens plásticas e acondicionadas em isopor, com o intuito de conservar a umidade das amostras. Em seguida, as amostras foram levadas para o Laboratório de solos e instrumentação da UFPE, onde as umidades foram

determinadas pelo método da estufa (ABNT NBR 16097, 2012). A Figura 27 apresenta as amostras utilizadas para determinação do perfil de umidade de cada encosta.

Figura 27 - Amostras para determinação do perfil de umidade.



Fonte: A autora (2018)

Após a conclusão das sondagens, já com os relatórios de sondagem em mãos, foram determinadas as camadas, onde seriam realizadas as coletas das amostras indeformadas e deformadas. A escolha de tais camadas foi efetivada tomando como critério principal a resistência à penetração de cada camada, considerando a possibilidade de retirada dos blocos nos locais escolhidos.

4.2.3 Amostragem

Objetivando o estudo das propriedades mecânicas e realização de ensaios de caracterização e classificação dos solos, amostras deformadas e indeformadas foram coletadas, seguindo as prescrições da NBR 9604 - Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solos com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas (ABNT, 2016).

Os procedimentos adotados para coleta das amostras indeformadas tipo bloco constaram de escavação manual até a cota desejada, obtendo-se um poço exploratório. Em seguida, os blocos foram moldados com uso de ferramentas manuais ("ferro de cova" e faca afiada) até atingirem forma cúbica, com aresta de 35 cm. Após moldagem, os blocos foram envolvidos em papel filme, papel alumínio, tecido algodão

e fita adesiva, sendo então envoltos por parafina até criarem uma película rígida. Após estes processos, as bases dos blocos foram seccionadas e os blocos foram acondicionados em uma caixa de madeira. Os espaços vazios entre a amostra de solo e a caixa de madeira foram preenchidos com pó de serra. Ao final da retirada e acondicionamento, os blocos foram cuidadosamente transportados até a câmara úmida do Laboratório de Solos e instrumentação da UFPE.

Na Encosta 1, duas amostras indeformadas foram retiradas à uma profundidade de 0,96 m, tendo como nível o topo da encosta. A Figura 28 apresenta o procedimento de coleta das amostras indeformadas da Encosta 1.

Figura 28 - Moldagem do bloco (amostras indeformadas Encosta 1).



Fonte: A autora (2018)

Inicialmente foi determinado a coleta de amostras indeformadas em duas profundidades na Encosta 2, a 1,30 m e a 5,65 m de profundidade em relação ao topo da encosta. No entanto, durante o processo de coleta à profundidade de 5,65 m, não foi possível a realização da moldagem do bloco, devido as características do solo daquela camada. Nesta profundidade, apenas amostras deformadas foram coletadas. Já na profundidade de 1,30 m, duas amostras indeformadas foram retiradas. A Figura 29 apresenta o procedimento de coleta das amostras indeformadas da Encosta 2.

Figura 29 - Moldagem do bloco (amostras indeformadas Encosta 2).



Fonte: A autora (2018)

Nos mesmos locais onde as amostras indeformadas foram extraídas, amostras deformadas também foram coletadas em sacos de aproximadamente 15,00 Kg, que também foram transportadas até a câmara úmida do Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

Visando minimizar as perturbações, todo o processo de amostragem (retirada, transporte, estocagem antes da realização dos ensaios, abertura e manipulação para moldagem dos corpos de prova) foram executados de forma extremamente cuidadosa.

Sobre o processo de amostragem algumas observações serão realizadas. A primeira delas é concernente à presença de concreções lateríticas observadas durante todo o processo nas camadas onde as amostras eram retiradas. Em ambas encostas era evidente a presença de laterítas, no entanto foi observado uma maior concentração destas na Encosta 2.

Uma segunda observação refere-se ao período em que as amostras foram retiradas, sendo que todas elas foram extraídas no mês de setembro. Este mês apresenta precipitações menores das existentes no mês em que as sondagens foram efetuadas. Estes detalhes serão importantes na discussão dos resultados, principalmente em se tratando da resistência e da presença e influência da água nos solos.

4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Esta seção abordará os ensaios de laboratório efetuados nas amostras deformadas e indeformadas extraídas dos locais de estudo.

4.3.1 Ensaios de caracterização

Os ensaios de caracterização física, tais quais granulometria, massa específica dos grãos, umidade e limites de consistência foram realizados de acordo com a metodologia das seguintes normas propostas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT):

- NBR 6457 / 2016: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 7180 / 2016: Solo - Determinação do limite de plasticidade;
- NBR 6458 / 2017: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água;
- NBR 6459 / 2017: Solo - Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7181 / 2018: Solo - Análise granulométrica.

Durante o processo da determinação da curva granulométrica do solo, na etapa dos ensaios de sedimentação, foram realizados ensaios com a adição de defloculante (hexametáfosfato de sódio) normatizado pela ABNT e ensaios sem a adição de defloculante. O objetivo da execução dos ensaios sem defloculante foi verificar o comportamento do solo sem a desagregação de sua macroestrutura proveniente da cimentação das partículas, retratando a situação real encontrada em campo.

Os ensaios de caracterização física foram realizados a partir das amostras deformadas retiradas. Na encosta 1, os ensaios foram efetuados em uma amostra retirada na profundidade de 0,96 m. Já na encosta dois, os ensaios foram realizados em duas amostras, uma retirada na profundidade de 1,30 m e outra retirada na profundidade de 5,65 m. A Figura 30 mostra detalhes do processo de preparação das amostras. Já a Figura 31 apresenta detalhes do procedimento dos ensaios de caracterização física dos solos.

Figura 30 - Preparação amostras.



Fonte: A autora (2018)

Figura 31 - Procedimento ensaios de caracterização (peneiramento e sedimentação).



Fonte: A autora (2018)

4.3.2 Ensaio de Dispersão Rápida (Crumb Test)

Normatizado pela ABNT NBR 13601:1996, o ensaio de dispersão rápida, também conhecido como Crumb Test, foi desenvolvido para avaliar qualitativamente o comportamento de um agregado na umidade natural submerso em água destilada. Este ensaio fornece um método rápido e muito simples para a determinação de solos argilosos dispersivos sem a necessidade de utilização de um equipamento especial. (Bastos, 1999; Meira, 2008). Este ensaio é utilizado como um indicador para solos dispersivos. É o mais simples e fácil dos testes físicos e foi descrito pela primeira vez por Emerson (1967), que descobriu que a interação de partículas de tamanho argila em fluidos é um fator determinante para a estabilidade do solo, inicialmente estudado para o contexto agrícola.

O procedimento de execução normatizado para este ensaio consiste em se colocar dois ou três torrões com aproximadamente 2g de solo, na umidade natural, em um recipiente de vidro (Becker) contendo uma solução de hidróxido de sódio, e observar a reação por 5 a 10 minutos. No entanto, nesta dissertação, os torrões foram colocados em uma Becker contendo água destilada. Segundo Silveira et al. (1974), a realização do ensaio com água destilada fornece uma ideia da floculação e estado de agregação da amostra do solo argiloso, uma vez que o mesmo em se tratando de água pura, haverá uma adsorção de íons H^3O^+ ou HO^- na superfície das partículas de argila, tendo o efeito de defloculante. Após o tempo de observação, o solo é classificado de acordo com graus de dispersividade. Nesta dissertação, este ensaio foi realizado depositando as amostras cuidadosamente com os dedos, de forma que não ocorressem perturbações durante o processo. O período de observação da amostra após inserção no fluido foi de 60 minutos, observando e registrando as reações ocorridas. Detalhes acerca do procedimento de execução e graus de dispersividade podem ser encontrados na normatização ABNT NBR 13601:1996 e nos estudos realizados por Bastos (1999) e Meira (2008).

4.3.3 Permeabilidade (TRI-FLEX)

Para determinação da permeabilidade em laboratório, foi utilizado o aparelho Tri-Flex 2 da ELE International Inc./ Soiltest Products Division, que é um permeâmetro de carga constante e parede flexível. Segundo Silva (2007) A principal característica deste equipamento é a sua capacidade de simular o ensaio de permeabilidade sob diferentes pressões (confinante, base e topo).

Para a realização do ensaio A tensão confinante aplicada foi de 50 kPa e o gradiente hidráulico de 30, conforme recomendação da norma D5084 – 03 (ASTM 2003). Os ensaios foram realizados em ambiente com temperatura controlada a $(20 \pm 3) ^\circ C$. Os corpos de prova utilizados foram moldados, a partir das amostras indeformadas, com dimensões de 10 cm de altura e 10 cm de diâmetro. A metodologia deste ensaio é amplamente encontrada na literatura. Cita-se os trabalhos de Silva (2003), Santana (2006), Silva (2007), Meira (2008) e Soares (2012) e a normatização D5084-03 (ASTM, 2003). A Figura 32 apresenta detalhes da execução do ensaio de permeabilidade Tri-Flex.

Figura 32 – Execução ensaio de permeabilidade Tri-Flex.



Fonte: A autora (2018)

A partir dos resultados obtidos no decorrer do ensaio, o coeficiente de permeabilidade (k) é obtido a partir da seguinte expressão:

$$k = \frac{V \cdot L}{A \cdot T \cdot P} \quad (cm/seg) \quad (3)$$

Onde:

- V = Volume percolado (5 cm³);
- L = Altura da amostra (10 cm);
- A = Área do corpo de prova (78,54 cm²);
- T = Tempo médio p/ percolação de 5 cm³ (s);
- P = Gradiente psi x 70.37 cm/psi (cm - H₂O).

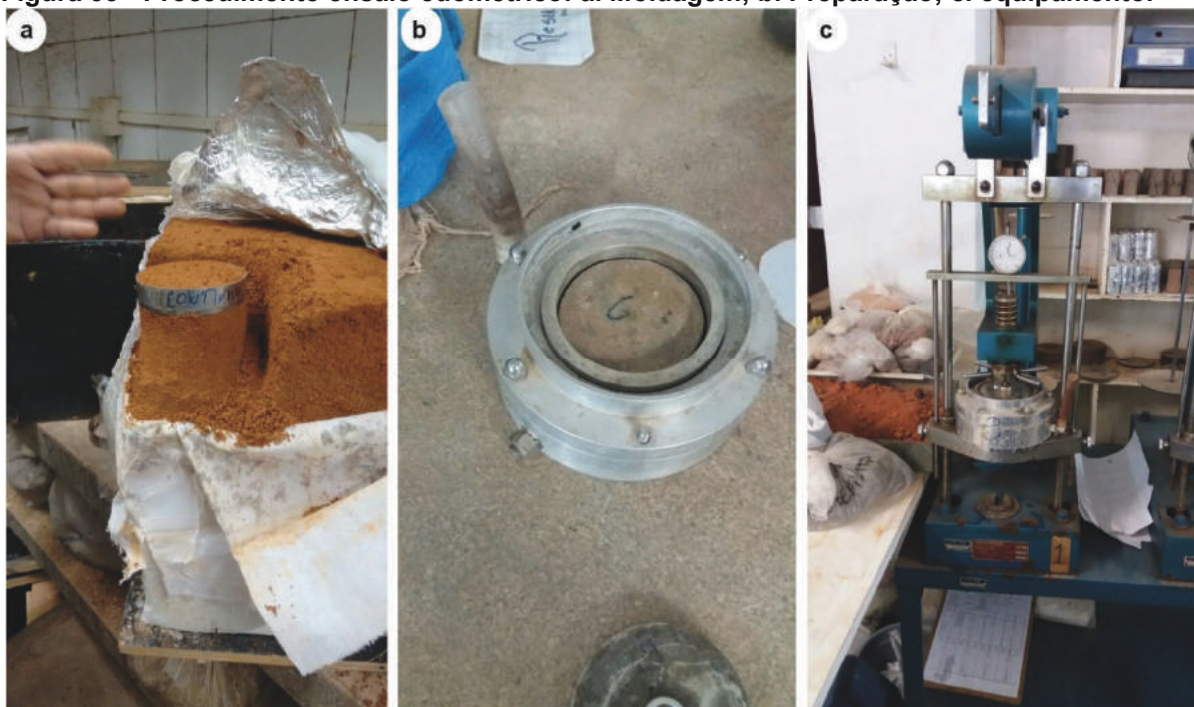
4.3.4 Ensaio edométrico

Para determinação e avaliação dos parâmetros de compressibilidade (coeficiente de adensamento vertical – C_v , índice de compressão C_c , e índice de expansão – C_s , coeficiente de compressão volumétrica – m_v e modulo edométrico – E'_{oed}), determinação da tensão de escoamento e avaliação do potencial de colapso dos materiais, ensaios edométricos duplos (condições natural e inundada) foram realizados.

Para efetivação desses ensaios, foram utilizadas as prensas de adensamento existentes no laboratório de solos da UFPE. Tais prensas são do tipo convencional com sistema de cargas através de pesos em pendural, com relação de braço 1:10 e células edométricas do tipo anel fixo e foram fabricadas pela Ronald Top S.A. As leituras das deformações foram realizadas através de extensômetros fabricados pela Mitutoyo e com sensibilidade de 0,01 mm.

Os anéis de adensamento apresentavam área de 60 cm² e altura de 2 cm. A moldagem dos corpos de prova foi realizada por cravação estática, de anéis confeccionados em aço inoxidável com dimensões e peso bem definidos (diâmetro de 7,2 cm e altura 3,0 cm). Maiores detalhes acerca da moldagem dos corpos de prova e procedimentos da realização do ensaio podem ser encontrados em Dyvik et al. (1985), Silva (2007) e Souza (2014). A Figura 33 apresenta detalhes da moldagem, preparação, equipamento e execução dos ensaios edométricos realizados.

Figura 33 - Procedimento ensaio edométrico: a. Moldagem; b. Preparação; c. equipamento.



Fonte: A autora (2018)

Foram moldados dois corpos de prova para cada uma das encostas, totalizando quatro corpos de prova. As umidades dos corpos de prova eram determinadas no início e no final de cada ensaio.

4.3.5 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é a forma mais antiga e simples de ensaio para se medir a resistência ao cisalhamento do solo. O objeto principal deste, é a obtenção de parâmetros de resistência, fundamentais para indicação do comportamento do solo. Este ensaio é muito utilizado na determinação da resistência em termos de tensões totais do solo, no entanto este ensaio também permite a obtenção da resistência residual dos solos. Apesar de apresentar limitações, tais quais a imposição de um plano de ruptura, não permitindo que ocorra a ruptura do solo no plano de menor fraqueza, e a impossibilidade de medição das poropressões, o ensaio de cisalhamento direto é amplamente empregado no meio geotécnico (Souza Neto, 1998; Das, 2013; Duncan et al., 2014).

Nesta dissertação foram realizados ensaio de cisalhamento direto, nas condições natural e inundada. Ainda foram realizados ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, objetivando a determinação da resistência residual dos solos. Para realização dos mesmos foi utilizada uma prensa de cisalhamento direto fabricada pela Ronald Top S/A, com sistema de cargas verticais, através de pesos em pendural. As leituras das deformações verticais e deslocamentos horizontais foram realizadas através dos extensômetros, da marca Mitutoyo, com sensibilidade de 0,01mm e anel de carga para determinação das forças horizontais aplicadas aos corpos de prova.

Os corpos de prova foram moldados com seção transversal quadrada, apresentando 101,6 mm de lado e 40,1 mm de altura, a partir das amostras indeformadas retiradas em campo. Para cada encosta foram moldados quatro para os ensaios naturais e quatro corpos de prova para a condição inundada, sendo os mesmos dos ensaios utilizados para obtenção da resistência residual, totalizando oito corpos de prova por encosta.

Na condição natural, inicialmente os corpos de prova foram submetidos a uma fase de adensamento por um período de 1 hora. Para condição inundada, todos os corpos de prova foram inicialmente inundados por um período de 24 horas, para então passarem pela fase de adensamento, que ocorreu de forma semelhante aos corpos de prova na condição natural. Após esta fase, os procedimentos dos ensaios realizados nas condições natural e inundada, seguiram as recomendações de Head (2006). Seguindo ainda as recomendações proposta por este mesmo autor, foi determinada a velocidade de deformação adotada nos ensaios, correspondendo à

0,025mm/min. As tensões normais utilizadas foram de 25, 50, 150 e 300 kPa. Ainda foram determinadas as umidades no início e final de cada ensaio a partir de coleta de amostras, através do método da estufa, sendo que para a condição inundada, este procedimento só foi feito após a realização do ensaio com múltiplas reversões. A Figura 34 apresenta detalhes da execução do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 34 - Execução ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: A autora (2018)

Já os ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas foram realizados apenas para a condição inundada, seguindo a mesma metodologia adotada nos ensaios de cisalhamento direto, nas condições natural e inundada, com relação às dimensões dos corpos de prova, moldagem, adensamento, velocidade de deformação e deslocamentos horizontais máximos permitidos. As tensões normais adotadas foram de 25, 50, 150 e 300 kPa.

Primeiramente era realizado o ensaio de cisalhamento direto para determinação da resistência de pico, sob velocidade de deformação constante. Em seguida, ao final do trajeto de aproximadamente 12 a 15 mm, retirava-se a água destilada e a carga vertical aplicada na amostra. Então caixa de cisalhamento era revertida para sua posição inicial. Foram realizadas um total de duas reversões por corpo de prova, uma vez que foram observados resultados com pouca variação de resultados, sugerindo que o solo já havia alcançado a condição residual.

4.3.6 Ensaio triaxial

O ensaio de cisalhamento triaxial é um dos métodos mais confiáveis utilizados para determinação dos parâmetros de resistência do solo. Uma das principais vantagens deste ensaio quando comparado com o ensaio de cisalhamento direto é

que ele não impõe ao corpo de prova uma superfície de ruptura, possibilitando que a ruptura do mesmo ocorra no plano de maior fraqueza.

O ensaio triaxial convencional resume na aplicação de um estado hidrostático de tensões e de um carregamento axial sobre um corpo de prova cilíndrico do solo. Para tal, o corpo de prova é inserido dentro de uma câmara de ensaio e envolvido por uma membrana plástica. Esta câmara é preenchida com água destilada e desaerada, à qual se aplica uma pressão confinante do ensaio. Tal pressão atua em todas as direções, inclusive na vertical. Sendo assim, o corpo de prova fica sob um estado hidrostático de tensões. Na base e no topo do corpo de prova são colocadas pedras porosas que permitem a drenagem através destas peças, que são permeáveis. Mais detalhes acerca do procedimento de execução e particularidades deste ensaio podem ser encontrados em Bishop e Henkel (1957), Pinto (2006), na norma D7181-11 da ASTM (2011) e em Fontoura (2015).

Nessa dissertação foram executados ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID). Neste ensaio, o corpo de prova saturado é submetido inicialmente a uma pressão de confinamento (σ_3), por compressão do fluido da câmara. A amostra é então submetida a um processo de adensamento, resultando em drenagem. Após a dissipação das poropressões geradas, aumenta-se a tensão desviadora ($\Delta\sigma_d'$), provocando a ruptura por cisalhamento. Como no ensaio CID a drenagem é permitida, a poropressão ($\Delta u_d'$) é igual a zero (Das, 2013; Fontoura, 2015). Para cada encosta, quatro corpos de prova foram moldados, a partir das amostras indeformadas. Os corpos de prova possuíam diâmetro de 5 cm e altura de 10 cm. A Figura 35 mostra alguns detalhes acerca da montagem e execução dos ensaios triaxiais executados.

Figura 35 - Detalhes da montagem e execução do ensaio triaxial.



Fonte: A autora (2018)

4.3.7 Curva característica

Fisicamente, a curva característica representa a relação existente entre a quantidade de fluido presente nos poros do solo e a sua correspondente sucção. Em outras palavras, é a relação constitutiva entre o teor de umidade ou o grau de saturação e a sucção. Assim, a relação entre o teor de umidade de um solo e a sucção é uma função contínua, gradativa, na qual a sucção varia inversamente com o grau de saturação ou o teor de umidade, ou seja, a sucção tende a um valor nulo à medida que o solo se aproxima da saturação, e a um valor máximo quando o grau de saturação tende a zero. A forma da curva está intimamente relacionada com a textura, composição mineralógica e estrutura do solo (Campos, 1984; Silva, 2007; Soares, 2008; Vivian, 2008).

Nesta pesquisa, as curvas foram obtidas pelo método do papel filtro. Este método baseia-se na capacidade de meios porosos absorverem ou perderem certa quantidade de água quando estão em contato, direto ou indireto, em um ambiente fechado, até entrarem em equilíbrio de pressão. Ou seja, o princípio deste ensaio é de que um solo quando posto em contato com um papel filtro, em um ambiente hermeticamente fechado, tenha uma certa quantidade de água do solo absorvida pelo papel até que o sistema entre em equilíbrio de pressão. Nesta condição, o papel e o solo possuirão a mesma sucção, porém com umidades gravimétricas diferentes. Conhecida a curva de calibração do papel (relação sucção-umidade) e a umidade gravimétrica do mesmo determina-se a sucção do solo (Lopes, 2006; Silva, 2007).

Maiores detalhes acerca deste ensaio podem ser encontrados em Lopes (2006), Silva (2007), Soares (2008) e Fredlund et al. (2012).

Para cada encosta, foram moldados quatro corpos de prova a partir das amostras indeformadas. Em um dos corpos de prova o ensaio já começava na umidade em que o ele estava (umidade natural). Os três outros corpos de prova passaram por um processo de saturação. Para a moldagem, foram utilizados anéis de aço inoxidável com diâmetro de 7,3 cm e altura de 2,0 cm. A moldagem ocorreu por cravação estática dos anéis, sempre no sentido vertical partindo do topo do bloco, retirando o solo circundante ao anel com o auxílio de uma faca de lâmina reta. Em seguida, cortava-se cerca de 2 cm abaixo da face inferior do corpo de prova, separando-o do bloco. Então, a superfície era devidamente nivelada utilizando uma régua metálica.

Após o processo de moldagem, os corpos de prova eram pesados e do material eram coletadas duas amostras de solo para determinação da umidade inicial do ensaio. Os corpos de prova foram então saturados com o auxílio de pedras porosas em contato com água destilada, onde a saturação ocorreu por capilaridade no período de quinze dias. Durante este período, o grau de saturação era verificado a cada dois dias, com o intuito de garantir a saturação do mesmo. A Figura 36 apresenta detalhes acerca do processo de preparação e saturação dos corpos de prova utilizados para determinação da curva característica.

Figura 36 - Preparação dos corpos de prova para determinação da curva característica.



Fonte: A autora (2018)

O procedimento para determinação das curvas características é normatizado pela ASTM D 5298 – 10 e será brevemente descrito. Após a saturação dos corpos de prova, dois papéis filtros Whatman nº 42 (um em cada lado do corpo de prova) foram colocados em contato com o solo. Objetivando a determinação da sucção total, o papel filtro era colocado em um dos lados da amostra mantendo contato direto com o solo. Já para determinação da sucção matricial, o papel filtro era colocado em outro lado do solo, sem que houvesse contato entre o solo e o papel, para tal, uma grelha polimérica era disposta entre a amostra e o papel.

O manuseio do papel filtro durante todo o ensaio foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica, para evitar qualquer alteração nas características originais do papel. O conjunto (papel mais corpo de prova) foi envolvido com várias camadas de filme de PVC para evitar a transferência (perda ou ganho de umidade) de água com o meio, seguido por papel alumínio e armazenado em uma caixa térmica (caixa de isopor). O tempo de estabilização adotado foi de 7 dias. Esses procedimentos foram adotados para obtenção de todos os pontos das curvas características. Após este período os papéis eram removidos das amostras e pesados em uma balança digital com capacidade de 200gr e sensibilidade de 0,0001gr, determinando-se, desta forma, o peso úmido. Em seguida, os papéis eram colocados em cápsulas numeradas e conduzidos a uma estufa com temperatura de 105 °C durante 24h, para posterior determinação do peso seco.

Na pesagem do papel úmido, o tempo de pesagem do papel (retirada do papel do solo e condução à balança) ocorreu em poucos segundos (entre 5 s e 10s). Na pesagem do papel seco alguns cuidados foram tomados a fim de evitar ganho de umidade até o momento da pesagem. As cápsulas contendo os papéis filtro eram removidas da estufa e levados até a balança dentro de um dessecador com sílica. Em seguida, os papéis eram retirados do dessecador e pesados sem exceder o tempo de 30 segundos recomendado por Chandler e Gutierrez (1986).

Após a retirada dos papéis filtros os corpos de prova eram expostos ao ambiente até a perda de umidade. Dois corpos de prova perdiam umidade em cerca de 2% e os outros dois corpos de prova perdiam cerca de 4% de umidade. Estes procedimentos foram repetidos até obter a curva característica por secagem.

O papel filtro Whatman 42, o qual, no estado seco ao ar, apresenta umidade da ordem de 6%, permiti medir sucções na faixa de 0 a 29 MPa (MARINHO, 1994). A

sucção foi determinada a partir da curva de calibração de Chandler et al. (1992) citado por Marinho (1994), resumida nas equações abaixo.

- Para umidade do papel (w) $> 47\%$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10(6,05 - 2,48 \log w) \quad (4)$$

- Para umidade do papel (w) $\leq 47\%$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10(4,84 - 0,0622 w) \quad (5)$$

4.4 ANÁLISE DE FLUXO E ESTABILIDADE

A campanha de ensaios de campo e laboratório e os dados de precipitação possibilitaram que análises de fluxo e estabilidade das encostas estudadas fossem realizadas. Através das informações obtidas modelos 2D das encostas foram gerados e analisados a partir do *software* Slope/W (GeoSlope, 2018). O Seep/W ainda foi utilizado em conjunto com o *software* Slope/W. De forma geral, os modelos gerados objetivaram restringir e quantificar, da melhor forma possível, as prováveis maneiras de ruptura para as encostas estudadas.

Com relação aos *softwares* da GeoSlope International, o Seep/W é voltado para a análise da infiltração subterrânea utilizando elementos finitos, em condição de fluxo estacionário ou transiente, em cenário de solo saturado ou não saturado. Em outras palavras, o Seep/W utiliza modelagem numérica para resolver problemas complexos de infiltração de água no solo. Já o Slope/W é baseado nas teorias de equilíbrio limite, que calcula diversas superfícies de ruptura, circulares ou não, determinando para cada uma delas um Fator de Segurança. Neste programa a análise da estabilidade também é realizada através de vários métodos, tais quais Bishop, Sarma e Morgenstern-Price. Para maiores informações acerca destes *softwares* consultar os trabalhos de Arya (2006), Silva (2007), Rahman (2012), Smith (2012), Gustafsson e Lindstrom (2014), Krahn (2015) e Broaddus (2015).

Os parâmetros geotécnicos atribuídos em cada camada (intercepto de coesão, ângulo de atrito, peso específico, coeficiente de permeabilidade) foram definidos da seguinte maneira: para as camadas cujas amostras foram extraídas, os parâmetros adotados foram aqueles obtidos na campanha de ensaios de campo e laboratório realizada; para as camadas nas quais não foram retiradas amostras, parâmetros foram atribuídos a partir de dados dispostos na literatura que condiziam com a

descrição de solo verificada para cada camada. Estes parâmetros foram extraídos dos trabalhos realizados por Coutinho e Severo (2009) e Santana (2006).

Já as análises na condição dos solos não saturados foram realizadas a partir da inserção dos dados obtidos através da curva característica. Para os solos estudados nesta dissertação, tais dados foram inseridos nos *softwares* a partir do modelo estabelecido por Fredlund e Xing (1994). Este modelo precisa de três parâmetros: a , n e m , extraídos da curva característica. O parâmetro “ a ” é relacionado à sucção no ponto de entrada de ar, ou seja, o ponto onde ocorre a desaturação e a permeabilidade do solo começa a reduzir. Os parâmetros “ a ”, “ m ” e “ n ” são obtidos a partir das seguintes equações:

$$a = \psi_i \quad (6)$$

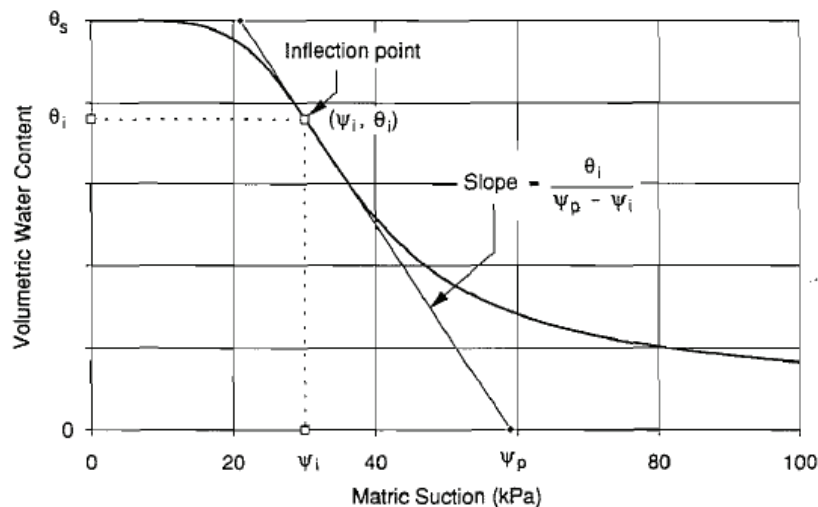
$$m = 3,67 \ln \left(\frac{\theta_s}{\theta_i} \right) \quad (7)$$

$$n = \frac{1,31^{m+1}}{m\theta_s} 3,72s\psi_i \quad (8)$$

Onde:

- θ_s : umidade volumétrica inicial;
- θ_i : umidade volumétrica no ponto de entrada de ar;
- ψ_i : sucção matricial no ponto de entrada de ar;
- s : inclinação da reta de inflexão da curva característica (Figura 37).

Figura 37 - Modelo da solução gráfica para obtenção dos parâmetros a , n e m .



Fonte: Fredlund e Xing (1994)

Para os solos cujo parâmetros foram extraídos da literatura, foram utilizados artifícios existentes nos *softwares* de análise que possuem em sua base de dados estimativas de curvas características para diversos solos. Dessa forma, foram escolhidos aqueles solos que mais se aproximavam com os descritos nos perfis de cada encosta.

As curvas de condutividade hidráulica, que expressam a relação entre a sucção e o coeficiente de permeabilidade dos solos não saturados, foram obtidos a partir da curva característica de cada solo. Tais curvas são geradas nos próprios *softwares* que realizam as análises de fluxo. Nesta dissertação, foi utilizado o método proposto por Van Genuchten, utilizando os valores de coeficiente de permeabilidade dos solos saturados (k_s) obtidos nos ensaios de permeabilidade e coeficientes de ajuste da curva (α , m , n), seguindo a equação abaixo.

$$k(\psi) = k_s \cdot \frac{[1 - (\alpha\psi^{n-1})(1 + \alpha\psi^n)^{-m}]^2}{((1 + \alpha)^n)^{\frac{m}{2}}} \quad (9)$$

Nas análises de fluxo, as malhas de elementos finitos utilizadas foram compostas por elementos quadrados e triangulares de 2,5 m de lado. Um total de 518 nós e 469 elementos foram determinados para a Encosta 1 e 243 nós e 224 elementos foram determinados para a Encosta 2. Menores tamanhos dos elementos foram definidos, no entanto foi verificado problemas de convergência durante as análises. Dessa forma, optou-se pela utilização de elementos maiores, aplicando uma malha mais simples. Essa escolha foi baseada no proposto nas recomendações dos fabricantes que citam que a malha de elementos finitos deve ser tão simplificada quando a complexidade do modelo permitir.

Após o processo de inserção dos parâmetros, saturados e não saturados, foram realizadas as análises de fluxo considerando a influência da infiltração de água no solo. Nesta fase, foi utilizada o modelo proposto por Muntohar e Liao (2010) para determinação da taxa de infiltração a partir da inclinação da encosta, dos parâmetros de permeabilidade e dos parâmetros não saturados dos solos. Esta proposta é baseada no modelo de infiltração Green-Ampt (1911), muito utilizado ainda hoje em hidrologia (mas que não é considerado adequado para superfícies inclinadas). A taxa de infiltração obtida através do modelo proposto por Muntohar e Liao (2010) para superfícies inclinadas é efetuada tendo como base a seguinte equação:

$$f(t) = k \left[\cos \alpha + \frac{\psi_i \Delta \theta}{F(t)} \right] \quad (10)$$

Em que:

- $f(t)$: taxa de infiltração pelo tempo (m/s);
- k : coeficiente de condutividade hidráulica;
- α : inclinação da encosta;
- $\Delta \theta$: variação da umidade volumétrica dada por:

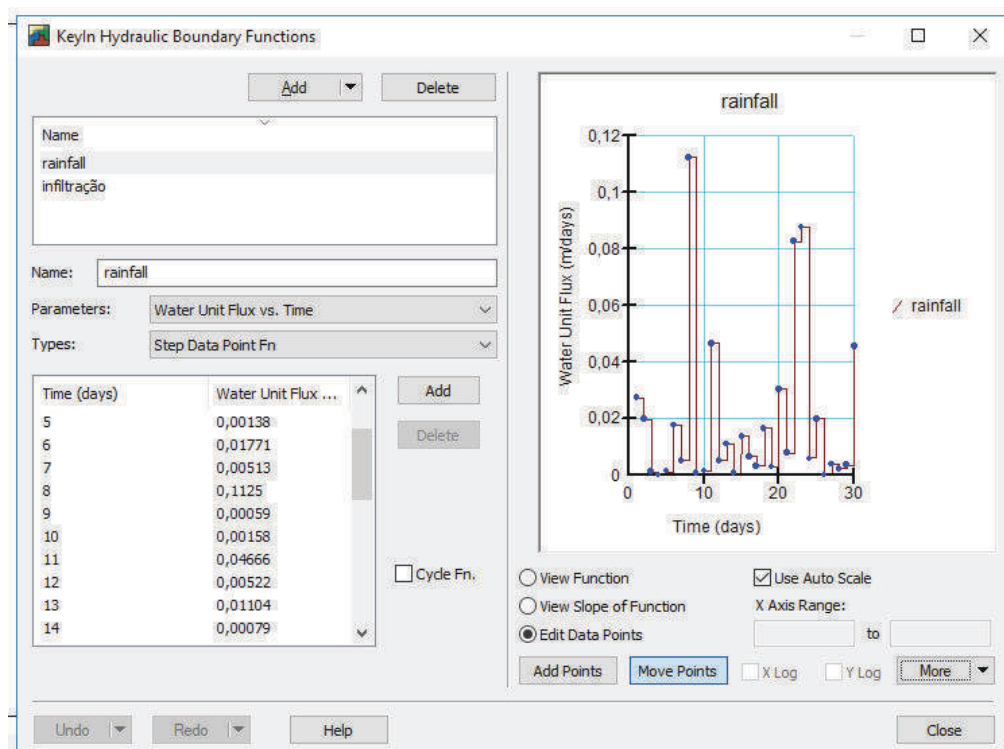
$$\Delta \theta = \theta_s - \theta_i \quad (11)$$

- $F(t)$: Infiltração acumulada no tempo (t), definida por:

$$F(t) = k \cdot t \quad (12)$$

Em Conjunto com os dados de infiltração dos solos, foram utilizados os dados pluviométricos da região para simulação do efeito das precipitações sobre a estabilidade da encosta. Inicialmente, foi tomado o mês que apresentou a maior média pluviométrica dos últimos anos e realizada a análise de fluxo transiente deste mês. Para tal, os dados diários registrados pelo pluviômetro foram inseridos no software. A Figura 38 mostra um exemplo de como ocorreu a entrada destes dados no *software* SEEP/W.

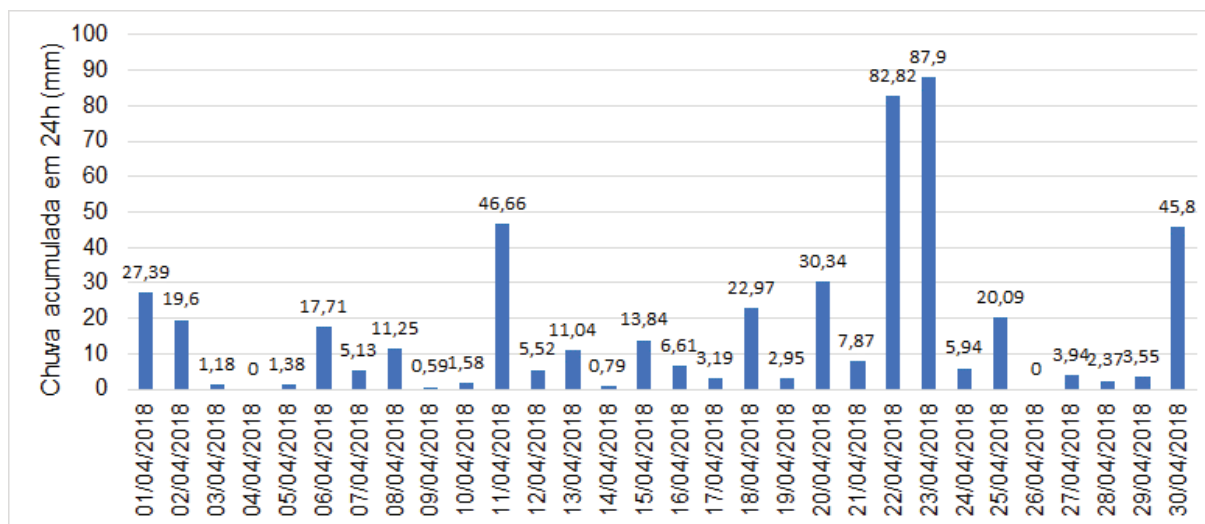
Figura 38 - Exemplo de consideração dos dados pluviométricos no SEEP/W.



Fonte: A autora (2018)

Para ambas as encostas, as simulações foram inicialmente efetuadas considerando o mês de abril do ano de 2018, que apresenta a maior média pluviométrica dos últimos 05 anos, equivalente à 490 mm. Os valores diários correspondentes a este mês são apresentados na Figura 39.

Figura 39 - Precipitação diária acumulada no período do mês de abril / 2018.



Fonte: A autora (2018)

As análises de fluxo apresentadas neste trabalho foram desenvolvidas em três etapas: na primeira etapa foi realizada uma análise de fluxo estacionário para determinação da distribuição das poropressões nas encostas, antes do início das chuvas; na segunda etapa, realizou-se uma análise de fluxo transiente considerando os dados pluviométricos registrados para o mês de abril de 2018, com o intuito de verificar o comportamento da encosta sobre condições reais de precipitação; na terceira e última etapa, desenvolveu-se uma análise considerando a influência de ações antrópicas, especificamente de vazamentos em tubulações, muito comuns de serem encontrados neste cenário. Para tal, foram considerados os mesmos dados pluviométricos dos utilizados nas análises correntes na segunda etapa. O valor atribuído ao vazamento foi de 3,2 m³/ dia, inserido no *software* como *Total flux*. Tal valor foi baseado nos estudos de Mendes et al. (2018), que considera diversos fatores que influenciam a estabilidade de uma encosta, dentre eles, os vazamentos de tubulações.

Durante a segunda etapa foi dividida em duas sub-etapas. A primeira considerando a sucção equivalente a amostra indeformada retirada. Já a segunda, tendo em vista que as amostras foram retiradas em um período considerado mais

seco e os valores de sucção adotados nas análises foram correspondentes a este período, análises de fluxo e estabilidade considerando menores sucções foram efetuadas. Nestas, adotou-se a hipótese de que a sucção sofreria uma redução de 50% no período de chuvas com base no verificado em alguns trabalhos realizados nesta formação geológica, cita-se Silva (2007) e Meira (2008).

Especificamente para a Encosta 2. A quarta análise acima descrita objetivou a representação de uma ruptura ocorrida nesta encosta no ano de 2009, conforme já citado no Capítulo 3. A adoção das precipitações foram tomadas como base, uma vez que os dados referentes aquele ano não foram disponibilizados. Nesta análise, o período adotado para o vazamento foi de 30 dias, pois segundo relatos da defesa civil e dos moradores, na época da ruptura desta encosta, o vazamento existiu por mais de 20 dias.

O regime transiente foi adotado, uma vez que este regime é o mais indicado quando a influência da chuva é considerada. Diversos estudos têm conduzido as análises de estabilidade de taludes não saturados sob a condição de regime transiente (Tsaparas et al. 2002; Rahardjo et al. 2007; Godt et al. 2012; Ali et al. 2014; Pham et al., 2017). A maior parte destes estudos considera o efeito da chuva na estabilidade das encostas. Para a efetivação destas análises é necessário a definição do tempo em que a encosta está sujeita às mudanças climáticas. Nesta dissertação, o tempo adotado foi de 30 dias, considerando que as encostas estivessem sujeitas a uma chuva acumulada referente aos dados de precipitação mensais.

Por fim, após todas as definições realizadas, as análises de estabilidade foram efetivamente efetuadas. Para a Encosta 1, cinco análises foram desenvolvidas. A primeira foi fundamentada na análise comumente realizada, utilizando apenas os parâmetros inundados do solo, sem considerar nenhuma análise de fluxo. A segunda inseriu a sucção no solo sem que, mais uma vez, o fluxo fosse considerado. As outras três análises foram realizadas considerando as três condições de fluxo avaliadas. Para a Encosta 2, seis análises foram desenvolvidas. As cinco primeiras ocorreram da mesma forma que na Encosta 1. A sexta e última análise realizada para esta encosta envolveu a representação de uma ruptura ocorrida na mesma. Todas as análises de estabilidade foram efetuadas através do método de cálculo de Morgenstern & Price.

4.5 SÍNTESE DO CAPÍTULO DA METODOLOGIA APLICADA EM TODAS AS ETAPAS

Este capítulo abordou a metodologia aplicada nos ensaios de campo e laboratório, mostrando as generalidades e particularidades de cada um dos ensaios realizados nesta dissertação. Ainda foram mostrados a metodologia adotada nas análises de fluxo e estabilidade, apresentando detalhes que foram considerados nas mesmas. Durante o desenvolvimento deste capítulo, foi descrito apenas o essencial de cada ensaio, citando diversos trabalhos que tratam dos procedimentos dos mesmos de forma mais detalhada. Apenas os ensaios que não são amplamente encontrados na literatura foram detalhadamente descritos. Em se tratando das análises de fluxo e estabilidade, o detalhamento dos *softwares* utilizados também não foi amplamente abordado, citando também vários trabalhos disponíveis na literatura mundial acerca dos mesmos. Além disso, foram especificadas os métodos e singularidades adotadas em todas as análises de fluxo e estabilidade.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS – CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

O presente capítulo tem como objetivo apresentar e discutir os resultados obtidos nos ensaios realizados em campo e laboratório, comparando-os com resultados presentes na literatura. No final deste capítulo, uma síntese dos resultados obtidos será apresentada.

Por se tratar de duas encostas distintas, na investigação geotécnica de campo, primeiro serão analisados e discutidos os resultados obtidos para a Encosta 1, localizada na Avenida Rio Grande. Posteriormente serão analisados e discutidos os resultados obtidos para a Encosta 2, localizada Avenida Dr. Moacir Sales. No entanto para a investigação geotécnica de laboratório, só a análise granulométrica será tratada separadamente, sendo que nos demais ensaios as duas encostas serão tratadas em conjunto para uma melhor discussão e compreensão dos dados.

Ainda neste capítulo, será abordada a influência do processo pedogenético, conhecido como laterização, nos resultados obtidos nestas encostas.

5.1 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE CAMPO

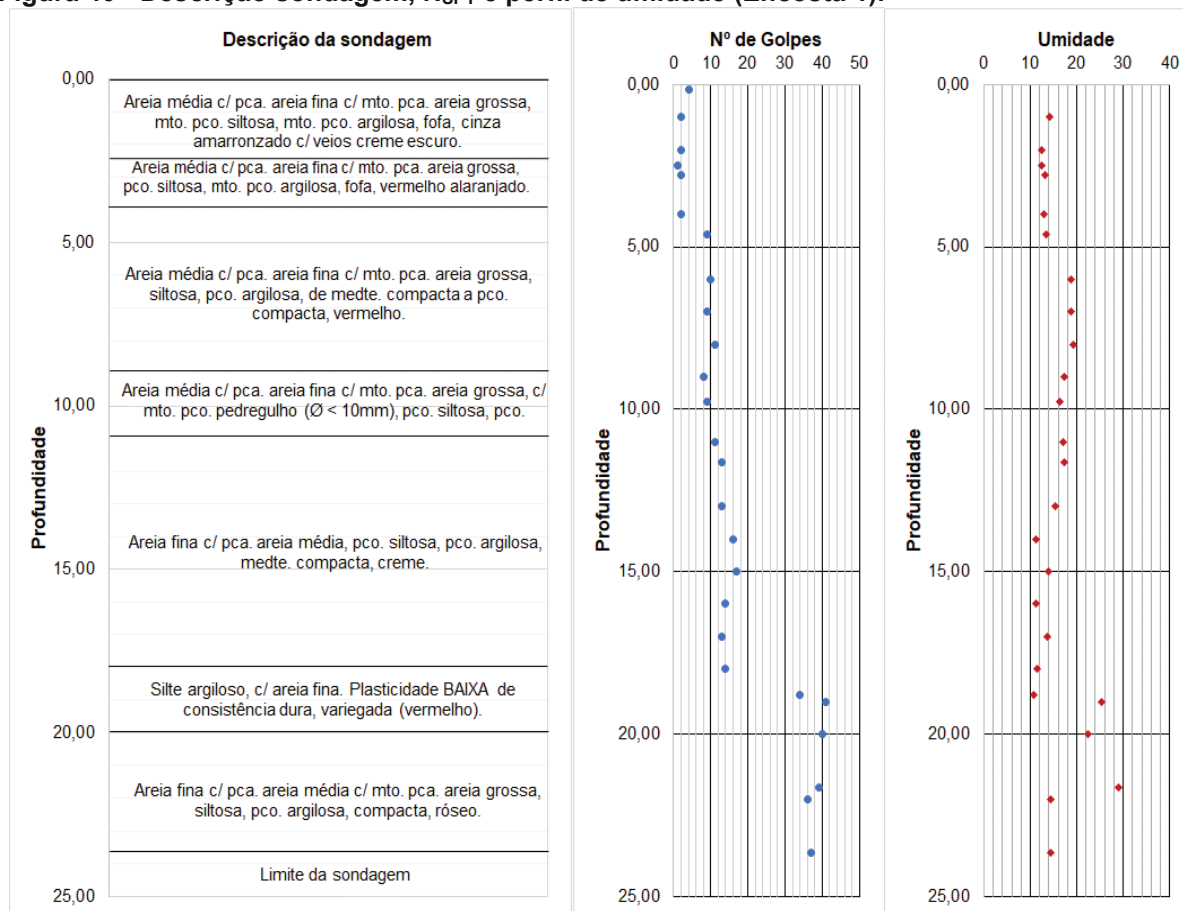
Esta seção irá mostrar os resultados das investigações geotécnicas de campo.

5.1.1 Sondagem de simples reconhecimento com determinação do N_{SPT} – Encosta 1

Conforme mencionado no capítulo 4, uma sondagem SPT foi realizada no topo da encosta. A Figura 40 apresenta os resultados obtidos na sondagem, mostrando a descrição do material e o N_{SPT} encontrado. Esta mesma Figura ainda apresenta o perfil de umidade com a profundidade determinado em laboratório. O relatório de sondagem gerado pela empresa executora encontra-se no Anexo A.

Com relação a geologia, o substrato geológico da área foi identificado como pertencente à Formação Barreiras. A partir da sondagem e das visitas realizadas à campo com a presença de um geólogo do grupo GEGEP, constatou-se que a encosta em estudo é composta por sedimentos areno-siltico-argilosos, de canal fluvial, típicos de depósitos por enxurradas. De acordo com a sondagem, ainda foi possível observar que os solos possuem coloração viva, variando desde creme escuro, vermelho alaranjado até róseo.

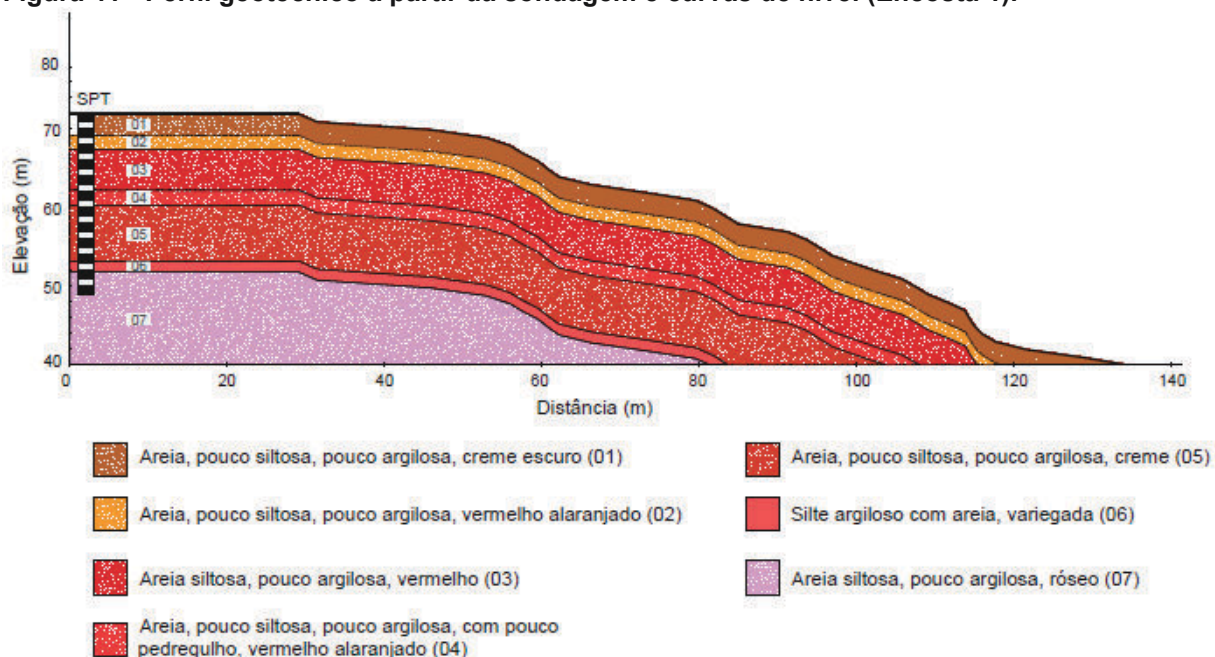
Figura 40 - Descrição sondagem, N_{SPT} e perfil de umidade (Encosta 1).



Fonte: A autora (2018)

Pode-se observar um perfil predominantemente arenoso, com baixos valores de N_{SPT} , variando de 2 a 9 golpes, até aproximadamente 10,0 m em profundidade. A partir dessa profundidade, ocorre um aumento do N_{SPT} , variando de 10 a 18 golpes até 19,0 m em profundidade, quando então há um ganho significativo, alcançando N_{SPT} igual a 39 até o limite da sondagem, 24,0 m em profundidade. Estes valores mostram, que o perfil em questão, apresenta baixa resistência até uma profundidade considerável, sendo este fator importante quando considerada a estabilidade da encosta à movimentos gravitacionais (deslizamento) e de transporte (erosão) de massas. Também se torna importante, quando avaliado a possibilidade de construções que apresentem cargas razoavelmente elevadas. No entanto, enfatiza-se que a construção deste tipo de obra é pouco comum na região. A partir da sondagem realizada e do levantamento planialtimétrico, um perfil geotécnico da encosta foi desenvolvido, conforme apresentado na Figura 41.

Figura 41 - Perfil geotécnico a partir da sondagem e curvas de nível (Encosta 1).



Fonte: A autora (2018)

Ainda constatou-se que a sondagem realizada nesta encosta apresenta um perfil típico da região do bairro do Ibura, como pode ser observado nos trabalhos realizados por Gusmão Filho (1995), Santana (2006) e Meira (2008), mostrando fortemente a concordância com a fácies classificada, constituída por perfis predominantemente arenosos com ganho de resistência com a profundidade.

Com respeito ao perfil de umidade mostrado na Figura 40, é possível observar pouca variação da umidade com a profundidade, variando entre 11 a 19%. A partir de 19,0 m em profundidade, observa-se uma discrepância de valores, devido a um aumento significativo da umidade, quando era esperado que o oposto ocorresse, uma vez que o nível d'água não foi encontrado. Este fato pode ser explicado como uma interferência do próprio procedimento da sondagem, especificamente a lavagem, que pode ter afetado o solo, aumentando sua umidade com a profundidade. Os valores da umidade determinados serão úteis nas análises de estabilidade considerando o solo não saturado, onde serão considerados os aspectos concernentes à sucção do solo, auxiliando na verificação da coerência dos resultados gerados nas simulações efetuadas.

5.1.2 Sondagem de simples reconhecimento com determinação do N_{SPT} – Encosta 2

Nesta encosta, também foi realizada uma sondagem SPT no topo. Da mesma forma do apresentado para a Encosta 1, a Figura 42 apresenta os resultados obtidos na sondagem, mostrando a descrição do material e o N_{SPT} encontrado. Esta mesma Figura ainda apresenta o perfil de umidade com a profundidade determinado em laboratório. O relatório de sondagem gerado pela empresa executora encontra-se no Anexo B.

Figura 42 - Descrição sondagem, N_{SPT} e perfil de umidade (Encosta 2).



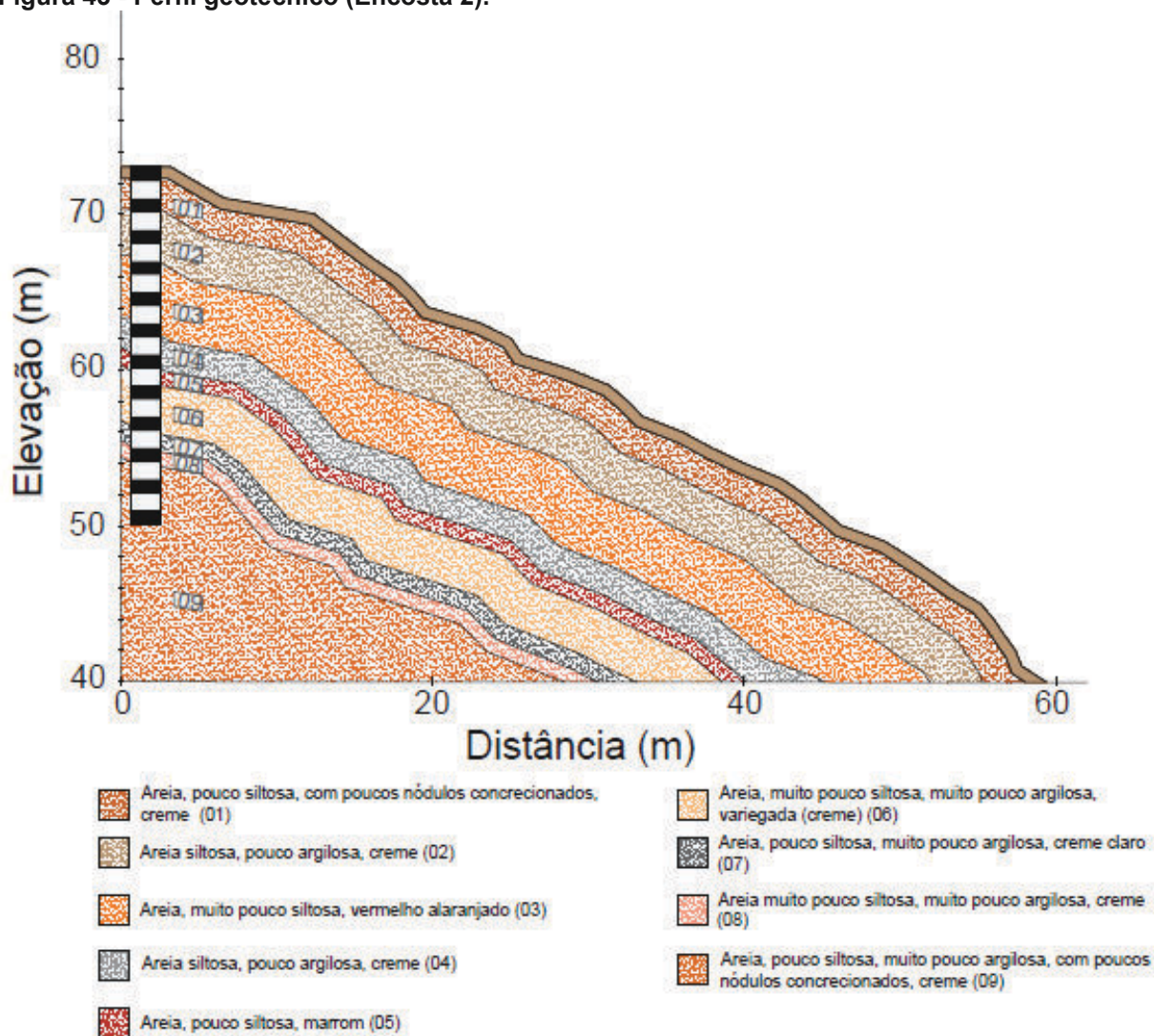
Fonte: A autora (2018)

O substrato geológico da área também foi identificado como pertencente à Formação Barreiras. Constatou-se que a encosta em estudo é também, composta por sedimentos areno-síltico-argilosos, de canal fluvial, típicos de depósitos por enxurradas. De acordo com a sondagem, nessa encosta, os solos possuem coloração menos viva do que a presente na Encosta 1, apresentando tonalidade de creme e marrom.

O perfil observado também é predominantemente arenoso, com baixos valores de N_{SPT} , variando de 2 a 10 golpes, até aproximadamente 7,0 m em profundidade. A partir dessa profundidade, ocorre um aumento significativo do N_{SPT} , variando de 18 a 24 golpes até 11,0 m em profundidade, quando então há uma redução significativa, alcançando N_{SPT} igual a 12 golpes. A resistência volta a aumentar a partir de 15,0 m em profundidade, atingindo N_{SPT} igual a 29 até o limite da sondagem, 21,0 m em profundidade. Estes valores mostram, que o perfil em questão, apresenta baixa resistência até uma profundidade considerável, distinguindo-se do perfil mostrado na Encosta 1, por apresentar um aumento da resistência com posterior decréscimo da mesma. Além dos fatores observados para a Encosta 1, enfatiza-se a importância deste ganho e redução da resistência, que, caso uma investigação geotécnica seja mal elaborada, pode gerar problemas de capacidade de carga em obras cujas tensões ultrapassem a camada mais resistente e atinja a menos resistente.

Quando comparado com a Encosta 1, esta encosta apresenta uma variação muito maior de solos que compõe o talude. Como já mencionado, o perfil geotécnico da Encosta 2 é composto por um solo predominantemente arenoso. Porém, existe uma grande diferença na composição granulométrica com a profundidade, como pode ser observado a partir das amostras extraídas durante o processo de sondagem. Em algumas amostras, foram evidenciadas a presença clara de laterita, gerada a partir do processo de laterização. Também foi observado uma grande variação na consistência entre as camadas. A partir da sondagem realizada e do levantamento planialtimétrico, um perfil geotécnico da encosta foi desenvolvido, conforme apresentado na Figura 43.

Figura 43 - Perfil geotécnico (Encosta 2).



Fonte: A autora (2018)

Da mesma forma do que o notado na Encosta 1, verifica-se a coerência no resultado apresentado na sondagem com os resultados de sondagens realizadas na mesma região do bairro Ibura encontrados na literatura.

Com respeito ao perfil de umidade, o comportamento observado foi semelhante ao encontrado na Encosta 1, onde é possível observar pouca variação da umidade com a profundidade, variando entre 10 a 19%. A partir de 19,0 m em profundidade, também observa-se uma discrepância de valores, uma vez que ocorre um aumento significativo da umidade, quando era esperado que o oposto ocorresse, já que mais uma vez o nível d'água não foi encontrado. Para esta encosta, as observações realizadas concernentes ao perfil de umidade desenvolvido são as mesmas das citadas para a Encosta 1.

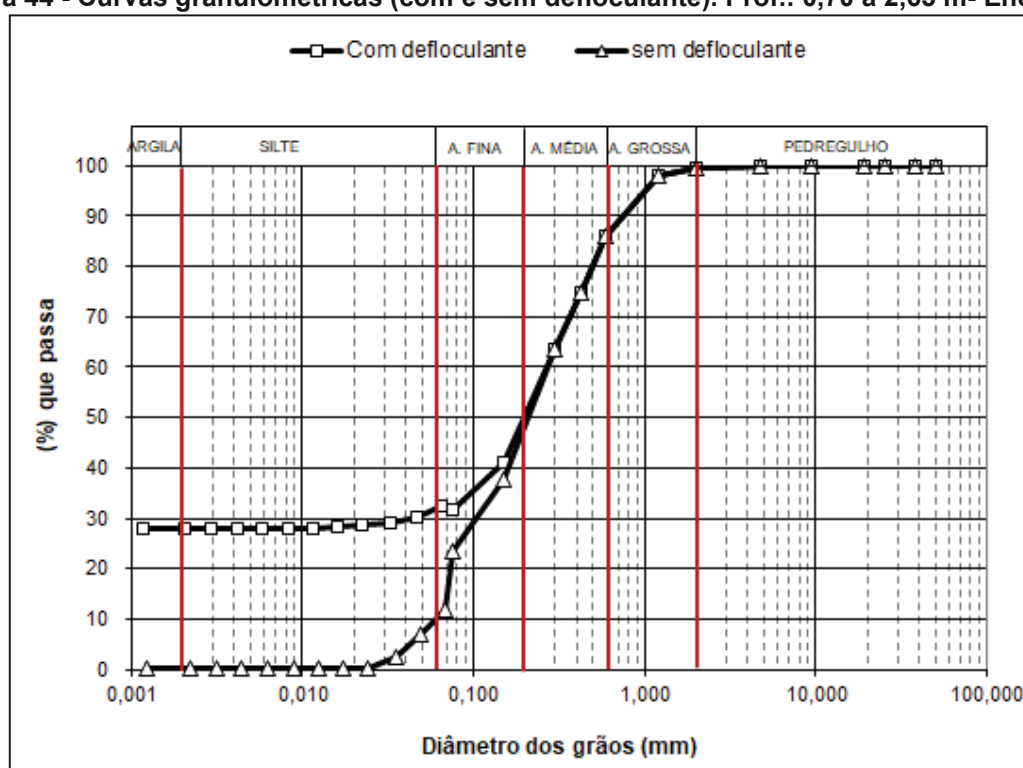
5.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA DE LABORATÓRIO

Esta seção irá mostrar os resultados das investigações geotécnicas de campo.

5.2.1 Análise granulométrica e índices de consistência (Encosta 1)

A Figura 44 apresenta as curvas granulométricas com e sem o uso de defloculante. Para melhor compreensão dos resultados, uma tabela síntese com os resultados obtidos nos ensaios de caracterização, com e sem o uso de defloculante, com as frações dos solos enquadrados segundo a escala da ABNT, peso específico dos grãos, atividade e limites de Atterberg, encontra-se no Apêndice B.

Figura 44 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante). Prof.: 0,70 a 2,65 m- Encosta 1



Fonte: A autora (2018)

Observa-se que para o ensaio com defloculante mostrou que o material apresenta uma granulometria predominantemente grossa, com menos de 50% passando na peneira #200 (0,075 mm). Neste material, há uma predominância da fração areia, com percentual total de 67%. Observa-se que maiores percentuais de areia fina (31%) e areia média (34%). O material apresenta apenas 2% de areia grossa e 1% de pedregulho. Com relação a fração fina, foi observado a presença de 28% de argila e 4% de silte.

O índice de plasticidade (IP) correspondente foi de 6,89. A partir dos resultados obtidos, o solo foi classificado de acordo com a classificação unificada (USCS) como uma areia siltosa (SM). O G_s encontrado foi de 2,64. De acordo com Silva (2007), valores de G_s entre 2,5 a 2,7, sugerem na fração areia, uma mineralogia composta predominantemente do mineral quartzo. A atividade determinada foi igual a 0,25, classificada como inativa pela classificação proposta por Vargas (1988), sendo um indício da ausência de minerais argílicos do tipo expansivos.

Já para os ensaios sem a adição de defloculante, notou-se uma diminuição nos percentuais das frações de argila e um aumento nos percentuais de silte e areia fina, indicando que a argila tende a apresentar-se agregada no seu estado natural. Esse resultado é coerente com o descrito na literatura. De acordo com Albuquerque et al. (2006), quando se compararam as curvas granulométricas, para o solo de mesma profundidade, com o sem o uso de defloculante, observa-se uma diferença significativa entre as frações de silte e argila. Ainda segundo estes autores, este fato está relacionado às propriedades cimentantes dos óxidos de ferro e alumínio, que produz aglutinações de argila, acarretando uma estrutura macroagregada, assim sendo, as diferenças de textura são bem discrepantes.

Pela comparação entre os ensaios realizados com e sem a adição de defloculante é possível realizar uma avaliação da dispersibilidade do solo, através da proposta normatizada pela ABNT NBR 13602 (1996). No solo estudado, a razão entre os percentuais de argila do ensaio sem defloculante para o ensaio com defloculante (PD), expresso em termos percentuais foi igual a zero (0), indicando uma fração de argila completamente não dispersiva.

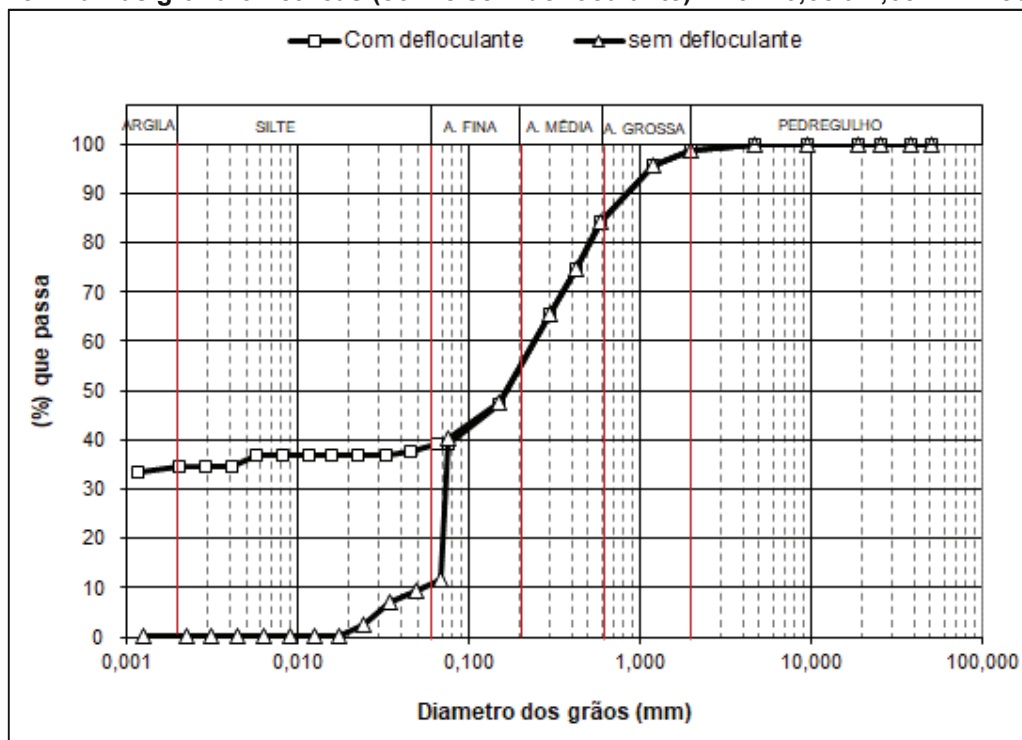
A determinação deste resultado apresenta grande importância neste estudo devido as características granulométricas do solo em questão, que, por se tratar de um solo predominantemente arenoso, esperava-se que este fosse mais suscetível à processos de transporte de massa (erosão). No entanto, verifica-se que no solo estudado, os resultados mostraram que o mesmo não possui indicações da susceptibilidade à erosão. Esse resultado é ainda corroborado com os valores encontrados no *Crumb Test*, posteriormente apresentado, e com as observações realizadas em campo, que mostram poucos processos erosivos na área, mesmo o solo encontrando-se exposto em sua maioria, sem qualquer cobertura ou proteção contra este fenômeno.

5.2.2 Análise granulométrica e índices de consistência (Encosta 2)

A Figura 45 apresenta as curvas granulométricas com e sem defloculante da Encosta 2, 1,30 m em profundidade e a Figura 46 mostras as curvas desta mesma encosta em profundidade de 5,65 m. A síntese com os resultados da caracterização física, determinada em laboratório, também podem ser encontrados no Apêndice B.

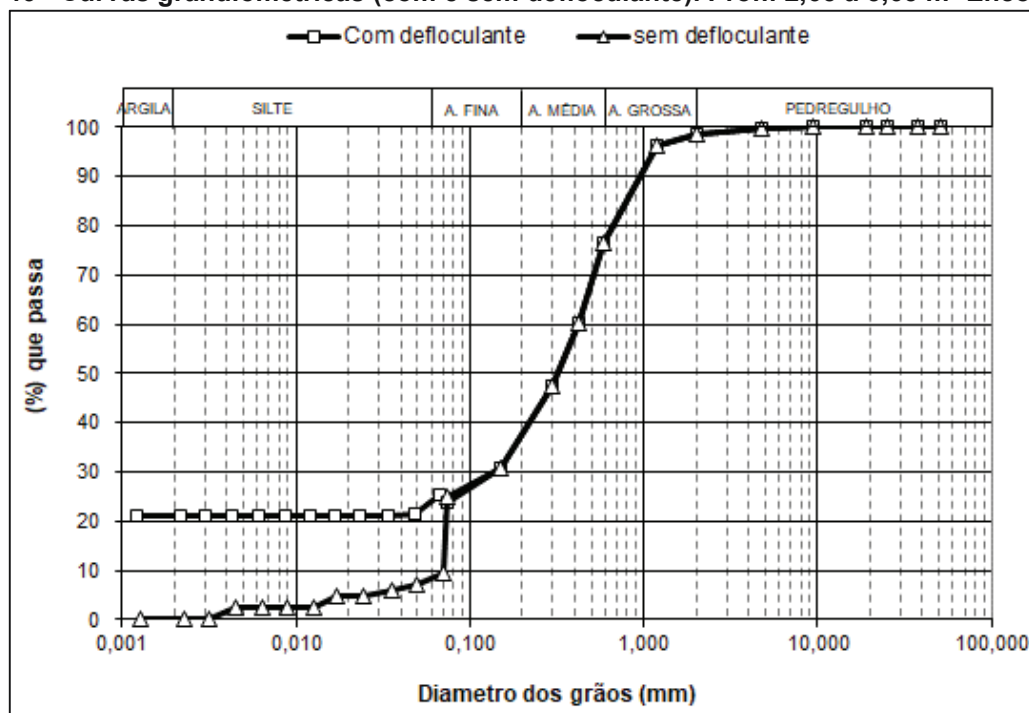
A partir dessas Figuras, observa-se que para o ensaio com defloculante, para a profundidade de 1,30, o material apresenta uma granulometria predominantemente grossa, com menos de 50% passando na peneira #200 (0,075 mm). Neste material, há uma predominância da fração areia, com percentual total de 61%. Observa-se que maiores percentuais de areia fina (28%). O material apresenta 19 % de areia média, 14% de areia grossa e apenas 2% de pedregulho. Com relação a fração fina, foi observado a presença de 33% de argila e 4% de silte. Já para a profundidade de 5,65m, o material também apresenta uma granulometria predominantemente grossa, com menos de 50% passando na peneira #200 (0,075 mm). Semelhante a profundidade de 1,30, existe uma predominância da fração areia, com percentual total de 73%. Observa-se que maiores percentuais de areia média (29%), apresentando ainda 22 % de areia fina, 22% de areia grossa e apenas 2% de pedregulho. Com relação a fração fina, foi observado a presença de 20% de argila e 5% de silte.

Figura 45 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante). Prof.: 0,65 a 2,65 m- Encosta 2



Fonte: A autora (2018)

Figura 46 - Curvas granulométricas (com e sem defloculante). Prof.: 2,65 a 5,65 m- Encosta 2



Fonte: A autora (2018)

Para esta encosta, na profundidade de 1,30 m, o índice de plasticidade (IP) correspondente foi de 9,23 e a partir dos resultados obtidos, o solo foi classificado de acordo com a classificação unificada (USCS) como uma areia argilosa (SC). O G_s encontrado foi de 2,61, sugerindo que na fração areia, há mineralogia composta predominantemente do mineral quartzo, conforme Silva (2007). Já para a profundidade de 5,65 m, o solo foi classificado como não plástico, uma vez que não foi possível determinar os limites de Atterberg devido a composição granulométrica do material. O G_s encontrado foi de 2,66, apontando uma predominância de quartzo. Nesse caso o solo foi classificado como uma areia siltosa (SM).

Da mesma maneira do que ocorreu na Encosta 1, os ensaios sem a adição de defloculante apresentaram-se coerentes ao descrito na literatura, mostrando uma diminuição nos percentuais das frações de argila e um aumento nos percentuais de silte e areia fina, indicando que a argila tende a apresentar-se agregada no seu estado natural. Em ambas as profundidades, a razão entre os percentuais de argila do ensaio sem defloculante para o ensaio com defloculante (PD), expresso em termos percentuais foram iguais a zero (0), indicando uma fração de argila completamente não dispersiva.

Da mesma forma que na Encosta 1, devido à granulometria, esperava-se que estes solos apresentassem uma maior indicação da suscetibilidade à processos erosivos. No entanto, mais uma vez, pode ser observado através dos resultados obtidos que há pouca indicação deste fenômeno nas camadas estudadas desta encosta. O resultado apresentado é corroborado com os valores encontrados no *Crumb Test*, posteriormente apresentado. Diferentemente do descrito para a Encosta 1, na Encosta 2 existe uma cobertura vegetal em praticamente toda encosta, o que minimizaria os efeitos da erosão. Nos locais onde a cobertura vegetal não está presente, como em cortes realizados pelos moradores, não se verifica a presença marcante de processos erosivos. O que foi verificado em campo para ambas as encostas, é a ocorrência da erosão laminar, como se o solo fosse “lavado” após precipitações. O que já era esperado nos locais onde não há nenhuma proteção contra tal processo.

5.2.3 Comparação dos resultados obtidos para a Encosta 1 e Encosta 2 com outros encontrados na literatura para o estado de Pernambuco

De uma forma geral, os solos da Formação Barreiras, especificamente para as fácies de canal fluvial, são classificados de acordo com a classificação unificada (USCS) como areias argilosas ou siltosas. Esses solos são classificados, em geral, como inativos, apresentando atividade da fração argila variando de 0,3 a 0,6. E plasticidade variando de baixa a média. Esses valores estão presentes nos estudos realizados por Bandeira (2003), Lafayette (2006), Santana (2006), Meira (2008), Magalhães (2013) e Souza (2014).

Quando comparados, os resultados do presente estudo com aqueles disponíveis na literatura, verifica-se que, em geral, há coerência nos valores concernentes a distribuição granulométrica, a plasticidade e atividade dos solos pertencentes a esta fácies. A Tabela 9 apresenta faixas de valores da granulometria, limite de liquidez, índice de plasticidade e atividade, encontrados em estudos realizados no estado de Pernambuco, para a fácies canal fluvial.

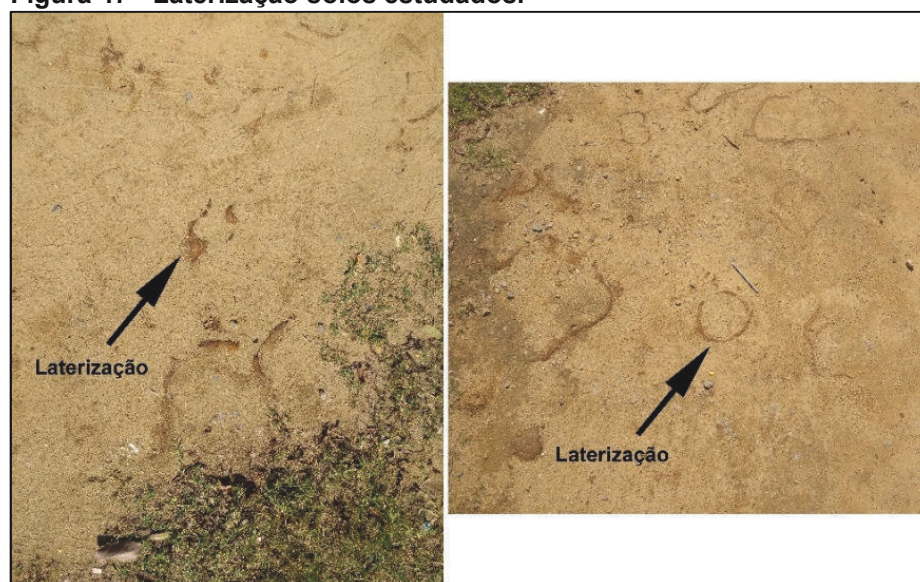
Apesar de existir conformidade entre os valores encontrados no presente estudo, para ambas as encostas estudadas, com a grande parte dos valores descritos na literatura, existe uma divergência de resultados quando comparados com os estudos realizados por Magalhães (2013) e Souza (2014). Nestes estudos, a composição granulométrica apresenta uma maior percentagem da fração de argila do

solo, acarretando em uma maior plasticidade do solo. Tais resultados mostram a importância de um aprofundamento dos estudos nas fácies da Formação Barreiras, para melhor compreensão do seu comportamento.

5.2.4 Influência processos pedogenéticos nas encostas estudadas

Outro fato importante de ser citado é a presença do processo pedogenético conhecido como laterização, processo típicos de clima tropical e subtropical responsável por propriedades geotécnicas particulares a estes solos, onde a presença de óxidos de ferro e/ou outro material cimentante pode levar a formação de aglomerados de grão (Villibor et al., 2000; Silva, 2007). Além do observado nos ensaios de granulometria, em campo, com o apoio de um geólogo, verificou-se a presença de concreções lateríticas no solo, como mostrado na Figura 47.

Figura 47 - Laterização solos estudados.



Fonte: A autora (2018)

Nesta figura, observam-se as concreções lateríticas evidenciadas já em uma camada superficial do solo, onde ocorreu um carreamento das partículas superficiais, expondo o processo de laterização existente nestas áreas. O processo de laterização presente na Formação Barreiras também foi observado nos estudos realizados por Santana (2006), Lafayette (2006), Silva (2007) e Meira (2008). Além do verificado na análise granulométrica, este processo está diretamente ligado na permeabilidade e resistência do solo, como será posteriormente tratado.

Tabela 9 - Caracterização de solos da Formação Barreiras (fácies canal fluvial) Pernambuco.

Local	Ref.	Prof. (m)	Classificação USCS	Formação geológica / Fácies	Granulometria				Limites de Atterberg		Atividade
					Arg.	Silte	Areia	Pedr.	LL (%)	IP	
Recife (Encosta 1)	Atual estudo	0,7 - 2,7	Areia Siltosa	FB / Canal Fluvial	28	4	67	2	22	7	0,3
Recife (Encosta 2)	Atual estudo	0,7 - 5,7	Areia argilosa	FB / Canal Fluvial	20 - 33	4 - 5	53 - 61	2	26 - NL	9 - NP	0,3
Camaragibe	Bandeira (2003)	0,5 - 4,0	Areias argilosas e siltosa	FB / Canal Fluvial	10 - 35	4 - 24	58 - 85	0	20 - 31	6 - 11	0,3 - 0,5
Cabo	Lafayette (2006)	0,5 - 6,0	Areias argilosas e siltosas	FB / Canal Fluvial	5 - 39	1 - 7	66 - 94	0,5 - 2	20 - 32	4 - 13	0,3 - 0,5
Recife	Santana (2006)	0,5 - 3,3	Areia argilosa	FB / Canal Fluvial	17 - 20	4 - 13	65 - 67	2 - 6	24 - 29	7 - 12	0,5 - 0,6
Recife	Meira (2008)	0,2 - 1,0	Areias argilosas e siltosas	FB / Canal Fluvial	20 - 29	3 - 8	66 - 72	0 - 1	25 - 26	8 - 10	0,2 - 0,3
Camaragibe	Magalhães (2013)	0,5 - 2,3	Argilas Silto - arenosas	FB / Canal Fluvial	32 - 40	7 - 10	49 - 58	0 - 2	31 - 38	12 - 14	0,3 - 0,5
Camaragibe	Souza (2014)	0,0 - 1,5	Argilas arenosas	FB / Canal Fluvial	42 - 59	4 - 7	37 - 51	0	39 - 43	22 - 33	0,4 - 0,6

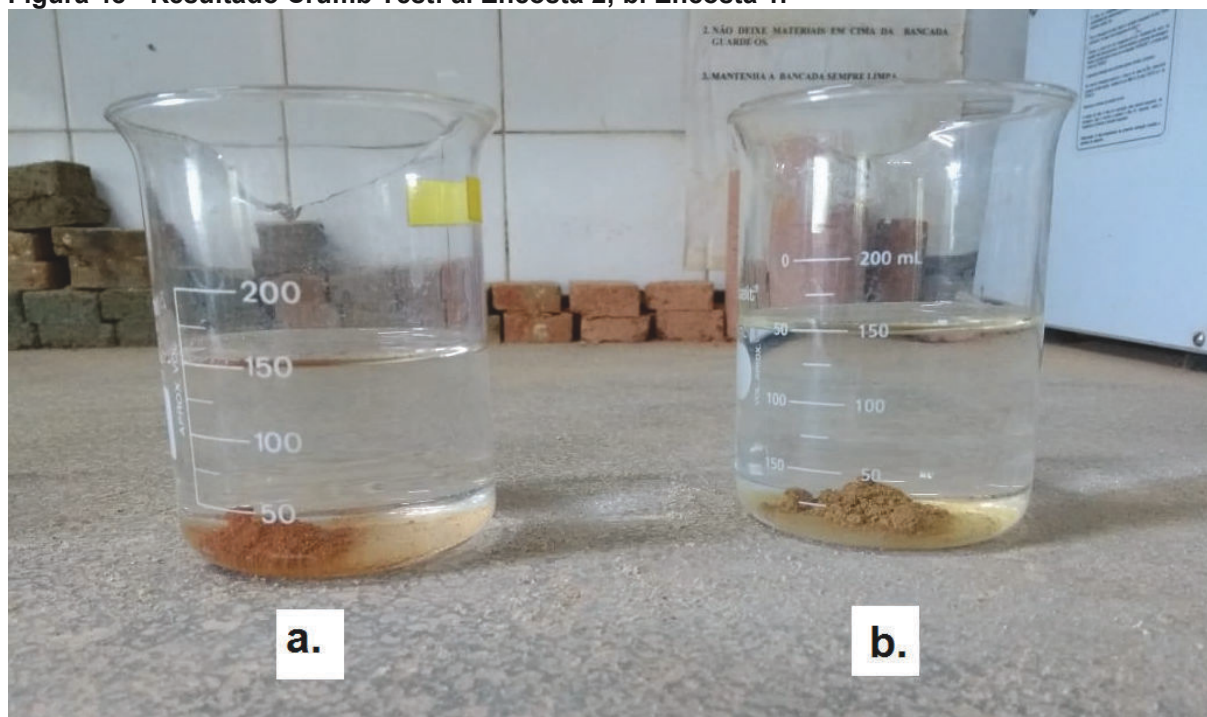
Fonte: A autora (2018)

5.2.5 Ensaio de Dispersão Rápida (Crumb Test)

Solos dispersivos são aqueles solos que, quando imersos em água relativamente pura e calma, desfloculam, fazendo com que as partículas de argila entrem em suspensão (Amrita, 2011). Conforme descrito no Capítulo 4, foram realizados ensaios de dispersão rápida (Crumb Test) nas amostras indeformadas extraídas das encostas estudadas. Como enfatizado por Meira (2008), em princípio esse ensaio não se destina a solos arenosos, porém como os solos ensaiados apresentam frações de argila consideráveis, os mesmos foram feitos com o intuito de complementar os estudos realizados.

A Figura 48 apresenta os resultados finais de uma das amostras, moldadas em forma de torrões, para a Encosta 1 (b) e Encosta 2 (a).

Figura 48 - Resultado Crumb Test: a. Encosta 2; b. Encosta 1.



Fonte: A autora (2018)

A partir das observações visuais, verificou-se que para ambas as encostas, os solos estudados apresentaram desagregação dos torrões estudados, entretanto sem apresentarem sinais turveis causados por colóides em suspensão. Portanto, os solos foram classificados de acordo com a ABNT NBR 13601 como Grau 1, solos não dispersivos. Este ensaio mostrou ser um bom ensaio qualitativo, por sua simplicidade e rapidez, estando em coerência com os resultados obtidos a partir das curvas granulométricas acima apresentadas.

5.2.6 Permeabilidade (TRI - FLEX) - Encostas 1 e 2

De acordo com a metodologia citada no Capítulo 4, foram determinados os coeficientes de permeabilidade para os corpos de prova saturados a partir do permeâmetro de parede flexível (TRI - FLEX 2). Este ensaio foi realizado apenas nas amostras indeformadas (tipo bloco), portanto foram realizados apenas em profundidade de 0,96 m para a Encosta 1 e 1,30 m para a Encosta 2.

Para ambas as encostas pode-se classificar os solos com baixa permeabilidade, segundo a classificação proposta por Terzaghi e Peck (1967), estando em conformidade com a classificação granulométrica, que mostra que apesar da predominância da fração arenosa, existe uma percentagem relativamente alta da fração de finos (silte e argila). A Tabela 10 apresenta os resultados obtidos através do ensaio de permeabilidade Tri – Flex deste estudo e de outros estudos localizados no estado de Pernambuco, os quais foram realizados na fácies de canal fluvial da Formação Barreiras.

Tabela 10 - Resultados dos ensaios de permeabilidade Tri - Flex.

Local	Ref.	Prof. (m)	Descrição do solo	Fração Finos (%)	Permeabilidade (m/s)
Recife	Atual estudo Encosta 1	0,96	Areia Siltosa	32	$6,36 \times 10^{-6}$
Recife	Atual estudo Encosta 2	1,30	Areia Argilosa	37	$1,40 \times 10^{-5}$
Cabo	Lafayette (2006)	0,5 - 6,0	Areias argilosas / siltosas	26	$2,78 - 5,23 \times 10^{-6}$
Recife	Santana (2006)	2,0 - 4,2	Areia argilosa Areias	26	$2,12 \times 10^{-5}$
Recife	Meira (2008)	0,2 - 1,0	argilosas / siltosas	30	$1,05 - 2,30 \times 10^{-6}$
Camaragibe	Magalhães (2013)	0,0 - 2,3	Argilas silto - arenosas	60	$5,36 - 9,22 \times 10^{-7}$
Camaragibe	Souza (2014)	0,0 - 1,5	Argilas arenosas	56	$3,32 - 5,10 \times 10^{-6}$

Fonte: A autora (2018)

Observa-se que existe coerência nos resultados encontrados neste ensaio, com os demais resultados presentes na literatura, onde o coeficiente de permeabilidade varia na ordem de 10^{-5} a 10^{-7} . Tais valores também estão em concordância com o intervalo de variação deste coeficiente proposto por Casagrande e Fadum (1940) para a faixa granulométrica dos solos, estando ainda em concordância para a faixa especificada para essa formação (Formação Barreiras) proposta por Coutinho e Silva (2005). Segundo Coutinho e Severo (2009), tal variação é dependente da fração de finos presentes no solo. Quanto maior a percentagem de finos, menos permeável o solo é, consequentemente o coeficiente de permeabilidade é menor.

No entanto, verifica-se que em solos cujo percentuais de finos são muito próximos, como nos estudos apresentados por Lafayette (2006) e Santana (2006) ou os resultados mostrados no presente estudo, ocorre uma discordância nos valores com relação a percentagem de finos, mostrando variações na ordem de 10^{-5} a 10^{-6} . Especificamente para o presente estudo, este fato pode ser explicado a partir dos valores dos ensaios de granulometria sem a adição de defloculante, uma vez que em campo as partículas do solo encontram-se floculadas. No caso em questão, quando analisada sem defloculante, a percentagem de finos da Encosta 1 é muito maior do que a percentagem de finos da Encosta 2, podendo corroborar para o menor coeficiente de permeabilidade encontrado para a Encosta 1. Além disso, na Encosta 2 a presença de concreções lateríticas era mais evidenciada, fazendo com que o solo apresentasse aglomerações particulares, facilitando o movimento da água, refletindo no coeficiente de permeabilidade maior.

5.2.7 Ensaio edométrico duplo

Neste item serão apresentados os resultados dos ensaios edométricos duplos realizados em amostras indeformada, avaliando o comportamento e características do solo, através da avaliação dos parâmetros de compressibilidade e das tensões de escoamento dos materiais estudados. Compreendem a este grupo os ensaios na umidade natural de campo (EDN) e os ensaios inundados (EDI). A Tabela 11 ilustra as condições iniciais e finais dos corpos de prova com umidade natural e inundada tanto para a amostra retirada na Encosta 1, quanto para a retirada na Encosta 2.

Tabela 11 - Condições iniciais e finais dos corpos de prova utilizados nos ensaios.

Local	Prof. (m)	Ensaio Tipo	Condições iniciais dos corpos de prova			Condições finais dos corpos de prova			
			W _o	γ _s	e _o	S _o	W _f	e _f	S _f
			(%)	(g/ cm ³)		(%)	(%)		(%)
Encosta 1	0,96	EDN	10,08	1,48	0,76	36,98	8,82	0,42	55,21
		EDI	10,06	1,55	0,68	41,39	23,82	0,20	91,39
Encosta 2	1,30	EDN	11,70	1,52	0,71	43,15	10,56	0,37	73,46
		EDI	11,30	1,54	0,69	42,80	13,05	0,23	98,86

*EDN: Ensaio edométrico na umidade natural;

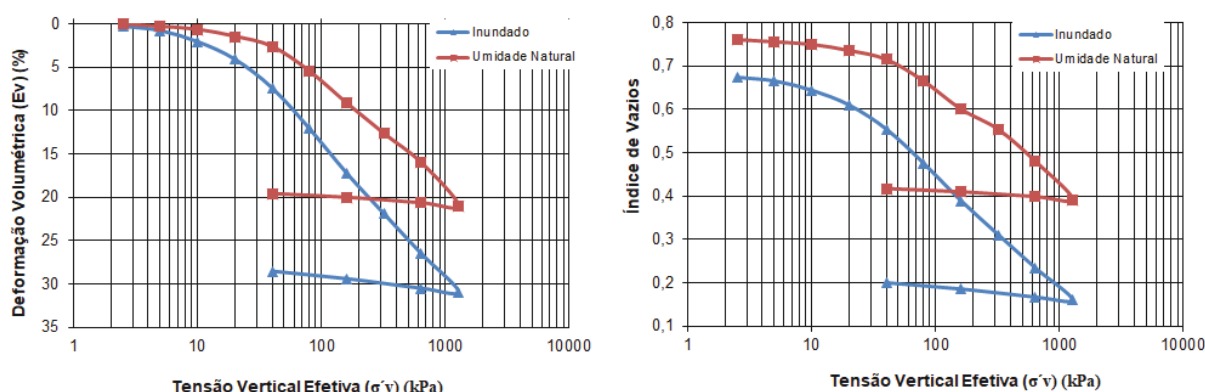
*EDI: Ensaio edométrico inundado.

Ao comparar as condições iniciais e finais dos corpos de prova dos ensaios na umidade natural (EDN), observa-se que ocorre no final do ensaio, uma redução na umidade nas amostras retiradas nas duas encostas. Na amostra retirada na Encosta 1 a redução foi equivalente à 14%. Na amostra retirada na Encosta 2, houve uma redução de 11%. No caso do grau de saturação, houve um aumento de 49% para a Encosta 1 e 70% para a Encosta 2, variando em função da redução do índice de vazios dos corpos de prova. Nos Ensaios inundados (EDI) o grau de saturação final (S_f), em ambas as encostas, foi superior a 90%. Verifica-se ainda que os índices de vazios apresentaram-se em ordem de valores muito próximos.

Em condições semelhantes dos ensaios inundados desta pesquisa, Lafayette (2006), Meira (2008) e Souza (2014) encontraram valores de S_f entre 95 a 100% para solos da Formação Barreiras, fácies de canal fluvial, estando em convergência com o resultado apresentado para a amostra retirada na Encosta 2. A divergência no resultado para a Encosta 1 pode ser consequência da drenagem das células antes de desmontar o ensaio, pois como sugerido por Souza Neto (2004) mesmo que durante o ensaio a submersão do corpo de prova conduza um elevado grau de saturação, a drenagem das células associada à baixa capacidade de retenção de solos arenoso, pode resultar em graus de saturação inferiores.

A Figura 49 apresenta as curvas nas condições naturais e inundadas, relacionando as deformações volumétricas versus tensão vertical (ϵ_v versus σ_v log) e a variação do índice de vazios com a tensão vertical (e versus σ_v log) para a Encosta 1.

Figura 49 - Deformações volumétricas versus tensão vertical (ϵ_v versus σ_v log) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus σ_v log) – Encosta 1



Fonte: A autora (2018)

Para a Encosta 1, nos ensaios na umidade natural e inundados as curvas evidenciam com clareza um trecho linear que caracterize o trecho virgem. A Tabela 12 apresenta a tensão de escoamento (σ_{vm}) e os parâmetros de compressibilidade (C_c e C_s) do solo, determinados a partir dos resultados dos ensaios inundados (EDI) e dos ensaios na umidade natural (EDN).

Tabela 12 - Resumo dos resultados dos ensaios EDI e EDN para a Encosta 1.

Local	Prof. (m)	Ensaio Tipo	Condições iniciais dos				Parâmetros		
			corpos de prova				σ_{vm} (kPa)	C_c	C_s
			W_o (%)	γ_s (g/ cm ³)	e_0	S_0 (%)			
Encosta 1	0,96	EDN	10,08	1,48	0,76	36,98	89,0	0,301	0,016
		EDI	10,06	1,55	0,68	41,39	18,0	0,251	0,026

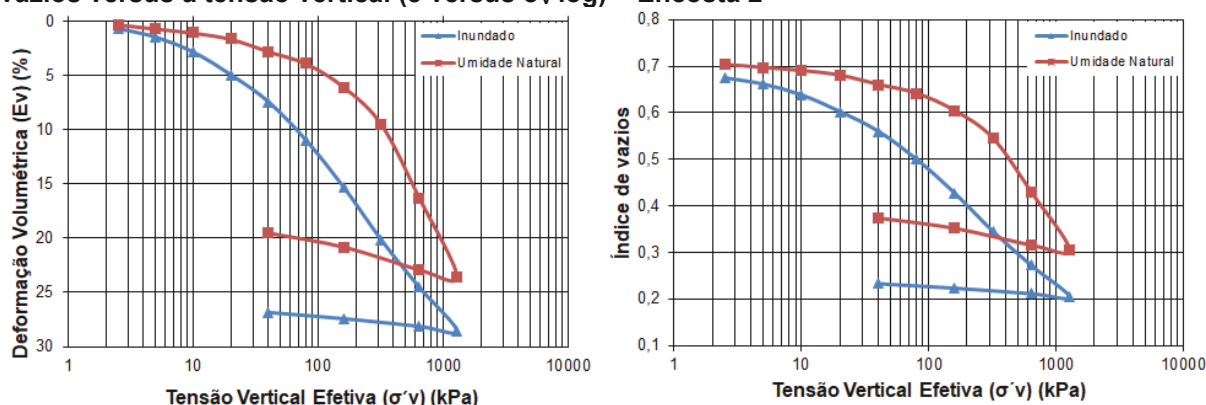
A tensão de escoamento foi determinada pelo método gráfico de Pacheco Silva. De acordo com Souza Neto (2004), este método possui uma vantagem em relação ao proposto por Casagrande, visto que não se faz necessária a determinação de um raio mínimo na curva do ensaio, muitas vezes de difícil identificação. Observa-se que a tensão de escoamento para o solo no estado natural é superior a tensão de escoamento para o solo inundado.

Os valores do índice de compressão (C_c) foram determinados considerando os últimos estágios de tensão da curva de compressão, para a reta aproximada definida entre $320\text{kPa} < \sigma_v < 1280\text{kPa}$. Os resultados indicaram um C_c ligeiramente maior na condição natural do que na condição inundada. Já o índice de expansão (C_s) foram

considerados os trechos retilíneos das curvas de descarregamento, para o trecho entre $40\text{kPa} < \sigma_v < 1280\text{kPa}$. Neste caso, o C_s encontrado foi maior na condição inundada do que na condição natural.

A Figura 50 apresenta as curvas nas condições naturais e inundadas, relacionando as deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus $\sigma_v \log$) e a variação do índice de vazios com a tensão vertical (e versus $\sigma_v \log$) para a Encosta 2.

Figura 50 - Deformações volumétricas versus tensão vertical (ε_v versus $\sigma_v \log$) e índices de vazios versus a tensão vertical (e versus $\sigma_v \log$) – Encosta 2



Fonte: A autora (2018)

Da mesma forma que para a Encosta 1, para a Encosta 2, nos ensaios na umidade natural e inundados as curvas evidenciam com clareza um trecho linear que caracterize o trecho virgem. A Tabela 13 apresenta a tensão de escoamento (σ_{vm}) e os parâmetros de compressibilidade (C_c e C_s) do solo, determinados a partir dos resultados dos ensaios inundados (EDI) e dos ensaios na umidade natural (EDN).

Tabela 13 - Resumo dos resultados dos ensaios EDI e EDN para a Encosta 2.

Local	Prof. (m)	Ensaio Tipo	Condições iniciais dos				Parâmetros		
			corpos de prova				σ_{vm} (kPa)	C_c	C_s
			W_o (%)	γ_s (g/cm ³)	e_0	S_0 (%)			
Encosta 2	1,30	EDN	11,70	1,52	0,71	43,15	190,0	0,398	0,045
		EDI	11,30	1,54	0,69	42,80	22,0	0,234	0,019

A tensão de escoamento e os índices de compressão e expansão foram determinados seguindo o mesmo procedimento adotado para a Encosta 1. Nesta encosta o comportamento da tensão de escoamento e C_c foi semelhante ao

encontrado para a Encosta 1, apresentando valores superiores para a condição natural quando comparados com a condição inundada. No caso do C_s , diferente do encontrado na Encosta 1, o maior valor foi obtido para a condição natural. Os baixos valores encontrados para o C_s sugerem que a expansibilidade nos solos estudados seja pequena.

5.2.7.1 Avaliação da colapsibilidade dos solos através dos ensaios edométricos duplos

A colapsibilidade dos solos estudados será avaliada através dos ensaios edométricos duplos, utilizando o critério de classificação de Reginatto e Ferrero (1973), que apresentaram um critério de classificação para determinação da suscetibilidade ao colapso dos solos para uma determinada tensão vertical, baseando-se em resultados de uma série de ensaios edométricos duplos, tomando-se como referência à tensão vertical geostática e a tensão de pré-consolidação, sob as condições de umidade natural e inundada. Esta proposta avalia a colapsibilidade dos solos a partir do coeficiente de colapsibilidade expresso pela Equação 4.

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (13)$$

Onde:

- σ_{vpn} - Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;
- σ_{vps} - Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;
- σ_{v0} - Tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo.

A partir da proposta realizada por Reginatto e Ferrero (1973) os solos podem ser classificados como verdadeiramente colapsíveis, quando $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$ e $C < 0$, como condicionados ao colapso, quando $\sigma_{vpn} > \sigma_{v0}$ e $0 < C < 1$ e como solos não colapsíveis, quando σ_{vpn} e $C = 1$. Sendo assim para os solos estudados nesta dissertação, a Tabela 14 apresenta a classificação quanto a colapsibilidade segundo a proposta de Reginatto e Ferrero (1973).

Tabela 14 - Critério de Classificação de REGINATTO e FERRERO (1973).

Local	Prof. (m)	σ_{v0}	σ_{vpn}	σ_{vps}	Coefficiente de colapsibilidade	Class. Reginatto e Ferrero (1973)
Encosta 1	0,96	15,0	89,0	18,0	0,04	Condicionado ao colapso
Encosta 2	1,30	20,0	190,0	22,0	0,01	Condicionado ao colapso

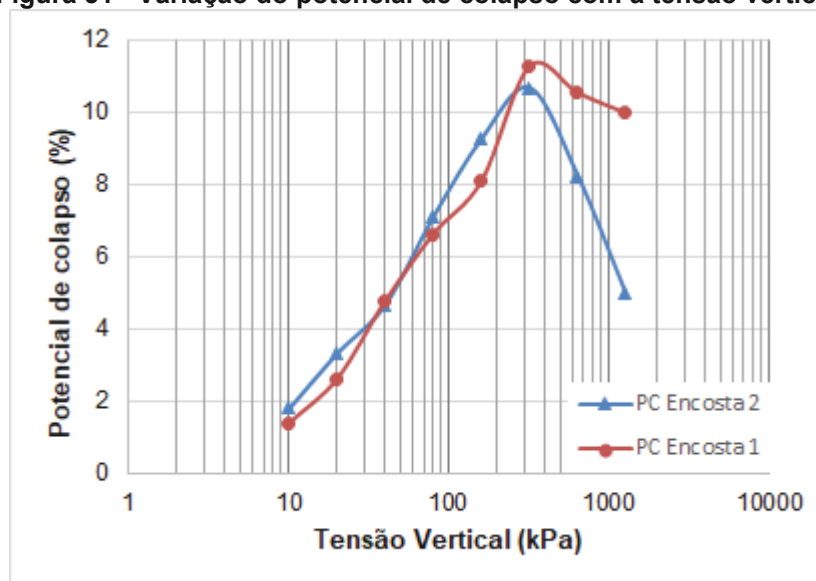
Pode se observar para ambas as encostas que, por este critério, as camadas estudadas são classificadas como solos condicionados ao colapso. Por este mesmo critério, Lafayette (2006), Meira (2008) e Souza (2014) também mostraram que os solos estudados pertencentes à fácies canal fluvial da Formação Barreiras são condicionados ao colapso, estando em convergência aos resultados apresentados na atual pesquisa.

Ainda se quantificou os potenciais de colapso através da diferença entre as deformações fornecidas pelas curvas dos ensaios edométricos naturais e inundados, a partir da razão entre a variação de altura do corpo de prova provocado pela inundação e a altura inicial antes da inundação, em percentagem. A Tabela 15 apresenta os valores de potencial de colapso determinados a partir dos ensaios edométricos duplos. A Figura 51 ilustra as tensões verticais x potencial de colapso para os solos da Encosta 1 e da Encosta 2.

Tabela 15 - Valores dos Potenciais de Colapso dos Ensaio Edométricos Duplos.

Local	Prof. (m)	Potenciais de colapso nas tensões verticais de inundação (%)							
		10	20	40	80	160	320	640	1280
		kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa
Encosta 1	0,96	1,39	2,62	4,77	6,62	8,09	11,26	10,53	9,97
Encosta 2	1,30	1,80	3,33	4,67	7,10	9,25	10,66	8,23	4,99

Figura 51 - Variação do potencial de colapso com a tensão vertical.



Fonte: A autora (2018)

Para a Encosta 1, pode-se observar que os valores do potencial de colapso (PC) aumentam à medida que a tensão vertical aumenta, alcançando o seu valor mais alto (cerca de 11%) na tensão vertical de 320 kPa, tendo uma ligeira redução para tensões superiores a esta. Já para a Encosta 2, observa-se que os valores do potencial de colapso crescem até a tensão vertical de 320 kPa, alcançando cerca de 11%, diminuindo de maneira mais significativa para tensões superiores a este valor. Souza (2014) observou comportamento semelhante ao apresentado nesta pesquisa, mostrando um aumento do potencial de colapso até a tensão vertical de 160 kPa, seguido de um posterior decréscimo. Os resultados encontrados mostram que variações na umidade do solo podem ser suficientes para provocar colapso significativo no solo. De acordo com Souza Neto (2004) a magnitude do colapso parcial com a variação do grau de saturação dependerá do tipo de solo, em geral, sendo mais intenso nos solos arenosos, onde pequenas variações na umidade podem provocar grande variação na sucção, enquadrando os solos estudados nesta pesquisa.

Em síntese, em ambas encostas, para tensão de 320 kPa, o potencial de colapso apresentado foi igual a 11%, desta maneira o solo foi classificado como colapsível pela classificação de Vargas (1978) e considerado de problema grave por Jennings e Knight (1975).

5.2.8 Ensaio cisalhamento direto

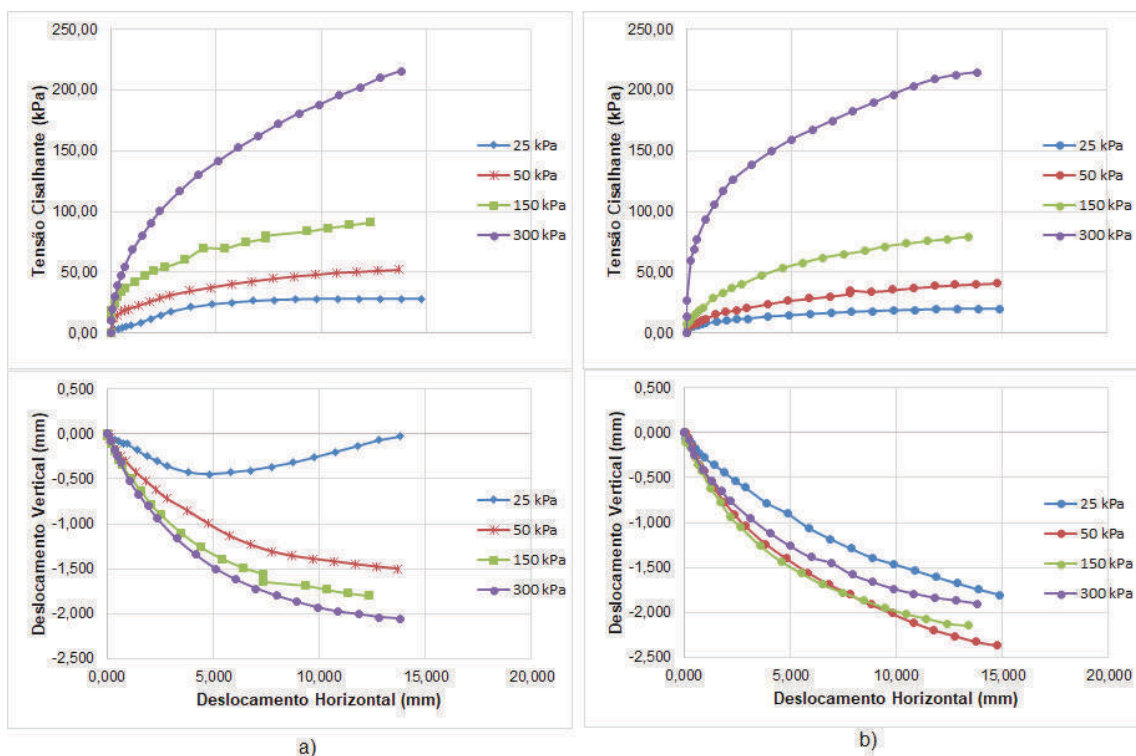
Conforme descrito no Capítulo 4, foram realizados ensaios de cisalhamento direto na condição de umidade natural e inundada. Apresenta-se na Tabela 16 as condições iniciais de cada corpo de prova dos ensaios convencionais realizados tanto para a Encosta 1 quanto para a Encosta 2.

Tabela 16 - Condições iniciais dos corpos de prova dos ensaios de cisalhamento direto convencionais.

Local	Prof. (m)	Ensaio Tipo	Condição inicial dos corpos de prova					
			CP (nº)	σ_n (kPa)	w_o (%)	γ_s (kN/m ³)	e_o	S_o (%)
Encosta 1	0,96	CDN	1	25	10,80	15,04	0,73	38,45
			2	50	10,78	14,93	0,74	37,78
			3	150	10,82	14,66	0,78	36,26
			4	300	10,79	14,59	0,78	35,87
Encosta 1	0,96	CDI	5	25	10,46	15,49	0,68	39,95
			6	50	10,48	14,70	0,80	34,55
			7	150	10,43	14,92	0,78	35,71
			8	300	10,47	15,02	0,76	36,28
Encosta 2	1,30	CDN	9	25	11,46	14,95	0,74	40,23
			10	50	11,43	14,84	0,75	39,53
			11	150	11,48	14,58	0,79	37,95
			12	300	11,45	14,51	0,79	37,55
Encosta 2	1,30	CDI	13	25	11,37	15,22	0,71	41,68
			14	50	11,35	15,20	0,74	40,58
			15	150	11,38	15,17	0,75	40,37
			16	300	11,36	15,18	0,74	40,45

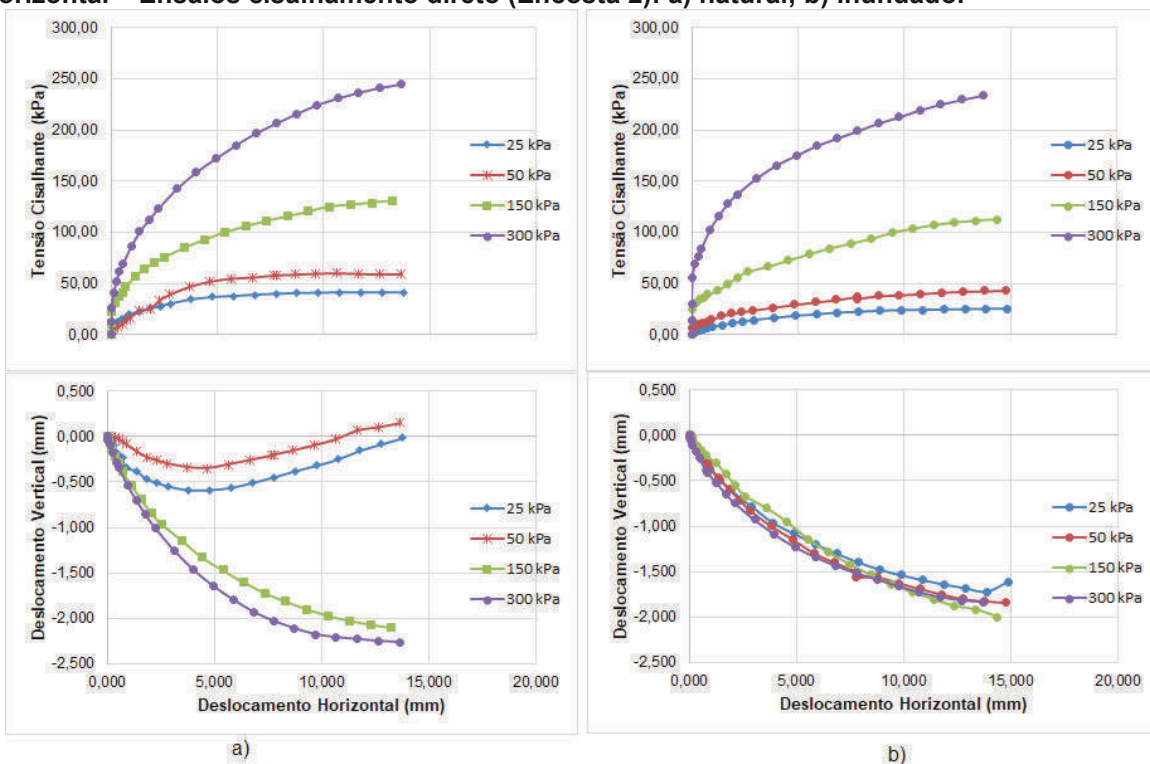
As curvas de tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh) e deslocamento vertical (dv) versus deslocamento horizontal (dh), referentes a todos os ensaios de cisalhamento direto nas condições natural e inundadas para os blocos coletados na Encosta 1 na Encosta 2 são apresentados na Figura 52 e na Figura 53, respectivamente.

Figura 52 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaios cisalhamento direto (Encosta 1): a) natural; b) inundado.



Fonte: A autora (2018)

Figura 53 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaios cisalhamento direto (Encosta 2): a) natural; b) inundado.



Fonte: A autora (2018)

Na condição natural, para a Encosta1, observou-se que nas curvas τ vs. dh a tensão cisalhante cresce à medida que há aumento dos deslocamentos horizontais sem demonstrar constância de valores, mostrando um comportamento de enrijecimento dos materiais, com exceção do menor nível de tensões aplicado (25 kPa), que apresentou um comportamento puramente plástico, onde a tensão cisalhante cresce até um valor máximo, permanecendo constante com o aumento dos deslocamentos. Em geral, nas curvas dv vs. dh , o comportamento apresentado foi de compressão, exceto para a tensão de 25 kPa, que apresentou uma compressão seguida de uma leve expansão. Segundo Bjerrum et al. (1961), o comportamento apresentado tanto para as curvas τ vs. dh quanto para as curvas dv vs. dh para tensões superiores à 50 kPa, são característicos de areias medianamente compactas. Ainda segundo estes autores, para a tensão de 25 kPa, as curvas comportam-se como areias fofas.

Ainda para a Encosta 1, na condição inundada o comportamento de enrijecimento do material para níveis de tensões elevados (50 a 300 kPa) ainda é constatado, embora de maneira menos pronunciada do que na condição natural. Para a tensão de 25 kPa, de forma semelhante do mostrado na condição natural, a tensão cisalhante cresce até um valor máximo, permanecendo constante com o aumento dos deslocamentos. Nas curvas dv vs. dh para todos os níveis de tensão aplicados, o comportamento foi de compressão.

Já para a Encosta 2, para os níveis de tensão de 150 e 300 kPa, observa-se um crescimento da tensão cisalhante com o aumento dos deslocamentos, mostrando um enrijecimento dos materiais. No entanto, para menores níveis de tensões aplicadas (25 e 50 kPa), há um crescimento da tensão cisalhante até um valor máximo, permanecendo praticamente constante com o aumento dos deslocamentos apresentando curvas com comportamento plástico. Nas curvas dv vs. dh ocorre um comportamento essencialmente de compressão para os dois maiores níveis de tensão e uma pequena expansão para os menores níveis de tensão aplicados. Da mesma forma do descrito para a Encosta 1, verifica-se um comportamento característico de uma areia fofa à medianamente compacta, conforme descrito por Bjerrum et al. (1961).

Na condição inundada, para a Encosta 2, observa-se comportamento semelhante ao verificado para a condição natural para todos os níveis de tensão aplicado. Neste caso, diferente do mostrado na condição natural, as curvas dv vs. dh mostram comportamento de compressão para todos os níveis de tensão.

Quando comparado os resultados encontrados para os solos estudados nesta pesquisa com outros solos da formação Barreiras de Pernambuco, fácies de canal fluvial, descritos na literatura, verifica-se concordância nos resultados para as curvas τ vs. dh e dv vs. dh . Nos trabalhos desenvolvidos por Lafayette (2006), Santana (2006), Meira (2008), Magalhães (2013) e Souza (2014), em geral, as curvas τ vs. dh apresentaram comportamento de um solo plástico com enrijecimento para tensões mais elevadas, com comportamento de compressão nas curvas dv vs. dh e comportamento basicamente plástico para tensões inferiores, mostrando leve dilatação nas curvas dv vs. dh . Na condição inundada, as curvas dv vs. dh apresentadas nestes estudos mostraram comportamento de compressão para todas as amostras.

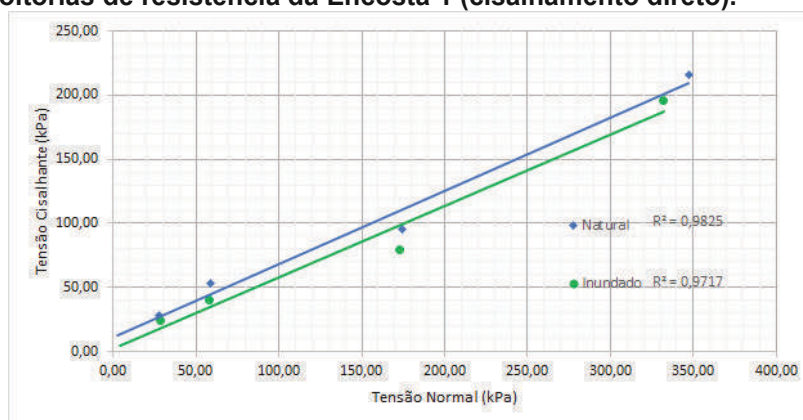
Os parâmetros de resistência e as condições dos corpos de prova na ruptura se encontram na Tabela 17.

Tabela 17 - Condições dos corpos de prova na ruptura e parâmetros obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Local	Prof (m)	Ensaio Tipo	CP nº	Condição de Ruptura				Parâmetros	
				Valores de pico / Máximo				c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (°)
				dh (mm)	dv (mm)	σ_r (kPa)	τ_r (kPa)		
Encosta 1	0,96	CDN	1	9,78	-0,26	27,66	28,17	11,30	34,77
			2	14,71	-1,52	58,46	52,92		
			3	14,30	-1,83	174,57	94,97		
			4	13,79	-2,06	347,14	215,77		
			5	13,85	-1,75	28,95	23,92		
	0,96	CDI	6	13,77	-2,33	57,84	40,52	2,67	33,83
			7	13,41	-2,15	172,80	79,42		
			8	12,80	-1,87	332,23	196,37		
			9	9,76	-0,32	27,66	40,81		
			10	9,65	-0,09	55,25	59,60		
Encosta 2	1,30	CDN	11	14,26	-2,14	174,50	132,89	26,79	35,94
			12	13,63	-2,27	346,49	228,72		
			13	14,86	-1,61	29,28	25,24		
	1,30	CDI	14	14,76	-1,84	58,50	43,16	9,08	35,59
			15	14,37	-2,00	174,72	112,48		
			16	13,70	-1,83	335,44	203,58		

As envoltórias de resistência nas condições inundada e natural obtidas a partir dos ensaios de cisalhamento direto para a Encosta 1 é apresentada na Figura 54

Figura 54 - Envoltórias de resistência da Encosta 1 (cisalhamento direto).

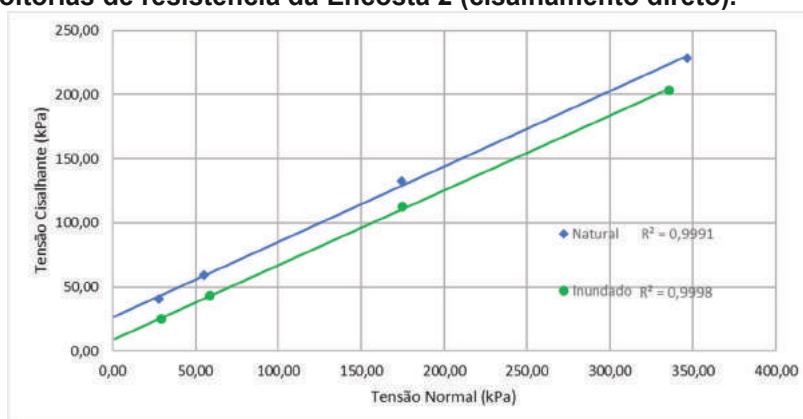


Fonte: A autora (2018)

Para a Encosta 1, constata-se que há um bom ajuste linear entre as envoltórias de resistência natural e inundada, apresentando certo paralelismo entre elas. O ângulo de atrito encontrado na condição natural foi de $34,77^\circ$ e intercepto de coesão de 11,30 kPa. Na condição inundada o ângulo de atrito foi de $33,83^\circ$, ocorrendo um decréscimo significativo no intercepto de coesão, como já era esperado, alcançando valor igual a 2,67 kPa.

Já as envoltórias de resistência nas condições natural e inundada da Encosta 2 são apresentadas na Figura 55.

Figura 55 - Envoltórias de resistência da Encosta 2 (cisalhamento direto).



Fonte: A autora (2018)

De forma semelhante ao observado para a Encosta 1, verifica-se que existe as envoltórias de resistência natural e inundada são praticamente paralelas entre si, exibindo um bom ajuste linear. Na condição natural o ângulo de atrito encontrado foi

de 35,94° e intercepto de coesão de 26,79 kPa e na condição inundada o ângulo de atrito foi de 35,59° e intercepto de coesão de 9,08 kPa. Constata-se que os valores de ângulo de atrito são semelhantes nas duas encostas estudadas. No entanto, a Encosta 2 apresenta valores de coesão (intercepto de coesão) muito superiores do que os valores encontrados para a Encosta 1. Tal fato pode ser explicado devido a maior percentagem de finos presentes no solo estudado da Encosta 1, que confere ao mesmo um incremento na resistência devido as ligações físico-químicas dos minerais argílicos.

A Tabela 18 apresenta os parâmetros de resistência encontrados por alguns autores ao estudarem a Formação Barreiras em Pernambuco, especificamente a fácies de canal aluvial, facilitando a comparação entre os resultados obtidos na presente dissertação e os resultados disponíveis na literatura.

Tabela 18 - Parâmetros de resistência de pico de solos da Formação Barreiras em Pernambuco (fácies canal fluvial) - Ensaio cisalhamento direto.

Local	Ref.	Prof. (m)	Descrição do solo	Ensaio Tipo	Parâmetros	
					c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (°)
Recife (Encosta 1)	Atual estudo	0,96	Areia	CDN	11,30	34,77
			Siltosa	CDI	2,67	33,83
Recife (Encosta 2)	Atual estudo	1,30	Areia	CDN	26,79	35,94
			argilosa	CDI	9,08	35,59
Cabo	Lafayette (2006)	0,5 - 6,0	Areias argilosas e siltosas	CDN	33,1 - 56,1	33,4 - 35,7
				CDI	1,6 - 1,8	33,8 - 35,0
Recife	Santana (2006)	0,0 - 3,3	Areia argilosa	CDN	20,3 - 43,6	31,8 - 43,7
				CDI	0	29,0 - 36,1
Recife	Meira (2008)	0,2 - 1,0	Areias argilosas e siltosas	CDN	1,0 - 4,2	28,0 - 34,0
				CDI	0,4 - 3,5	23,0 - 26,0
Camaragibe	Magalhães (2013)	0,0 - 2,3	Argilas Silto - arenosas	CDN	13,7 - 27,3	28,0 - 36,0
				CDI	3,3 - 8,7	30,0 - 35,0
Camaragibe	Souza (2014)	0,0 - 1,5	Argilas arenosas	CDN	7,0 - 28,8	32,0 - 36,0
				CDI	1,0 - 6,2	30,0 - 32,0

Com relação ao ângulo de atrito, verifica-se que os valores encontrados para ambas as encostas estão em concordância com os a faixa de valores apresentados na literatura, que encontra-se na faixa de 28 a 43° para a condição natural e 23 a 36° para a condição inundada, estando também em concordância com a granulometria destes solos, predominantemente arenosos. Por outro lado, quando considerado intercepto de resistência (coesão), verifica-se uma variação significativa dos resultados, estando na faixa de 2 a 56 kPa, logo os valores encontrados estão nesta faixa, mas devido a grande dispersão, causados pela quantidade dos minerais de argila presentes, os valores obtidos para este parâmetro não seguem um padrão.

5.2.9 Ensaio cisalhamento direto com reversões múltiplas

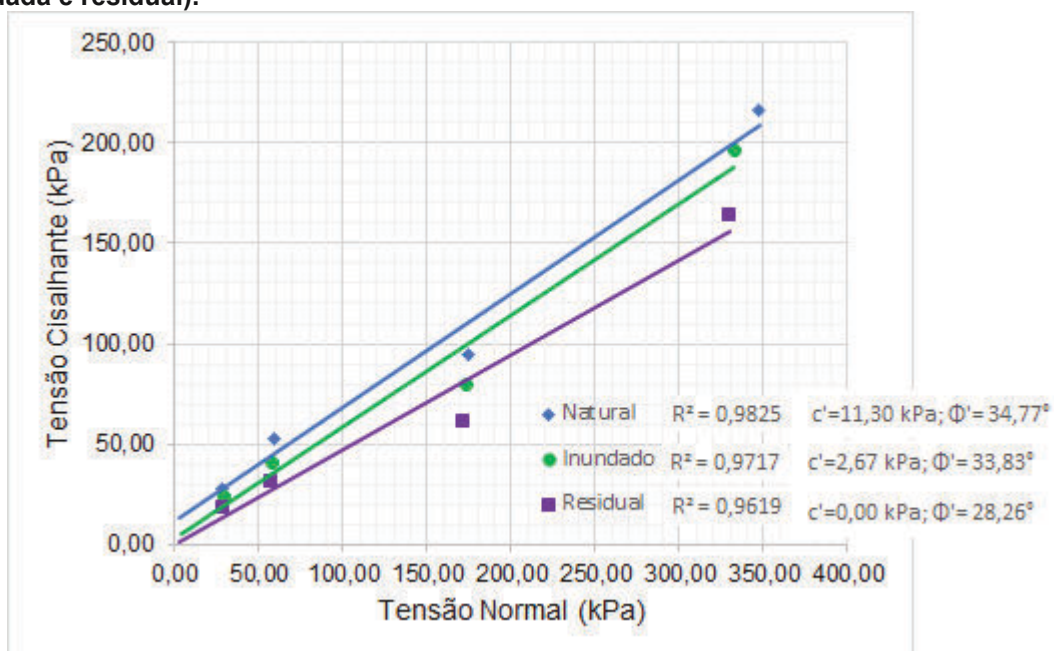
Como mencionado no Capítulo 4, neste ensaio foram utilizados os mesmos corpos de prova do ensaio de cisalhamento direto na condição inundada, portanto os valores apresentados na Tabela 18, que descreve a condição inicial do ensaio, são válidas nesta situação. Já os resultados dos corpos de prova para a condição residual são mostrados na Tabela 19.

Tabela 19 - Condições dos corpos de prova na condição residual.

Local	Prof. (m)	Ensaio Tipo	CP nº	Condição residual			Parâmetro	
				Valores mínimos				
				σ_r (kPa)	τ_r (kPa)	dh (mm)	c' ou c (kPa)	Φ' ou Φ (º)
Encosta 1	0,96	CDI	5	27,99	18,74	10,86	0	28,26
			6	56,56	31,82	11,79		
			7	171,17	61,84	12,56		
			8	329,28	164,51	9,033		
Encosta 2	1,30	CDI	13	28,30	18,22	9,86	0	33,64
			14	55,96	28,53	9,82		
			15	174,72	101,84	13,38		
			16	325,31	178,04	8,89		

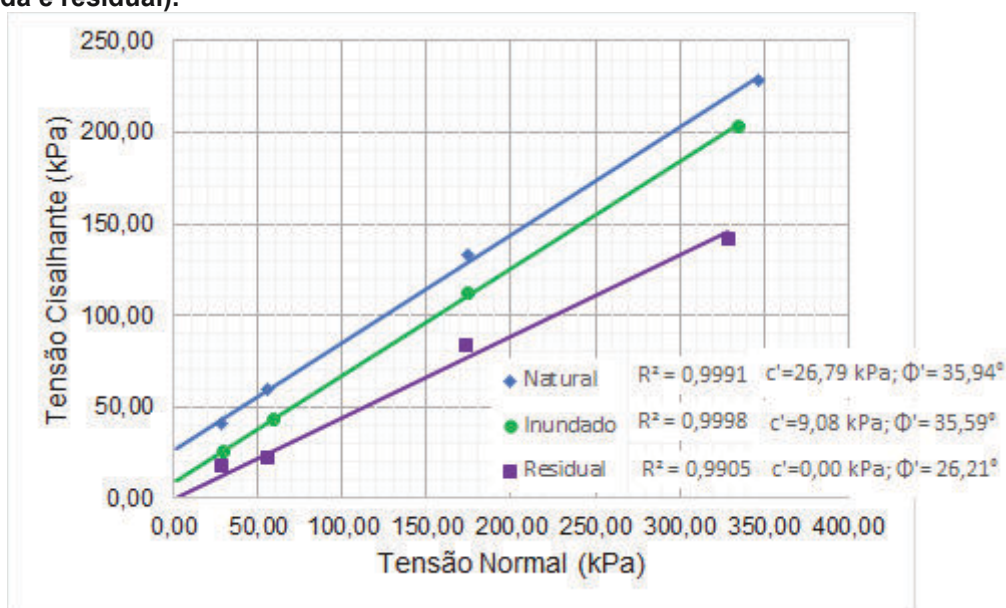
A Figura 56 apresenta a envoltória de resistência obtida para a condição residual, comparando-as com duas condições anteriormente citadas (natural e inundada) para a Encosta 1. A Figura 57 mostra a mesma situação para a Encosta 2.

Figura 56 - Envoltórias de resistência da Encosta 1 – Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual).



Fonte: A autora (2018)

Figura 57 - Envoltórias de resistência da Encosta 2 – Cisalhamento direto (Condições natural, inundada e residual).



Fonte: A autora (2018)

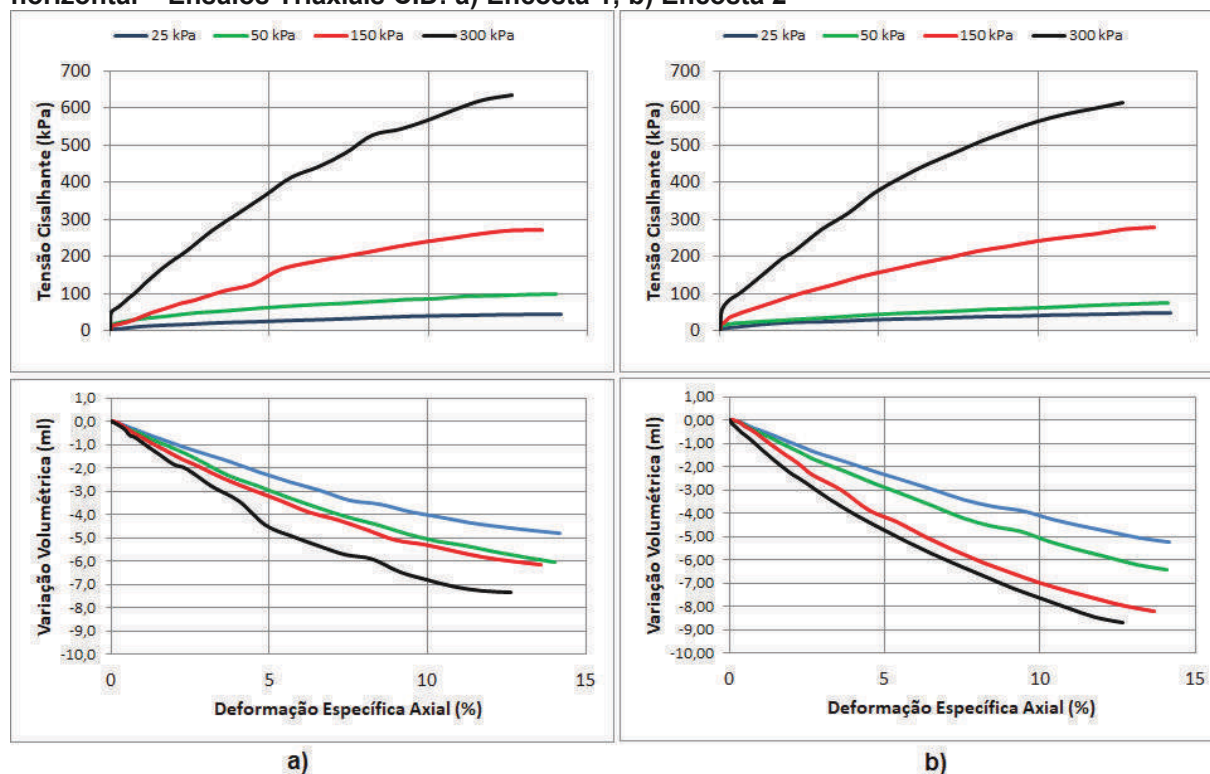
Para ambas as encostas, quando comparadas, as curvas nas condições natural e inundada não apresentam paralelismo com relação a curva na condição residual. No entanto, esse comportamento já era esperado e já foi descrito em outros trabalhos presentes na literatura, cita-se o trabalho desenvolvido por Silva (2007). Neste trabalho, ainda é apontado a pouca variação entre os ângulos de atrito obtidos nas

três condições. De uma forma geral, a literatura aponta que solos predominantemente arenosos apresentam menores variações entre os ângulos de atrito obtidos, apesar de apresentar uma percentagem da fração argila igual a 28%, o solo em questão apresenta processos pedogenéticos bastante pronunciados. Como já citado, a laterização destes é evidente, podendo induzir o solo a se comportar como um solo grosso.

5.2.10 Ensaio Triaxial

A Figura 58 apresenta as curvas de tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh) e deslocamento vertical (dv) versus deslocamento horizontal (dh) para a Encosta 1 e para a Encosta 2, obtidas a partir do ensaio de cisalhamento triaxial.

Figura 58 - Curvas tensão vs. deslocamento horizontal, Deslocamento vertical vs. Deslocamento horizontal – Ensaios Triaxiais CID: a) Encosta 1; b) Encosta 2



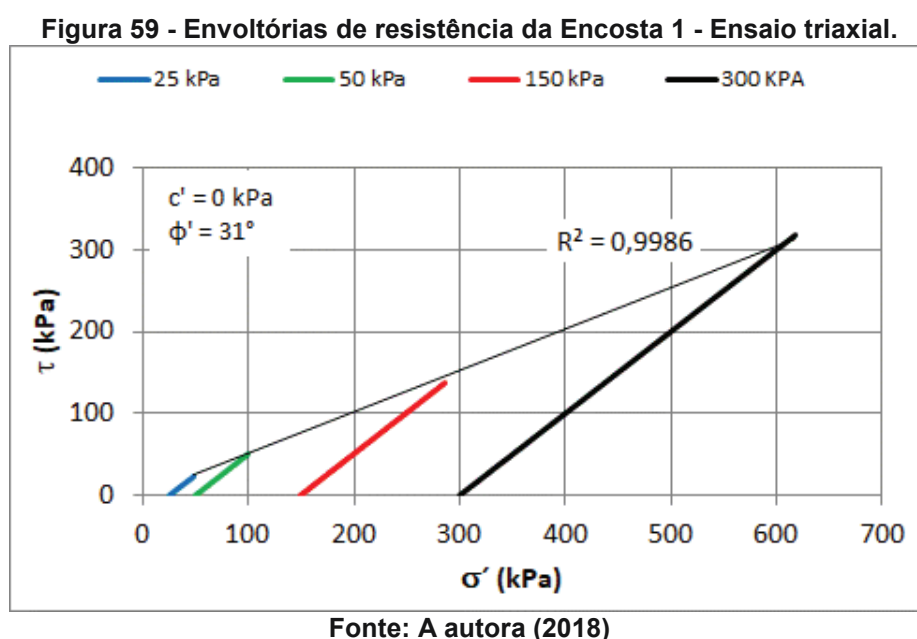
Fonte: A autora (2018)

Observa-se que para ambas as encostas, as curvas tensão – deformação não apresentam ruptura nítida, mostrando um comportamento plástico com enrijecimento para as tensões de 150 e 300 kPa e um comportamento plástico para as tensões de 25 e 50 kPa. Já para as curvas variação volumétrica – deformação, as amostras sujeitas a um maior confinamento apresentaram maiores reduções de volume, como

já era esperado. Neste ensaio, não verifica-se dilatação, ou seja, aumento de volume em nenhum dos corpos de prova ensaiados, independente da tensão imposta.

Quando comparados os resultados, percebe que as curvas tensão – deformação das duas encostas são semelhantes, apresentando valores próximos. No entanto, ao analisar a deformação dos corpos de prova, nota-se que a Encosta 2 apresenta maiores variações volumétricas do que a Encosta 1. Fato este que pode ser atribuído a maior percentagem de finos presentes no solo da Encosta 2.

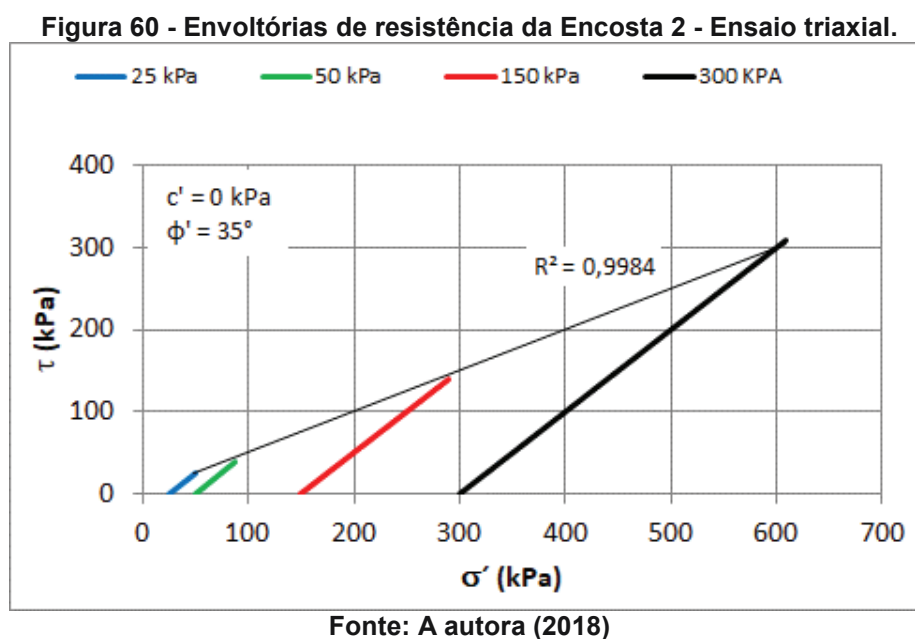
A Figura 59 apresenta a envoltória de resistência obtida a partir do ensaio triaxial para a Encosta 1.



Neste ensaio, para a Encosta 1, os parâmetros de resistência obtidos apresentaram-se em concordância com os valores obtidos no ensaio de cisalhamento direto, com ângulo de atrito igual à 31° e intercepto de coesão nula. Nota-se que no caso do ensaio de cisalhamento direto inundado, o ângulo de atrito encontrado foi um pouco maior do que o apresentado neste ensaio, sendo igual a 34° . Já o intercepto de coesão apresentada no ensaio de cisalhamento direto na condição inundada foi de aproximadamente 3 kPa, estando um pouco acima da obtida no ensaio triaxial. No entanto tais valores estão bem próximos uns dos outros, reforçando a coerência dos dados obtidos. Tal variação entre os resultados dos ensaios já era esperada, haja vista que os modos de ruptura são diferentes para cada ensaio. Sendo que no ensaio de cisalhamento direto é imposto ao solo uma superfície de ruptura, enquanto o ensaio

de cisalhamento triaxial permite que a superfície de ruptura ocorra no local de maior fraqueza.

A 5.21 apresenta a envoltória de resistência obtida a partir do ensaio triaxial para a Encosta 2.



Para a Encosta 2, os parâmetros de resistência obtidos a partir do ensaio triaxial se distanciaram um pouco mais dos valores encontrados no ensaio de cisalhamento direto quando comparados com os valores obtidos para a Encosta 1, apresentando ângulo de atrito igual a 30° e intercepto de coesão nulo. No ensaio de cisalhamento direto o ângulo de atrito foi de aproximadamente 35° e o intercepto de coesão igual a 9 kPa. No entanto, verifica-se que os valores estão em coerência ao obtido no ensaio de cisalhamento direto, uma vez que os mesmos ainda estão em uma faixa muito próxima de valores.

O comportamento verificado em ambas as encostas que apresentaram menores valores de ângulo de atrito e intercepto de coesão no ensaio de cisalhamento triaxial quando comparados aos ensaios de cisalhamento direto ainda encontra-se em concordância ao descrito na literatura. Como mostrado por Pitanga (2002) e Machado (2005), em solos predominantemente arenosos os parâmetros de resistência obtidos a partir do ensaio de cisalhamento triaxial tendem a ser menores daqueles obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

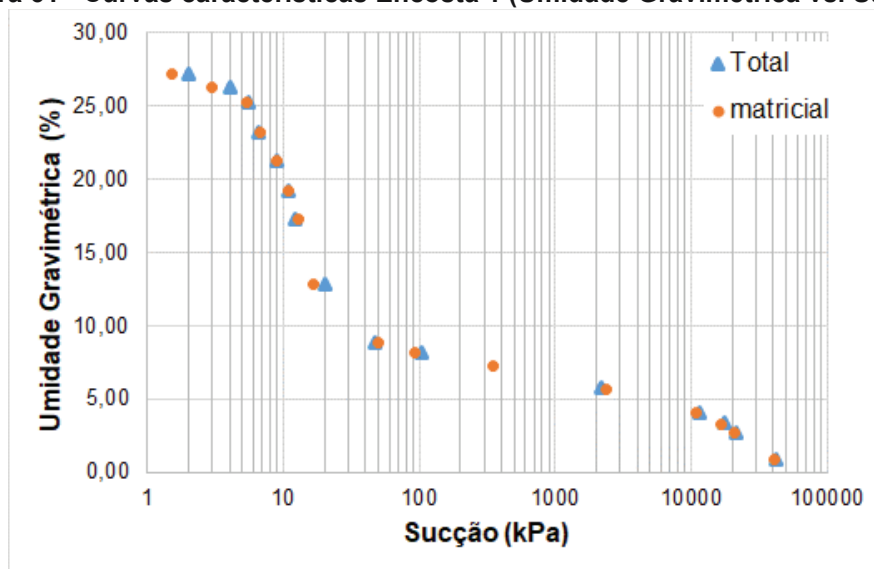
5.2.11 Curva característica

Segundo Fredlund e Xing (1994), a curva característica pode ser utilizada se estimar diversos parâmetros que descrevem o comportamento dos solos não saturados. Como descrito no Capítulo 4, nesta dissertação as curvas características foram determinadas para as camadas de solo estudadas em cada encosta através do método do papel filtro, por meio de secagem, objetivando o melhor conhecimento do comportamento não saturado dos solos em questão.

A Figura 61 apresenta as curvas características obtidas para a Encosta 1 para a sucção total e matricial em relação a umidade gravimétrica (relação entre o peso da água e o peso seco do solo) e a Figura 62 mostra as curvas características obtidas para a sucção total e matricial em relação a umidade volumétrica (θ_w), obtida a partir da equação abaixo que correlaciona o grau de saturação (S) e índice de vazios (e) da amostra.

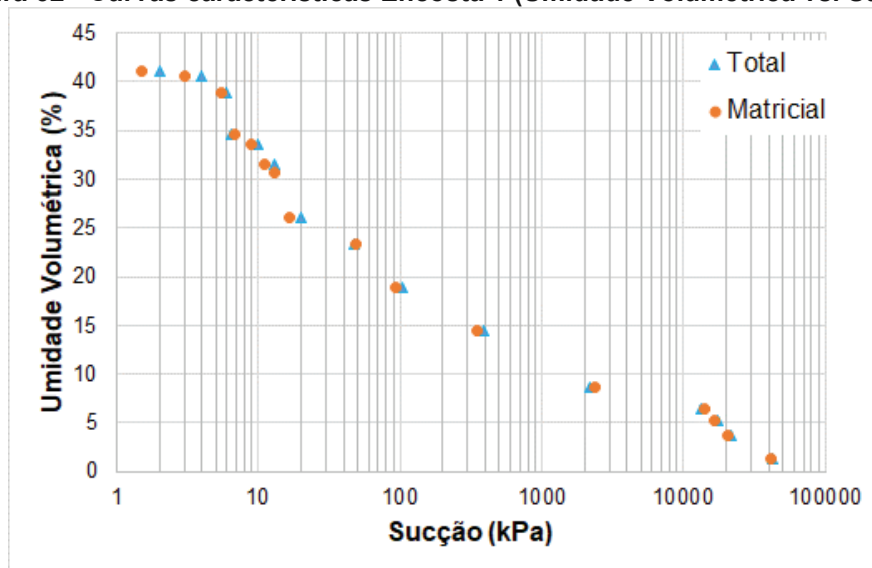
$$\theta_w = \frac{S \times e}{1 + e} \quad (14)$$

Figura 61 - Curvas características Encosta 1 (Umidade Gravimétrica vs. Sucção)



Fonte: A autora (2018)

Figura 62 - Curvas características Encosta 1 (Umidade Volumétrica vs. Sucção)



Fonte: A autora (2018)

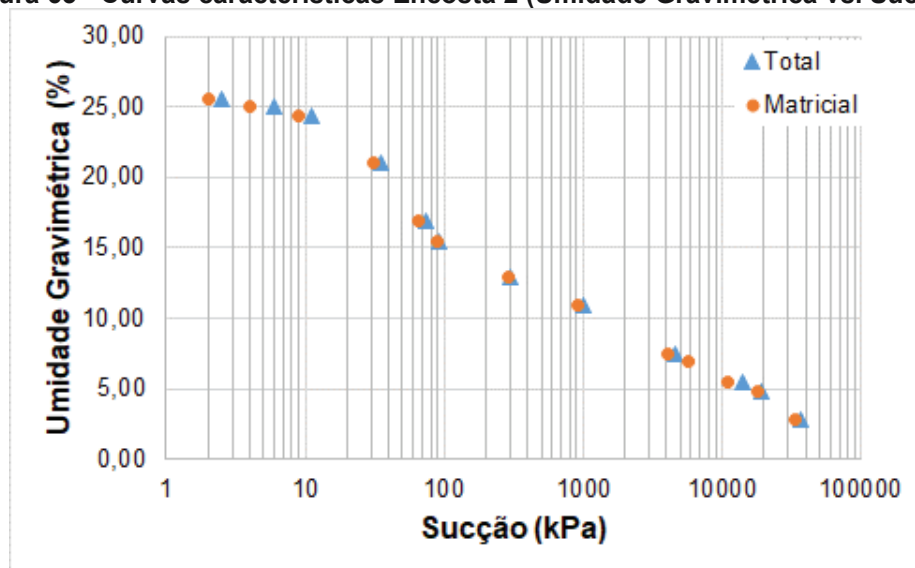
Sabe-se que a sucção total dos solos é dividida em duas parcelas, a matricial e a osmótica. A componente matricial está relacionada com a matriz do solo, ou seja, ao tipo de partículas e seu arranjo estrutural. Já a componente osmótica, está relacionada à concentração química da água do solo, surgindo a partir dos sais dissolvidos na água do solo (Moncada, 2004; Fattah, 2014). Desta forma, a primeira conclusão extraída a partir das curvas características desenvolvidas é a de que a sucção osmótica pouca influência tem sobre este solo, uma vez que a diferença entre a sucção total e a matricial é muito pequena.

Além disso, nota-se este solo apresenta um valor de entrada de ar em torno de 4,5 kPa. Este valor corresponde, segundo Fredlund e Xing (1994), ao valor da sucção matricial a partir do qual o ar começa a entrar nos vazios maiores do solo. Em uma definição feita por Fattah et al. (2013), este valor corresponde ao ponto no qual a diferença entre a pressão do ar e da água se torna suficientemente grande, de tal modo que a água pode ser deslocada pelo ar através dos maiores poros, ocasionando em decréscimo acentuado da umidade. O valor encontrado para este solo ocorreu para baixa sucção, característico de solos predominantemente arenosos, estando em coerência ao descrito por Fredlund e Xing (1994) e ao mostrado nos estudos dos solos da Formação Barreiras, fácies de canal fluvial, realizados por Lafayette (2006), Santana (2006), Meira (2008) e Magalhães (2013), cujo valores de entrada de ar variaram entre 1,5 e 5,0 kPa.

Ainda a partir das curvas, extrai-se o valor da sucção residual do solo (também citado na literatura como umidade residual), que no caso da Encosta 1 está em torno de 1100,0 kPa. Este valor corresponde ao ponto em que o acréscimo na sucção já não consegue deslocar uma quantidade significativa de água, havendo decréscimos menos significativos na umidade a partir deste ponto, ou seja, é a umidade a partir da qual é necessária uma grande variação de sucção para remover mais água do solo (Fredlund e Xing, 1994; Fattah et al., 2013). Com relação da coerência deste valor, o mesmo encontra-se em uma faixa muito próxima do determinado nos trabalhos realizados por Lafayette (2006), Santana (2006), Meira (2008) e Magalhães (2013), cujo valores de sucção residual variaram entre 1000,0 e 1300,0 kPa.

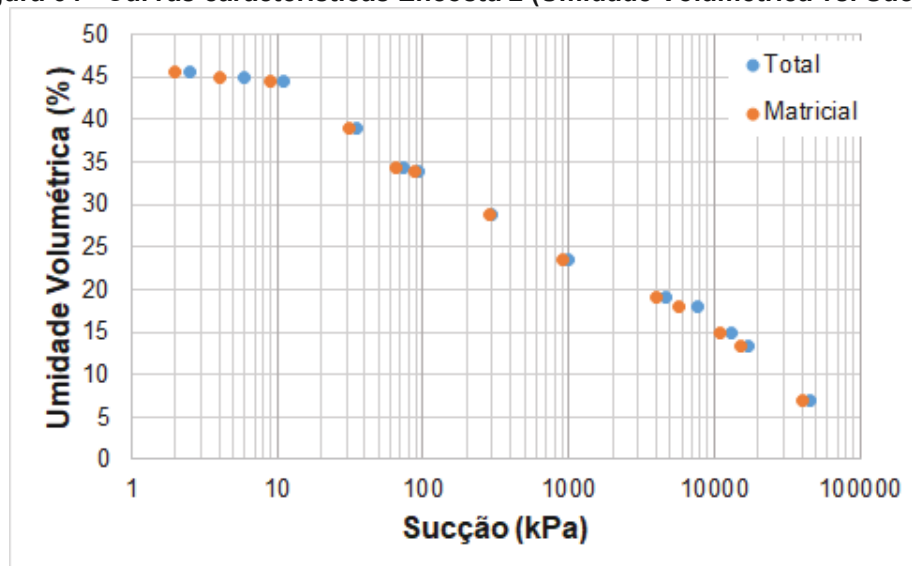
Ao tratarmos da Encosta 2, também serão apresentadas as curvas relacionando a umidade gravimétrica com a sucção total e matricial (Figura 63) e as curvas que relacionam a gravidade volumétrica, encontrada a partir da equação já apresentada acima, com a sucção total e matricial (Figura 64).

Figura 63 - Curvas características Encosta 2 (Umidade Gravimétrica vs. Sucção).



Fonte: A autora (2018)

Figura 64 - Curvas características Encosta 2 (Umidade Volumétrica vs. Sucção).



Fonte: A autora (2018)

Da mesma forma, observa-se que para a Encosta 2 existe pouca diferença entre a sucção total e matricial, indicando pouca influência da sucção osmótica neste solo. Conforme Chiorean (2017), a sucção matricial dos solos é um parâmetro que exerce uma influência no comportamento dos solos não saturados tanto em termos de resistência quanto em termos de permeabilidade, sendo a sucção osmótica desprezada na maioria dos problemas práticos de engenharia, incluindo análise da estabilidade de encostas.

Nesta encosta o valor de entrada de ar encontra-se em torno de 11,0 kPa, estando um pouco acima da faixa de valores encontrada nos trabalhos acima citados que foram realizados na formação barreiras, para esta fácies, e um pouco acima do encontrado nesta dissertação para a Encosta 1. No entanto, observa-se que existe concordância com o descrito por Lafayette (2006) e por Moncada (2004), que citam que solos predominantemente arenosos tendem a apresentar ponto de entrada de ar em torno de 10 kPa.

A Encosta 2 apresentou valor de sucção residual em torno de 1300,0 kPa. Este valor está coerente aos trabalhos já citados, estando ainda em concordância ao encontrado para a Encosta 1.

5.2.12 Síntese dos resultados encontrados nos ensaios de campo e laboratório

Este capítulo objetiva a integração entre os resultados obtidos nos ensaios de campo e laboratório, verificando a relação entre os dados encontrados. Esta síntese

abordará os resultados obtidos apenas para as amostras retiradas nas condições deformadas e indeformadas, observando a correlação entre os ensaios de caracterização física, compressibilidade, resistência e permeabilidade. Ainda serão comparados os valores obtidos para as duas encostas em estudo, avaliando os resultados encontrados, apontando a coerência e a variação dos valores, uma vez que as encostas encontram-se a uma distância de aproximadamente 1,0 km, sendo considerada uma distância pequena. Tal síntese é apresentada na Tabela 20 e na Tabela 21.

Quando comparados, os resultados obtidos para a Encosta 1 e Encosta 2 encontram-se próximos para a maior parte dos resultados. Nas análises granulométricas, verifica-se que ambas as encostas apresentam um percentual predominante da fração areia, estando na faixa de 60%. Com a relação a consistência, a Encosta 2 apresenta um comportamento levemente mais plástico devido a presença de um percentual de finos ligeiramente maior que o encontrado para a Encosta 1. Já os parâmetros obtidos para compressibilidade, resistência e os relacionados diretamente à sucção encontram-se muito próximos, sendo que no caso da Encosta 2, o intercepto de coesão é superior do obtido para a Encosta 1, fator este também relacionado a composição granulométrica dos solos. No entanto, a permeabilidade apresentou dispersão razoável nos valores de uma encosta para outra. Tal fato pode estar associado a granulometria dos solos no estado natural de campo, como pode ser observado nas análises granulométricas sem a adição de defloculante, e aos processos pedogenéticos fortemente observados em ambas as encostas, sendo mais pronunciado na Encosta 2.

Tabela 20 - Síntese resultados.

Local	Prof. (m) / Formação Geológica	Composição granulométrica (%) - ABNT				Consistência (%)		Condutividade hidráulica (m/s)
		Argila	Silte	Areia	Pedregulho	LL	IP	Tri-Flex
Encosta 1	0,96 / Formação Barreiras	28	4	67	1	21,3	6,89	$6,36 \times 10^{-6}$
Encosta 2 *	1,30 / Formação Barreiras	33	4	61	2	26,3	9,23	$1,40 \times 10^{-5}$

Tabela 21 - Síntese resultados (cont.).

Local	Prof. (m) / Formação Geológica	Compressibilidade		Resistência ao Cisalhamento Direto		Resistência ao Cisalhamento Triaxial (CD)		Curva Característica
		Cc	PC (%)	Nat. / Inun.		c (kPa)	Φ (°)	Ψ (kPa)
				c (kPa)	Φ (°)			
Encosta 1	0,96 / Formação Barreiras	0,301	0,04	11,3 / 2,67	34,77 / 33,83	0	31	4,5
Encosta 2*	1,30 / Formação Barreiras	0,251	0,01	26,79 / 9,08	35,94 / 35,59	0	30	11,0

* Ambas as encostas apresentaram a presença de concreções lateríticas. No entanto na Encosta 2, a concentração destas concreções era mais elevada.

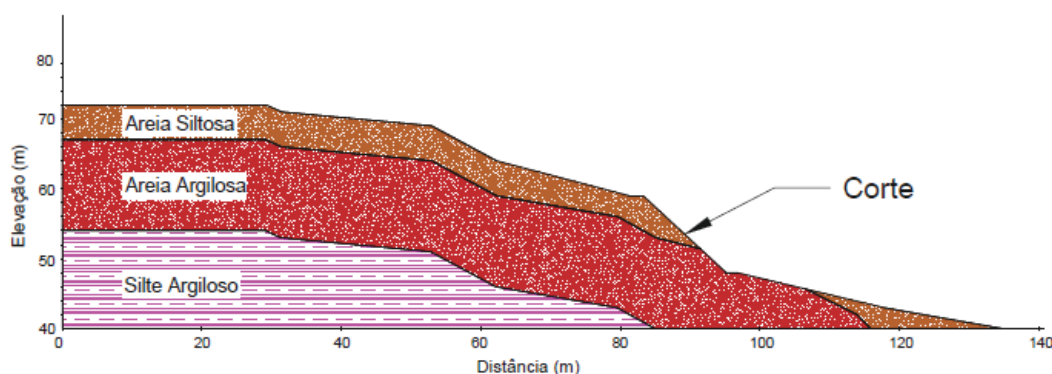
6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS NAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Este capítulo objetiva a apresentação, análise e discussão dos resultados obtidos nas análises de fluxo e estabilidade desenvolvidas para as Encostas 1 e 2. Como relatado no Capítulo 4, as análises de fluxo foram elaboradas sob regime de fluxo estacionário e transiente e as análises de estabilidade foram baseadas nos métodos de equilíbrio limite, especificamente no método de cálculo de Morgenstern & Price. Também será abordado a influência do comportamento não saturado e da infiltração na estabilidade de encostas.

6.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS E GEOTÉCNICAS UTILIZADAS NAS ANÁLISES

Os perfis geotécnicos utilizados nas análises em todos os programas citados foram obtidos a partir do levantamento topográfico e as camadas foram definidas com base nas sondagens e nos ensaios realizados. Conforme Li (2009), simplificações são necessárias em todos as análises de estabilidade, tanto nos métodos de cálculo quanto no perfil da encosta utilizado, pois caso contrário, as análises seriam extremamente complexas e quase impossíveis de serem utilizadas racionalmente na prática. Dessa forma, para simplificação das análises de estabilidade foram consideradas três camadas com diferentes tipos de materiais. Para a Encosta 1, as camadas foram divididas em areia siltosa (duas camadas, com diferentes consistências e parâmetros) e uma camada de silte argiloso, como mostrado na Figura 65.

Figura 65 - Seção simplificada da Encosta 1, apresentando os materiais de cada camada, utilizado nas análises de fluxo e estabilidade.



Fonte: A autora (2018)

Para melhor veracidade acerca das análises de estabilidade desenvolvidas, foram considerados os cortes presentes na encosta. Como pode ser observado na Figura 65, a Encosta 1 apresenta um corte de 10 metros entre as elevações de 49 m a 59 m. Tal corte foi constatado mediante as visitas técnicas realizadas em campo. Após o levantamento de campo, com base nos dados topográficos, a inclinação que este corte apresentava era superior à inclinação média da encosta, sendo equivalente a aproximadamente 43°. Um agravante acerca desta situação, foi que o mesmo encontrava-se exposto, sem nenhuma cobertura vegetal, drenagem ou alguma outra medida estrutural ou não que evitasse, ou diminuísse, a infiltração de águas no solo.

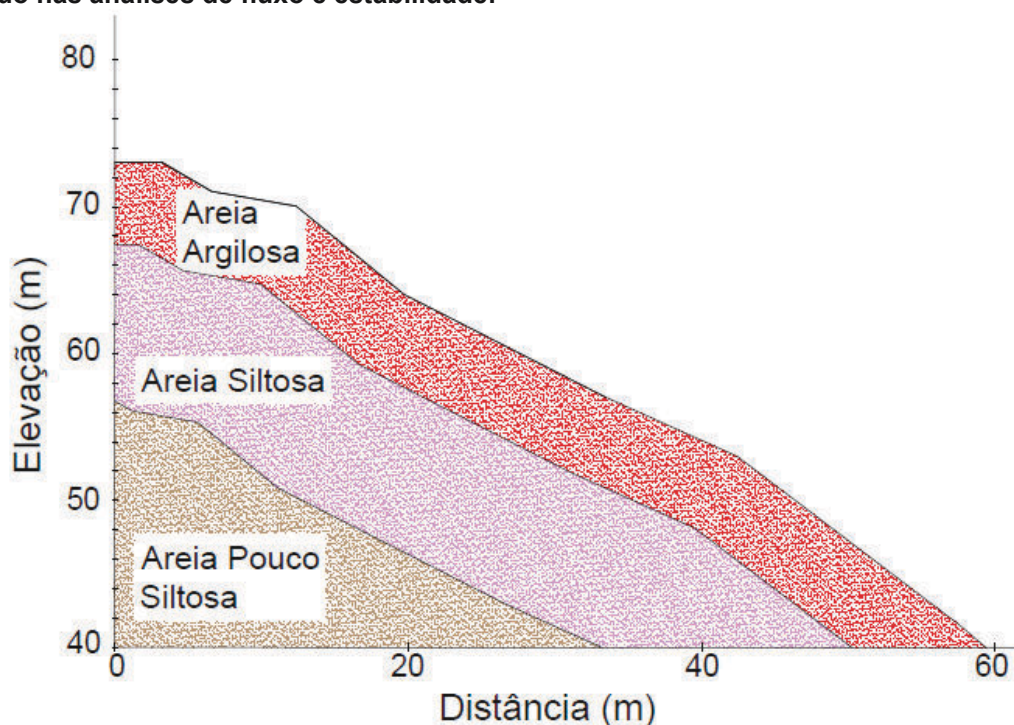
Os parâmetros geotécnicos (peso específico, intercepto de coesão, ângulo de atrito e coeficiente de condutividade hidráulica) adotados para a Encosta 1 estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 - Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de fluxo e estabilidade da Encosta 1 (parâmetros inundados)

Local	Solo	Parâmetros Inundados				Fonte
		γ (kN / m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	K (m/s)	
Encosta 1 Camada 1	Areia Siltosa	14,81	2,67	33,83	$6,36 \times 10^{-6}$	Presente estudo
Encosta 1 Camada 2	Areia Argilosa	17,2	9,08	35,59	$1,40 \times 10^{-5}$	Presente estudo; Coutinho e Severo (2009)
Encosta 1 Camada 3	Silte Argiloso	19,2	8,88	29,4	$1,89 \times 10^{-6}$	Santana (2006)

Para a Encosta 2, as camadas subdividiram-se em areia argilosa e duas camadas de areia siltosa, conforme Figura 66.

Figura 66 - Seção simplificada da Encosta 2, apresentando os materiais de cada camada, utilizado nas análises de fluxo e estabilidade.



Fonte: A autora (2018)

Os parâmetros geotécnicos (peso específico, intercepto de coesão, ângulo de atrito e coeficiente de condutividade hidráulica) adotados para a Encosta 2 são mostrados na Tabela 23.

Tabela 23 - Parâmetros geotécnicos adotados nas análises de fluxo e estabilidade da Encosta 2.

Local	Solo	Parâmetros Inundados				Fonte
		γ (kN / m ³)	c' (kPa)	Φ' (°)	K (m/s)	
Encosta 2 – Camada 1	Areia Argilosa	11,36	9,08	35,59	$1,40 \times 10^{-5}$	Presente estudo
Encosta 2 – Camada 2	Areia Siltosa	17,2	2,67	33,83	$6,36 \times 10^{-6}$	Presente estudo; Coutinho e Severo (2009)
Encosta 2 – Camada 3	Areia pouco Siltosa	19,81	0,00	31,00	$1,2 \times 10^{-6}$	Coutinho e Severo (2009)

A partir dos valores do intercepto de coesão obtidos tanto para o solo na condição natural quanto para o solo na condição inundada, foi determinado os

acréscimos do intercepto de coesão (Δc), oriundo da coesão a partir da equação abaixo.

$$\Delta c = (u_a - u_w) \cdot \operatorname{tg} \phi' \quad (15)$$

A Tabela 24 apresenta os valores dos acréscimos de coesão, os valores de sucção média para ambas as encostas nas camadas ensaiadas, que podem explicar estes acréscimos, determinados com base nas curvas características, assumindo a hipótese de $\phi_b = \phi'$.

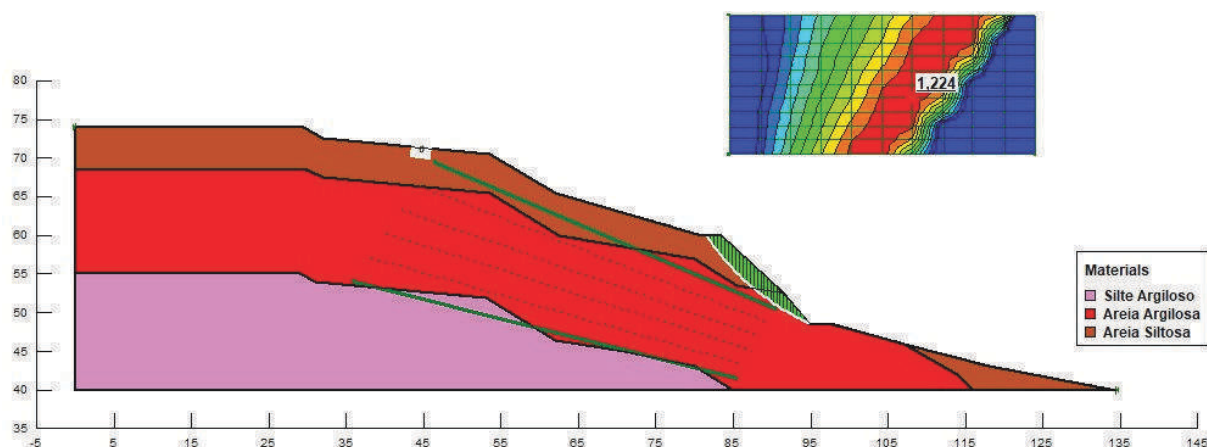
Tabela 24 - Valores intercepto de coesão e sucção média.

Local	Solo	Intercepto de coesão (c') kPa	Intercepto de coesão aparente (c) kPa	Acréscimos intercepto de coesão (Δc) kPa	Sucção Média kPa
Encosta 1	Areia Siltosa	2,67	11,30	8,63	12,88
Encosta 2	Areia Argilosa	9,08	26,79	17,71	24,75

6.2 ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE ENCOSTA 1 – GEOSTUDIO SOFTWARE

A primeira análise desenvolvida foi fundamentada nas análises de estabilidade da mecânica dos solos saturados, que é comumente utilizada na prática da engenharia. Nesta, foi realizada apenas a análise da estabilidade da encosta, utilizando os parâmetros inundados para as camadas de solo. O resultado desta análise, gerado pelo software Slope/W está apresentado na Figura 67.

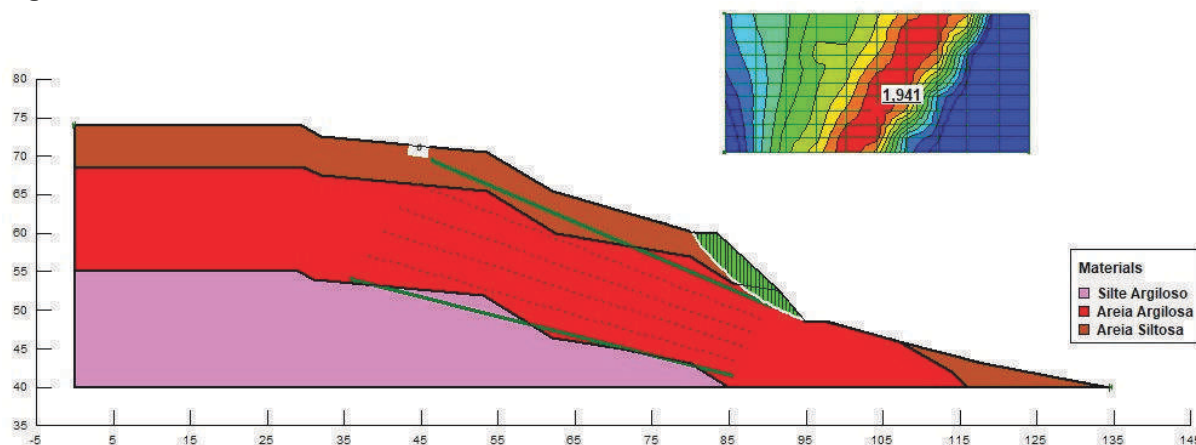
Figura 67 - Análise estabilidade da Encosta 1 considerando apenas parâmetros inundados.



Fonte: A autora (2018)

Observa-se que para a condição acima descrita, a encosta apresenta um Fator de Segurança (FS) de 1,224, obtido a partir do método de cálculo de Morgenstern & Price. Esta grandeza indica que para a premissa adotada a Encosta 1 apresenta um valor abaixo do que é considerado estável, que seria $FS=1,5$. No entanto, a utilização dos parâmetros inundados do solo retrata uma situação não realista das condições atuais da encosta, embora esteja a favor da segurança. No momento em que as condições não-saturadas dos solos são consideradas, verifica-se uma mudança no resultado encontrado para o Fator de Segurança, como é mostrado na Figura 68

Figura 68 - Análise estabilidade da Encosta 1 considerando a influência da sucção.



Fonte: A autora (2018)

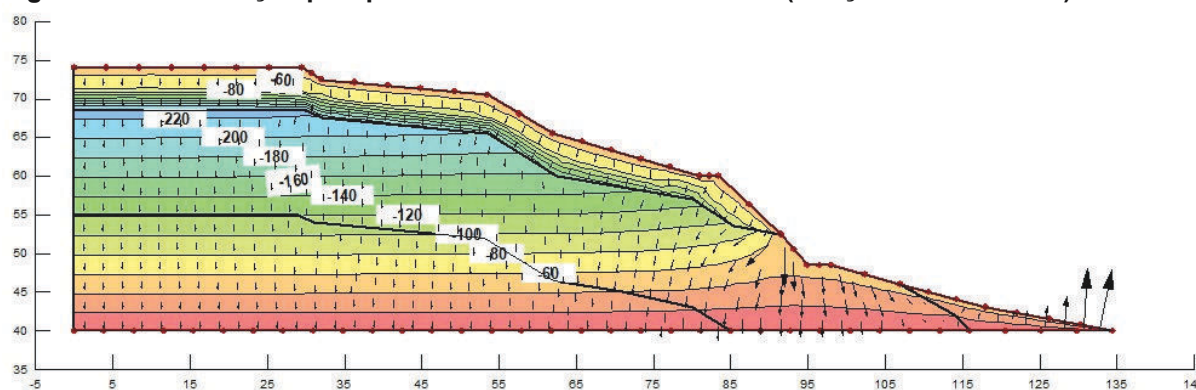
Para a análise apresentada nesta figura, foram considerados os parâmetros naturais do solo, em que há o acréscimo no intercepto da coesão devido à sucção existente no solo. Observa-se claramente a influência da sucção na estabilidade da encosta, elevando o fator de segurança para 1,941, cerca de 59% maior que o resultado obtido para a consideração dos parâmetros do solo inundados. Tal condição

pode ser tomada como mais realista do que a outrora apresentada, considerando apenas os parâmetros inundados, uma vez que esta Encosta encontra-se estável.

Com o intuito de apresentar análises mais realistas e por saber que as análises de fluxo e estabilidade são diretamente relacionadas, serão apresentadas e discutidas todas as análises de fluxo e estabilidade simultaneamente. Além disso enfatiza-se a importância da análise de fluxo das encostas em estudo sob a influência da infiltração. Sabe-se que as infiltrações causadas pelas águas da chuva influenciam diretamente as condições de fluxo dos solos, afetando as tensões efetivas e a resistência do solo, podendo gerar a movimentos de massa em taludes induzidos pelas precipitações (Kristo et al., 2017). Em todas as análises de fluxo as condições não saturadas do solo foram consideradas. Já o nível d'água não foi aplicado em nenhuma das análises, uma vez que durante as sondagens o mesmo não foi verificado.

Inicialmente, realizou-se uma análise de fluxo sob regime estacionário com objetivo de se determinar a distribuição das poropressões no interior da encosta antes do início de períodos chuvosos. Nesta análise o valor de sucção inicial considerada foi fixado na superfície da camada de areia siltosa, apresentando valor de -50 kPa. Este valor foi definido a partir da relação entre a umidade gravimétrica durante o período de retirada das amostras e a curva característica. A Figura 69 apresenta a distribuição de inicial de poropressões.

Figura 69 - Distribuição poropressões Encosta 1 - sem chuva (Sucção inicial 50 kPa).

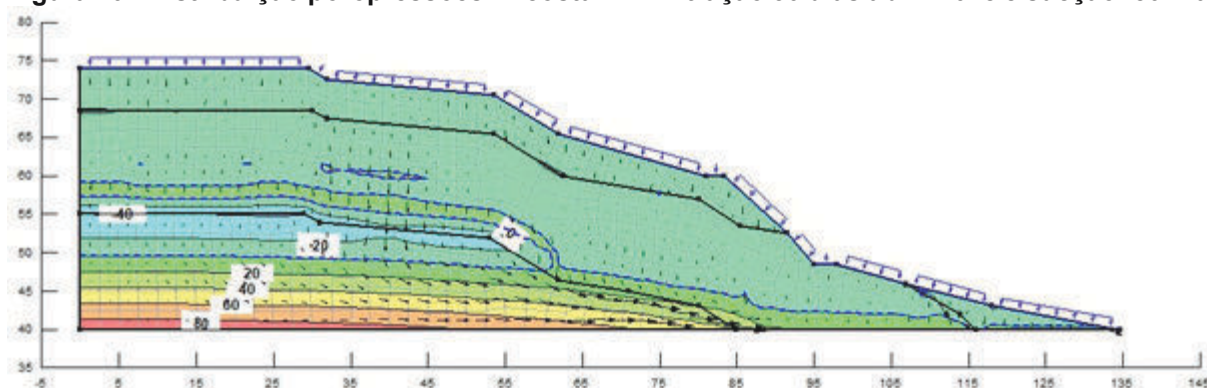


Fonte: A autora (2018)

A partir da análise de fluxo sob regime estacionário foi possível observar a distribuição das poropressões na encosta, enfatizando os altos valores de sucção (poropressão negativa) existentes. Determinada a condição inicial das poropressões no interior da encosta, foram realizadas análises de infiltração para diferentes volumes condições de sucção e infiltração. Estas análises foram feitas sob regime transiente de fluxo. A Figura 70 apresenta a análise de fluxo para as chuvas do mês de abril de

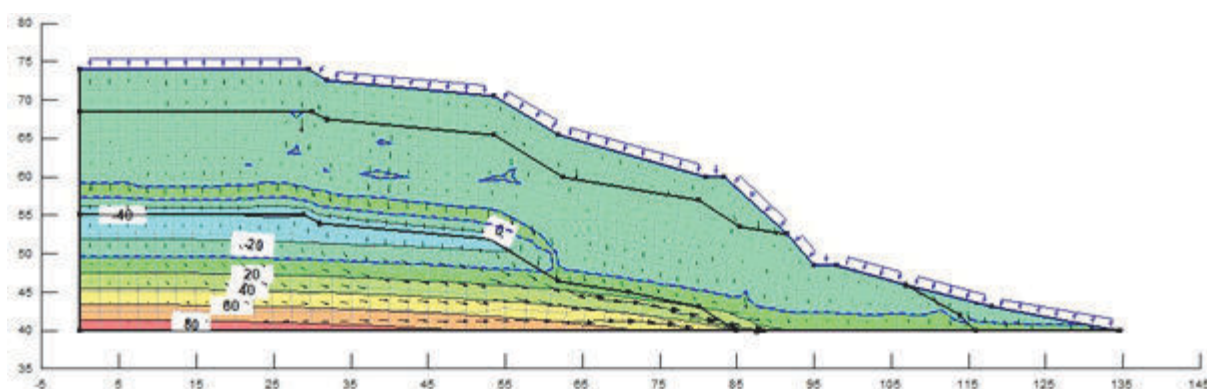
2018, que apresentou maior média pluviométrica dos últimos cinco anos, considerando uma sucção inicial de 50 kPa, relacionada com a umidade do bloco no período que foi retirado. A Figura 71 apresenta a análise de fluxo considerando um período mais chuvoso, com a hipótese de que a sucção inicial reduz em 50% o seu valor. Por fim, a Figura 72 apresenta a condição fluxo considerando o vazamento.

Figura 70 - Distribuição poropressões Encosta 1 - infiltração 30 dias abril/ 2018 e sucção=50kPa.



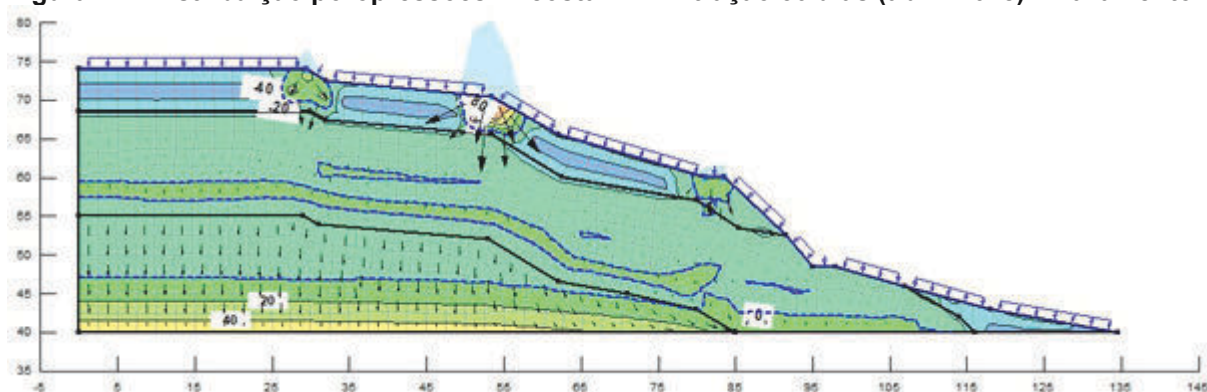
Fonte: A autora (2018)

Figura 71 - Distribuição poropressões Encosta 1 - infiltração 30 dias abril/ 2018 e sucção=25kPa.



Fonte: A autora (2018)

Figura 72 - Distribuição poropressões Encosta 1 - infiltração 30 dias (abril/ 2018) + vazamento.

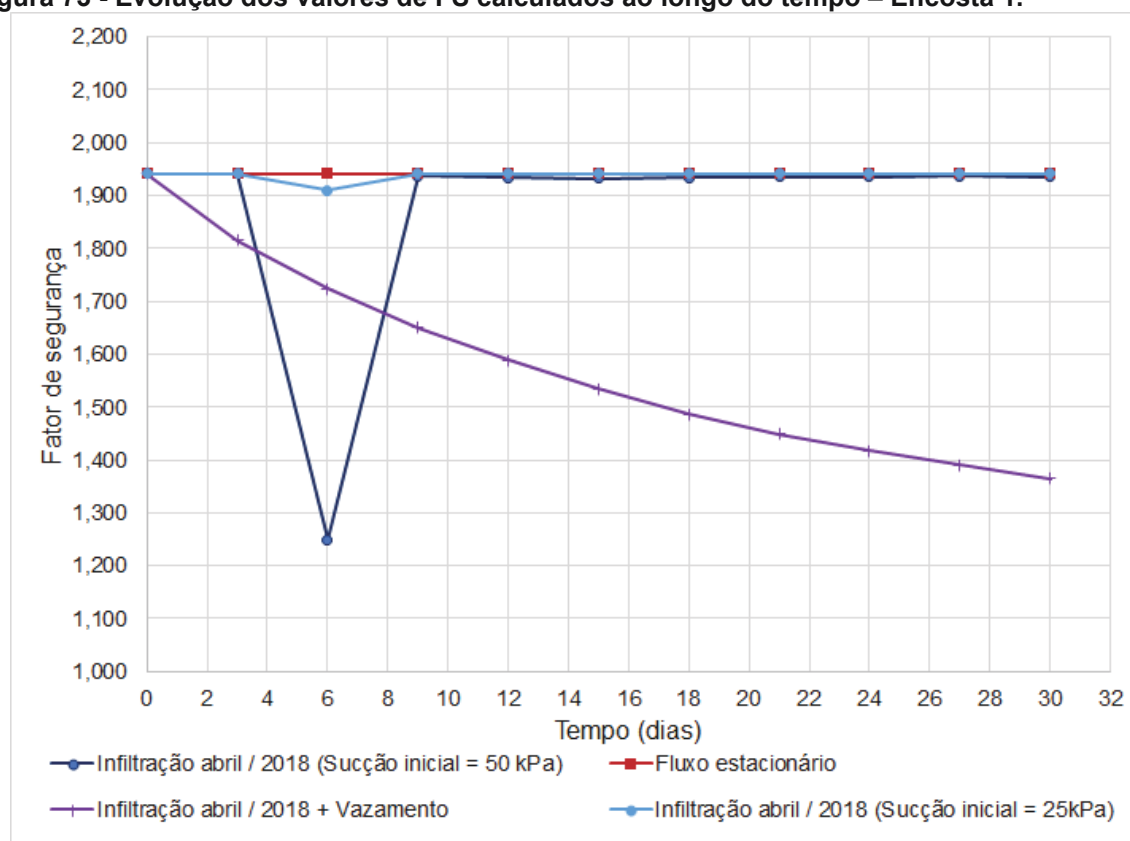


Fonte: A autora (2018)

A partir das análises de fluxo transiente observou-se a distribuição das poropressões na encosta sob diferentes situações. Ao variar a sucção do período mais seco para o período mais chuvoso pouca variação entre as análises de fluxo foi observada. Em ambas foi possível a constatação da criação de um nível d'água, gerando poropressões positivas nas camadas inferiores da encosta, onde para uma a sucção considerando os períodos mais chuvosos, com sucção equivalente a 50% da referente aos períodos mais secos, a ascensão do nível d'água foi ligeiramente maior. Observa-se uma tendência do aumento da absorção da água com o aumento da sucção e consequente diminuição da umidade, como observado também no trabalho realizado por Menezes et al. (2010). No entanto, para ambas as situações descritas o fator de segurança encontra-se elevado, como posteriormente tratado.

Considerando o cenário onde ocorre o rompimento de uma tubulação, gerando vazamentos localizados de $3,2 \text{ m}^3 / \text{dia}$, foi observado que além da elevação do nível d'água nas porções inferiores do perfil, ocorreu o desenvolvimento de poropressões positivas em algumas regiões mais superficiais da encosta. Este fato era esperado, uma vez que os vazamentos são pontuais. A evolução do fator de segurança encontrado para todas as situações tratadas pode ser vista na Figura 73.

Figura 73 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo – Encosta 1.



Fonte: A autora (2018)

A partir das análises realizadas, foi possível observar a evolução do fator de segurança (FS) ao longo de 30 dias. Constatou-se que mesmo sobre regime de fortes precipitações a encosta encontra-se em uma situação de estabilidade para as situações sobre a influência apenas do regime de chuvas. Na análise considerando a infiltração do mês de abril /2018 apresentando sucções referentes a um período mais seco, verifica-se que há uma redução considerável no FS nos primeiros seis dias de infiltrações, caindo de 1,942 para 1,249, praticamente recuperando seu valor total após este período. Já na análise considerando a infiltração do mês de abril / 2018 apresentando sucções referentes a um período mais chuvoso, a diminuição do fator de segurança foi mais sutil, apresentando uma redução de 1,942 para 1,909. Os resultados observados demonstram que quanto mais ávido por água, maior a infiltração da mesma no solo. Em outras palavras, quanto maior a sucção presente maior será a absorção de água. No entanto, com a redistribuição das poropressões, a encosta volta a recuperar seu fator de segurança inicial. O retratado nas análises pode ser considerado confiável, uma vez que mesmo após a ocorrência da precipitação simulada, a encosta permanece em uma condição estável, sem apresentar nenhum sinal de perda de sua estabilidade.

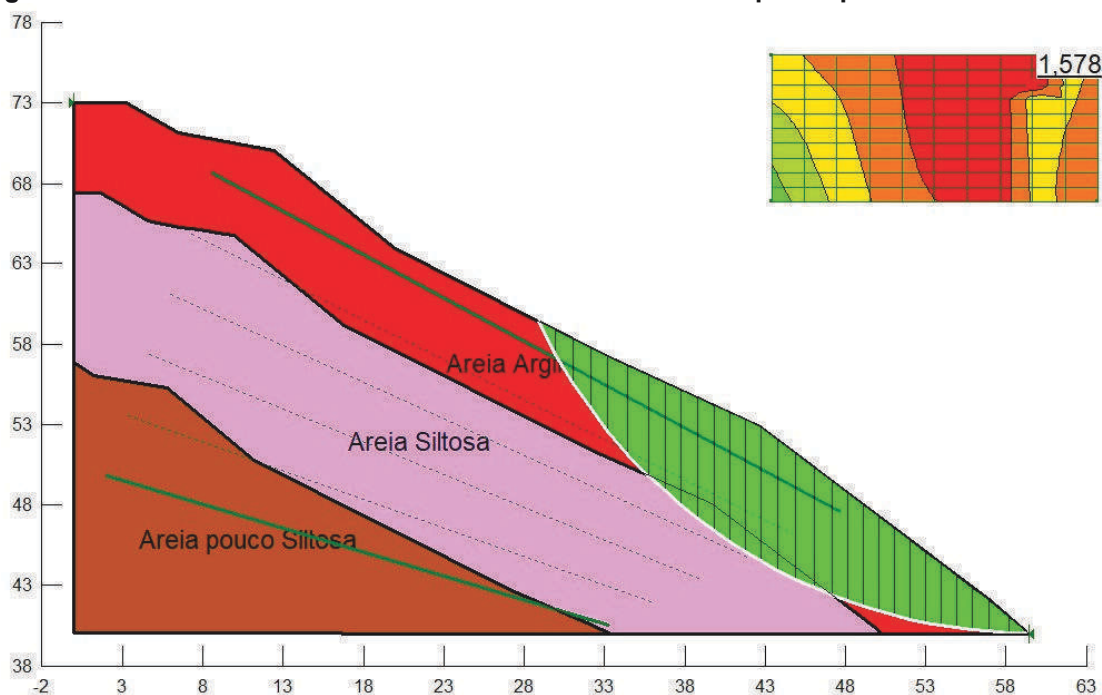
A pouca variação nos fatores de segurança pode ser atribuídos aos altos valores das poropressões negativas, que se redistribuem ao longo dos dias, e as propriedades dos solos que compõe a encosta, que por possuírem uma predominância arenosa em sua granulometria, permite a dissipação das poropressões geradas. A recuperação da sucção nas camadas mais superiores de encostas também foi observada em um estudo realizado por Victorino (2015), que verificou uma pequena redução do fator de segurança nos primeiros 15 dias de infiltração em que a partir deste período, as camadas superiores tenderam a restaurar os níveis iniciais de sucção. Segundo Rahardjo et al. (2007), solos que apresentam coeficiente de condutividade hidráulica elevados ($\geq 10^{-6}$ m/s) são menos afetados pela chuva, independente da intensidade que a mesma apresenta. Estes mesmos autores mostraram que solos com tais permeabilidades apresentam redução do fator de segurança em pequenos intervalos de tempo, porém apresentam alta recuperação do FS com longos intervalos de tempo. Tal fato pode ser corroborado pelo citado por Lumb (1975), que explicita que velocidade máxima de infiltração da chuva, na ausência de lâmina d'água, será numericamente igual à permeabilidade saturada do solo.

Já nas análises considerando a influência do rompimento de uma tubulação, gerando um vazamento além das precipitações que incidem sobre a encosta, observa-se que há uma redução constante do fator de segurança até alcançar seu valor mais crítico de 1,365, diminuindo cerca de 42%. Tendo em vista, que diferente da consideração da pluviometria que varia de intensidade com o passar dos dias, a infiltração gerada pelo vazamento é constante durante todo o período imposto e ocorre em apenas alguns pontos da encosta, a redistribuição das poropressões não acontece de maneira uniforme como verificado nas demais análises. Além disso, observa-se a tendência da criação de poropressões positivas nas camadas mais superficiais da encosta, cuja envoltória de ruptura crítica é localizada.

6.3 ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE ENCOSTA 2 – GEOSTUDIO SOFTWARE

Da mesma forma da análise realizada para a Encosta 1, foi realizada primeiramente uma análise utilizando todos os parâmetros inundados para as camadas de solo, sem consideração alguma da condição dos solos não saturados. O resultado desta análise, gerado pelo software Slope/W está apresentado na Figura 74.

Figura 74 - Análise estabilidade da Encosta 2 considerando apenas parâmetros inundados.

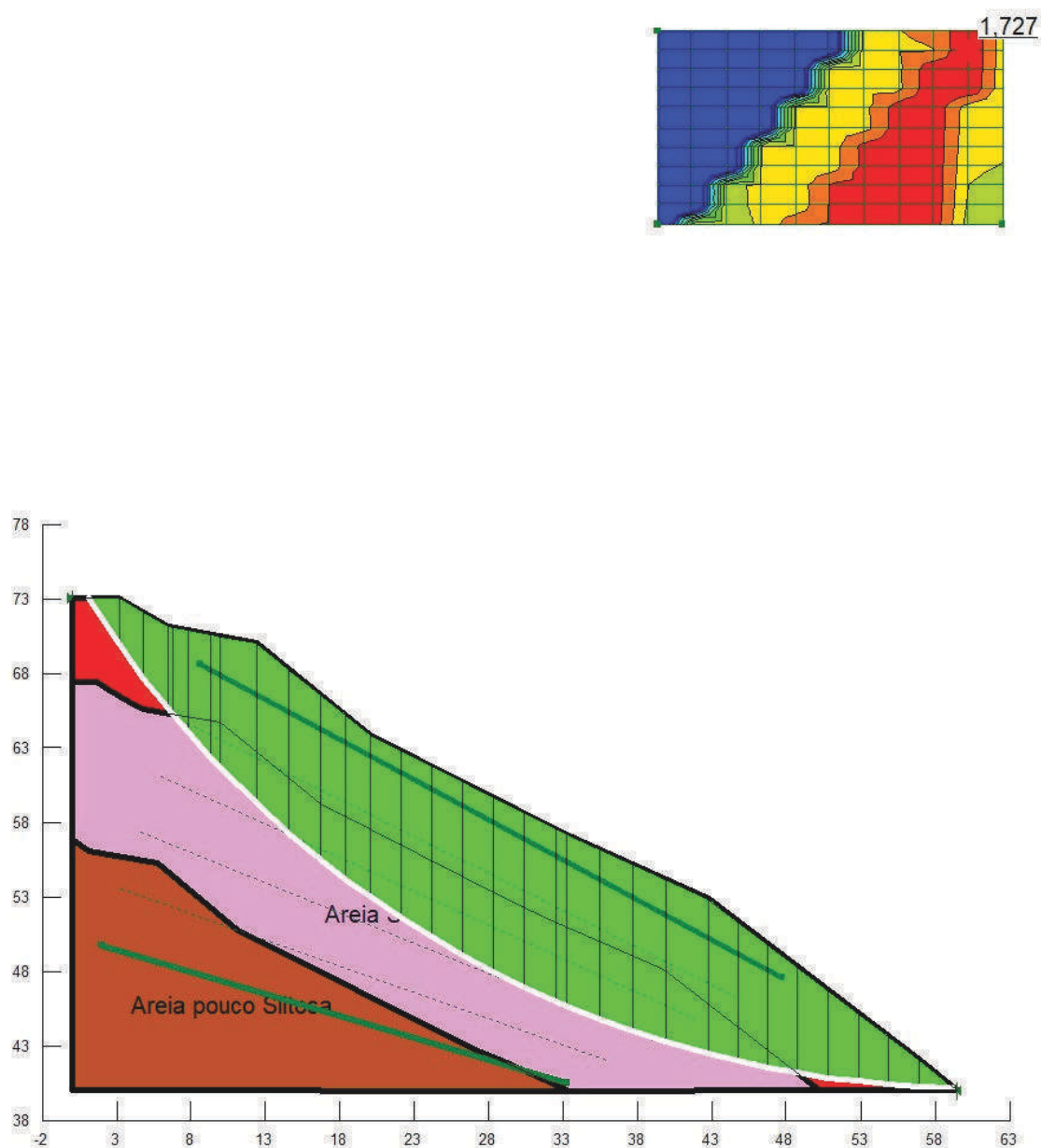


Fonte: A autora (2018)

Observa-se que mesmo utilizando os parâmetros na condição inundada, considerada como mais crítica à estabilidade de encosta, o Fator de Segurança (FS) obtido a partir do método de cálculo de Morgenstern & Price foi de 1,578. Este valor indica que mesmo para esta condição a Encosta 2 pode ser considerada estável, uma vez que o FS obtido é superior à 1,5.

Partindo da mesma premissa adotada para a Encosta 1, análises considerando a condição não-saturada também foi desenvolvida, como é mostrado na Figura 75.

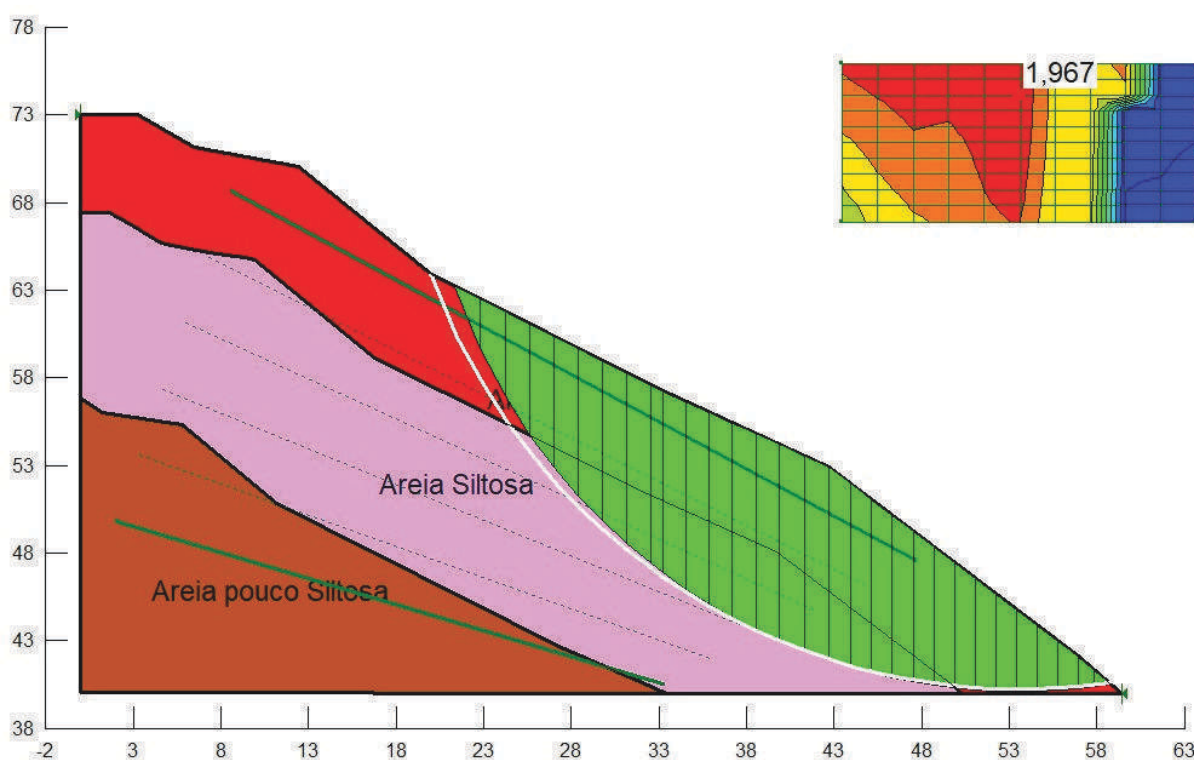
Figura 75 - Análise estabilidade da Encosta 2 considerando a influência da sucção (Ruptura global).



Fonte: A autora (2018)

A análise mostrada na Figura 75, a superfície de ruptura crítica gerada pelo software apresenta uma ruptura global da encosta, ou seja, para tal condição, haveria ruptura de toda a encosta. Neste caso, a malha teve que ser reajustada para que a superfície crítica fosse alcançada. No entanto, para fins de estudo, foi gerado uma análise em que a posição da malha posiciona-se exatamente onde foi obtida a superfície crítica utilizando os parâmetros inundados, possibilitando melhor compreensão da influência da condição não saturada na estabilidade da encosta. Esta análise é apresentada na Figura 76.

Figura 76 - Análise estabilidade da Encosta 2 considerando a influência da sucção.



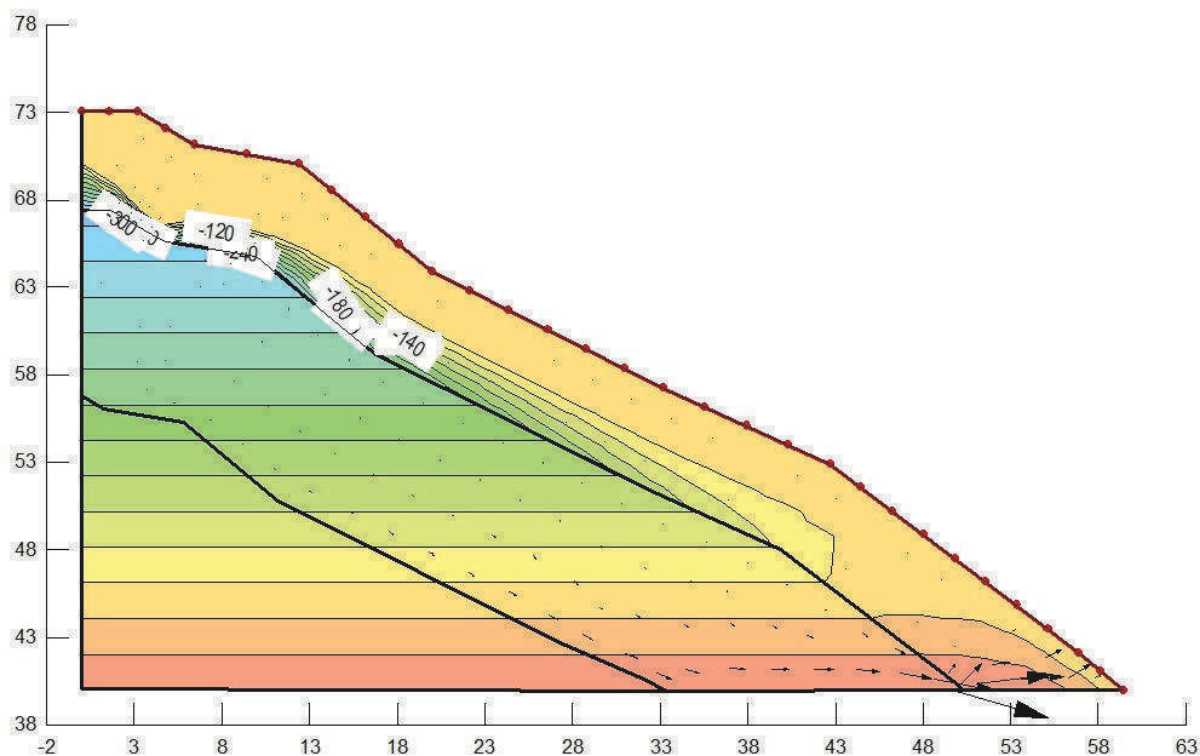
Fonte: A autora (2018)

A partir desta figura evidencia-se a influência da sucção na estabilidade da encosta, elevando o fator de segurança em aproximadamente 25%. Esta condição pode ser considerada mais realista do que a que considera todos os parâmetros do solo inundados.

De maneira semelhante ao apresentado na Encosta 1, inicialmente, realizou-se uma análise de fluxo sob regime estacionário considerando sucção inicial fixada na superfície da camada de areia argilosa, apresentando valor de -100 kPa (Figura 77). Em seguida foram realizadas as análises de infiltração considerando a sucção inicial

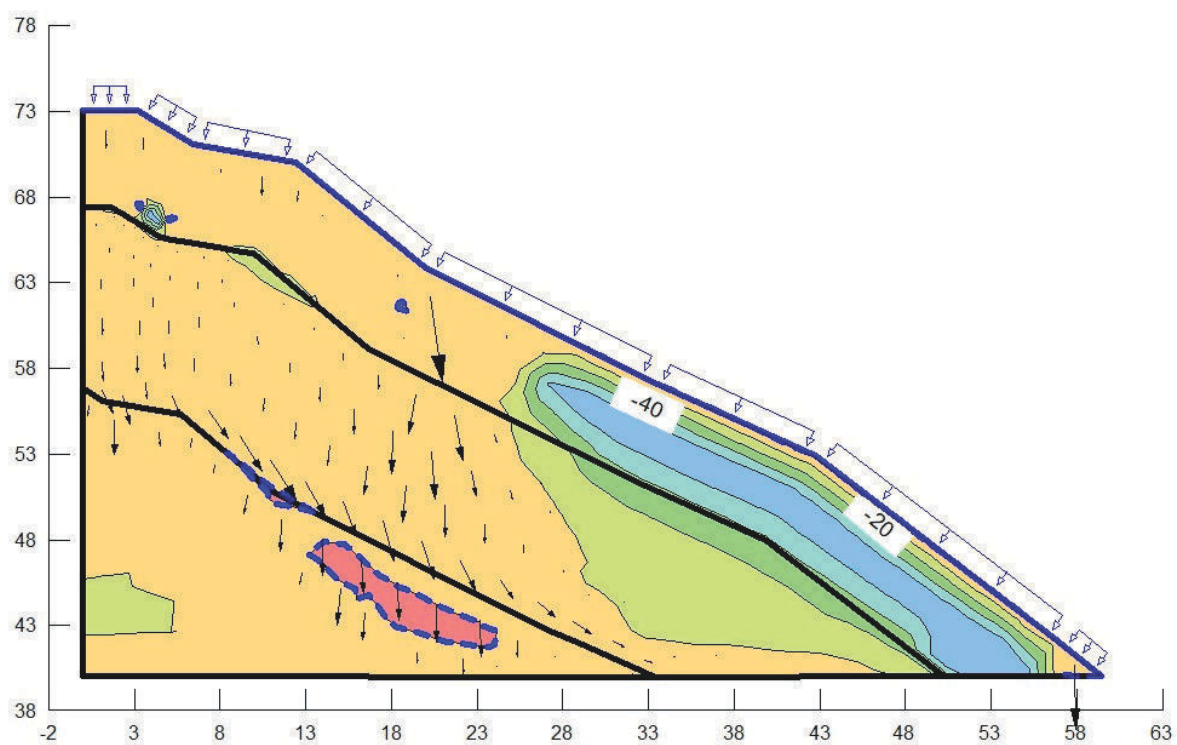
de 100 kPa (Figura 78), correspondente a umidade na qual o bloco retirado se encontrava, e para a condição de redução da sucção em 50% em um período considerado mais chuvoso (Figura 79). A análise correspondente a consideração da influência do rompimento de uma tubulação sobre a estabilidade da encosta encontra-se na Figura 80.

Figura 77 - Distribuição poropressões condição inicial Encosta 2 - sem chuva (Sucção inicial 100 kPa).



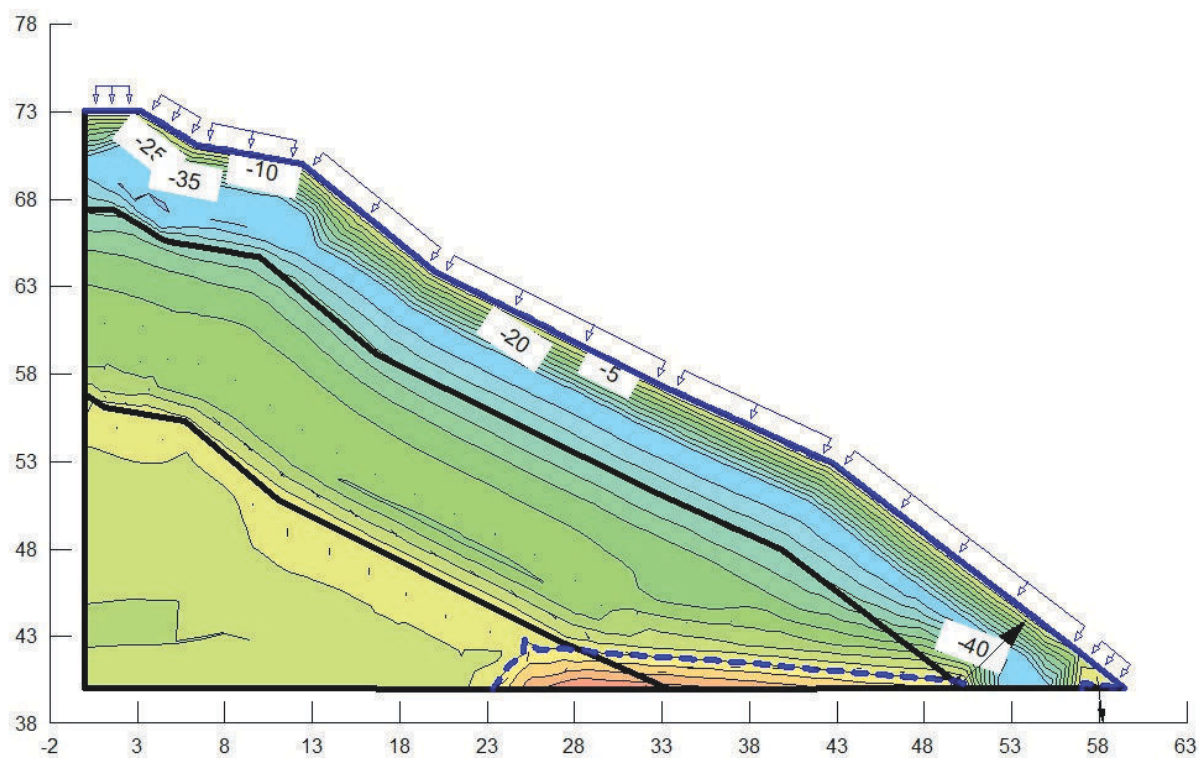
Fonte: A autora (2018)

Figura 78 - Distribuição poropressões Encosta 2 - infiltração 30 dias (abril/ 2018) e sucção = 100 kPa.



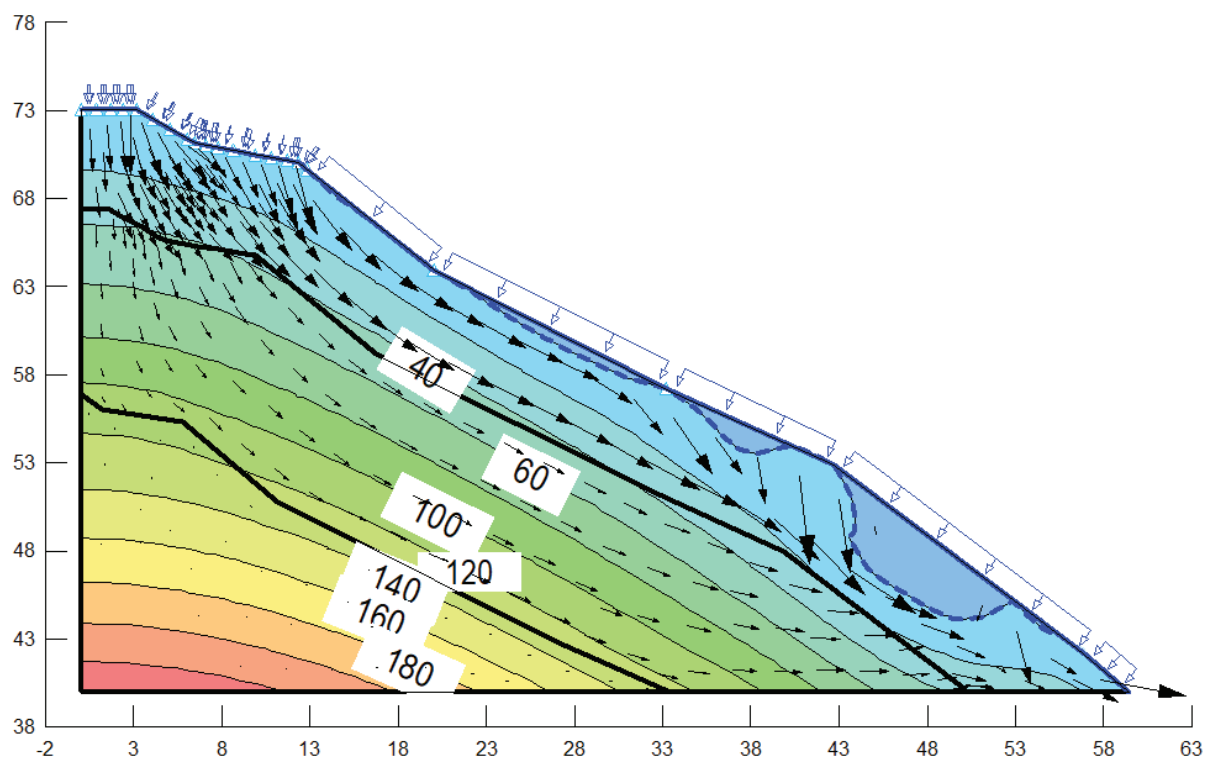
Fonte: A autora (2018)

Figura 79 - Distribuição poropressões Encosta 2 - infiltração 30 dias (abril/ 2018) e sucção = 50 kPa.



Fonte: A autora (2018)

Figura 80 - Distribuição poropressões Encosta 2 - infiltração precipitação mensal (abril / 2018) + vazamento.



Fonte: A autora (2018)

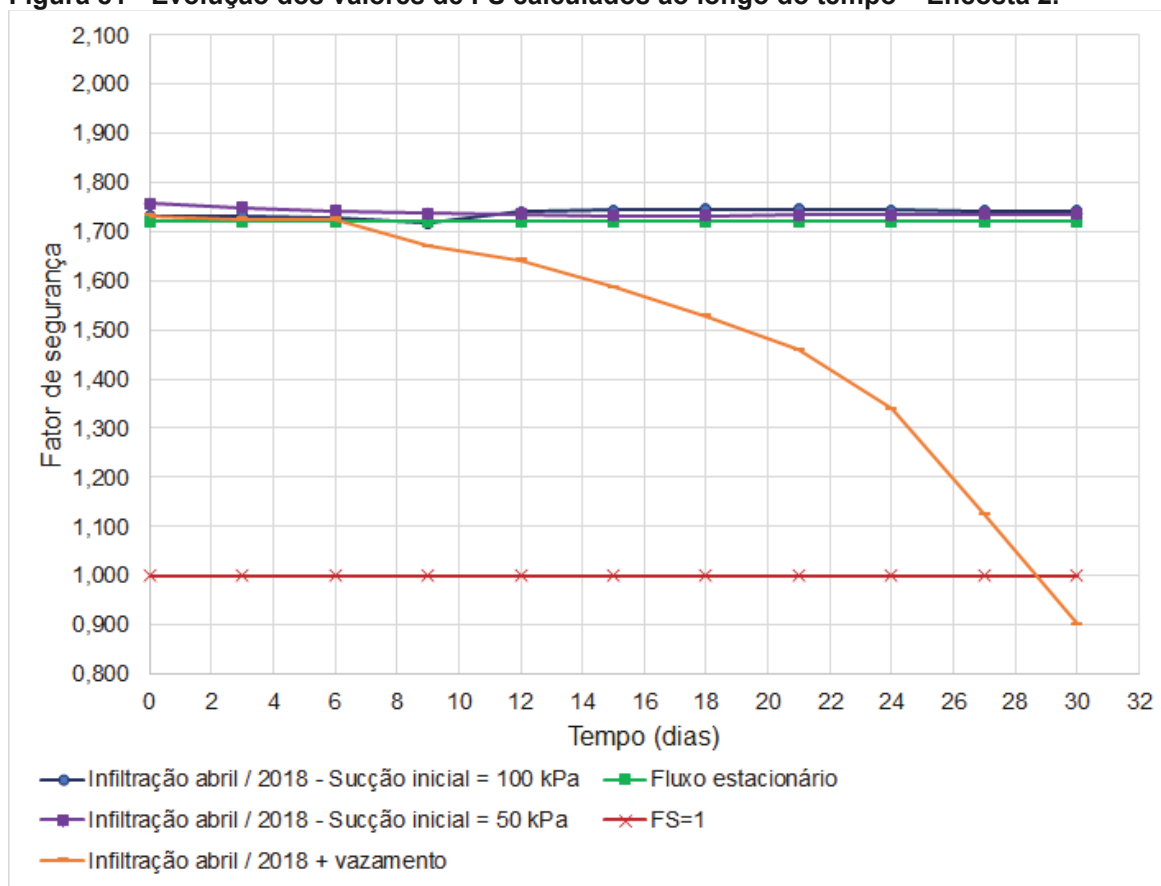
Na análise de fluxo sob regime estacionário, mais uma vez destaca-se os altos valores de sucção (poropressão negativa) existentes. Na análise de fluxo transiente considerando a pluviometria do mês de abril / 2018, impondo a sucção obtida no período mais seco, foi possível observar a que as poropressões se distribuem de maneira não uniforme ao longo do tempo, apresentando em alguns pontos a criação de lençol freático empoleirado e mantendo altos valores de sucção na posição próxima ao pé da encosta. Este efeito pode ser explicado devido a declividade desta parte da encosta ser maior que a declividade média, facilitando o *runoff*, diminuindo a capacidade de infiltração. Já nas análises de fluxo a pluviometria do mês de abril / 2018, adotando a sucção no período mais chuvoso, houve uma pequena elevação do nível d'água na porção inferior do perfil da encosta. No entanto, os valores de sucção se mantiveram elevados nas camadas superiores da encosta, mostrando a tendência de redistribuição das poropressões que está diretamente relacionada com a permeabilidade dos solos que compõem o perfil da encosta. Além disso, verifica-se mais uma vez que quanto menores os valores de sucção, menor a tendência de absorção de água pelo solo. Esta situação sugere que caso houvessem chuvas de

intensidades constantes durante 30 dias, a encosta perderia completamente a sua sucção. A variação do fator de segurança com o tempo para estes cenários será posteriormente tratada.

Considerando a influência antrópica, especificamente o vazamento, foi possível verificar a distribuição das poropressões na encosta, mostrando apenas valores positivos. Em outras palavras, para este cenário a encosta não mostraria valores de sucção. Os valores obtidos para a evolução do fator de segurança estão apresentados na Figura 81.

Para a condição de infiltração considerando as precipitações do mês de abril / 2018 com sucção correspondente ao período seco e ao período chuvoso, constatou-se a encosta encontra-se em uma situação de estabilidade, apresentando pequena redução do fator de segurança nos primeiros nove dias, com posterior recuperação do mesmo com o tempo. Para esta condição, os resultados retratados podem ser considerados confiáveis, uma vez que da mesma forma que a Encosta 1, esta encosta continua estável após a ocorrência de tais precipitações.

Figura 81 - Evolução dos valores de FS calculados ao longo do tempo – Encosta 2.



Fonte: A autora (2018)

No caso apresentado, a pouca variação no fator de segurança também pode ser atribuída aos altos valores das poropressões negativas, que se redistribuem ao longo dos dias, e as propriedades dos solos que compõe a encosta, que por possuírem uma predominância arenosa em sua granulometria, permite a dissipação das poropressões geradas.

Já na análise considerando a infiltração causada por um vazamento além das precipitações, observa-se o decréscimo constante do mesmo até alcançar um valor de 0,901, justificando a ruptura ocorrida. Esta análise contribui no entendimento do comportamento da encosta quando sujeita a ações antrópicas além dos efeitos naturais. Mendes et al. (2018) mostrou a interferência de fatores antrópicos na estabilidade de encostas, apresentando situações que levaram a perda desta estabilidade em uma encosta em São José dos Campos – SP. Neste estudo, justificaram a ruptura da encosta estudada devido a fatores como sobrecarga e vazamentos, tendo o último uma influência muito maior. Ainda neste estudo, como o aqui apresentado, apenas a chuva não seria capaz de levar a ruptura da encosta, necessitando da influência destes outros fatores para tal.

6.4 COMPARAÇÃO RESULTADOS GERADOS ENCOSTA 1 E ENCOSTA 2

Em ambas as encostas evidenciou-se a diferença nas análises de estabilidade em função de uma abordagem saturada para uma não saturada. Nas análises não saturadas, que são a condição atual em que as encostas se encontram, há um aumento expressivo no fator de segurança. Fica clara a importância da análise da estabilidade das encostas considerando a interferência da sucção para melhor conhecimento do comportamento e fidelidade dos resultados ao cenário real.

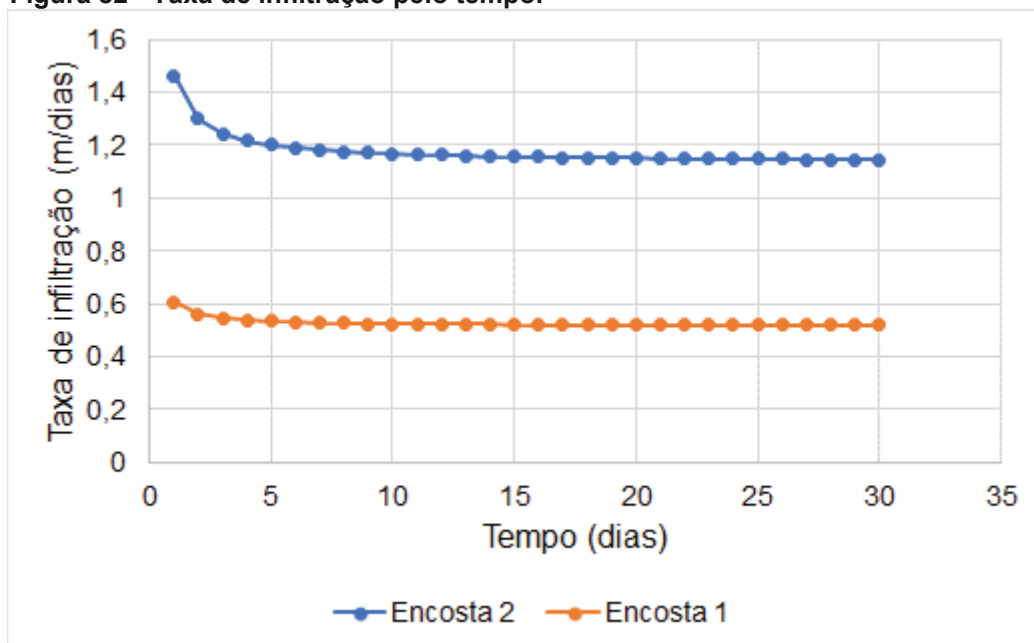
Com relação as análises de fluxo, verifica-se em ambas as encostas a influência da sucção na distribuição das poropressões. Em ambas as análises fica evidente o avanço da frente de umedecimento. Conforme relatado por Smith et al. (2002), existe uma redução inicial da sucção bastante rápida, mas que a partir do decréscimo da sucção, a condutividade hidráulica aumenta facilitando o avanço da frente de umedecimento no solo. Dessa forma a redução da sucção passa a ocorrer de forma mais lenta.

Além disso, foi possível constatar a variação do fator de segurança com o tempo. Este fator apresentou pouca variação durante o período analisado, considerando os índices pluviométricos reais do mês de abril de 2018. Já quando considerado um índice pluviométrico de valor constante durante os trinta dias, as

encostas distinguiram-se em seu comportamento. A Encosta 1 apresentou redução do FS nos três primeiros dias com consecutiva recuperação desta grandeza. Já a Encosta 2 não apresentou recuperação do FS com o tempo. Este fato pode ser associado, além do já comentado, devido a taxa de infiltração que cada encosta apresenta. A Figura 82 apresenta a relação entre a taxa de infiltração em função do tempo.

Rahardjo et al. (2007) afirma que encostas com alto K_s (10^{-5}) irão usualmente romper devido a criação de nível d'água, enquanto solos com baixo K_s (10^{-6}) tendem a desestabilizar devido a infiltração da água das chuvas que causam redução da sucção matricial na região sem nível d'água. No entanto, para que ocorra a redução desta sucção a taxa de infiltração deve ser maior que o coeficiente de permeabilidade saturado. Logo, os resultados apresentados acima estão em concordância com o descrito por estes autores, uma vez que a Encosta 2 mal apresentou variação do FS com apenas a influência da chuva, sendo observado redução significativa apenas quando houve elevação do nível d'água. Já a Encosta 1 sofreu uma redução maior do fator de segurança nos primeiros dias quando sujeita a influência de precipitações.

Figura 82 - Taxa de infiltração pelo tempo.



Fonte: A autora (2018)

A partir do modelo proposto por Muntohar e Liao (2010) foi possível realizar a verificação das encostas pelo tempo. Observa-se que a Encosta 2 apresenta taxas de infiltração muito maiores que os valores apresentados para a Encosta 1. Os valores

encontrados estão diretamente relacionados com a permeabilidade dos solos. Esta taxa apresenta a capacidade de infiltração de cada encosta. De acordo com Smith et al. (2002), com a continuidade das precipitações, as poropressões superficiais tendem a diminuir para um limite estabilizado em que a sucção na frente de umedecimento corresponde ao mesmo valor da sucção quando a condutividade hidráulica é igual a taxa de infiltração. Em outras palavras, não há grandes reduções na sucção quando a condutividade hidráulica e a taxa de infiltração se igualarem. A sucção só continuar a reduzir de maneira significativa quando a taxa de infiltração se torna superior a condutividade hidráulica. Nos estudos realizados nesta dissertação, esta situação só ocorreu para a situação considerando o vazamento, tanto na Encosta 1 quanto na Encosta 2.

6.5 SÍNTESE ANÁLISES DE FLUXO E ESTABILIDADE

Este capítulo apresentou as análises de fluxo e estabilidade das duas encostas estudadas nesta dissertação. A partir das análises efetuadas, ficou evidente a importância do estudo considerando o comportamento dos solos não saturados, que aumenta de forma significativa o resultado do fator de segurança. Além disso, destaca-se a importância das análises de fluxo, também considerando o comportamento não saturado. Nos casos estudados, foram realizadas análises de fluxo sob regime estacionário e transiente, para melhor compreensão do comportamento da encosta, principalmente sobre a infiltração de água oriundas de chuvas.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Sabendo-se da importância do estudo geológico-geotécnico e análise de estabilidade no âmbito da engenharia geotécnica, esta pesquisa foi desenvolvida com intuito principal de contribuir na compreensão do comportamento dos solos, sendo útil tanto no meio acadêmico quanto no meio social. Sendo assim, a partir da análise dos resultados dos ensaios de campo e laboratório desenvolvidos e dos resultados obtidos nas análises de fluxo e estabilidade de duas encostas localizadas no bairro do Ibura, município de Recife - PE, foi possível identificar algumas conclusões, levando em consideração os objetivos principais deste trabalho. Tais conclusões estão descritas neste capítulo. Logo em seguida são apresentadas algumas sugestões para futuras pesquisas relacionadas ao tema proposto.

As principais conclusões obtidas a partir da investigação geotécnica de campo, através de diversas visitas de campo, realização de uma sondagem de simples reconhecimento (SPT) no topo de cada encosta foram:

- Com relação à geologia, ambas as Encostas foram classificadas como pertencente à Formação Barreiras, fácies de canal fluvial, composta por sedimentos areno-siltico-argilosos;
- Para a Encosta 1 observou-se um perfil predominantemente arenoso, com baixos valores de N_{SPT} , variando de 2 a 9 golpes, até aproximadamente 10,0 m em profundidade, apresentando a partir desta profundidade um ganho significativo da resistência, alcançando valores de N_{SPT} superiores à 35. Durante a sondagem o nível d'água foi identificado;
- Com relação ao perfil de umidade da Encosta 1, foi observado pouca variação de umidade com a profundidade, variando entre 11 e 19%;
- Para a Encosta 2, foi identificado um perfil predominantemente arenoso, com baixos valores de N_{SPT} , variando de 2 a 10 golpes, até aproximadamente 7,0 m em profundidade, apresentando um ganho de resistência até 11 m em profundidade, alcançando N_{SPT} igual a 24. A partir desta profundidade ocorre um decréscimo significativo na resistência, em que o N_{SPT} reduz para 12 golpes. Logo em seguida a resistência volta a aumentar a partir de 15,0 m em profundidade, alcançando N_{SPT} superiores a 25. Nesta sondagem, o nível d'água não foi identificado;
- O perfil de umidade da Encosta 2 mostrou pouca variação da umidade com a profundidade, variando entre 10 a 19%.

As principais conclusões alcançadas na investigação geotécnica de laboratório:

- Nas análises granulométricas, verifica-se que ambas as encostas apresentam um percentual predominante da fração areia, estando na faixa de 60%. A Encosta 1 foi classificada pela USCS como areia siltosa (SM) e a Encosta 2 foi classificada como areia argilosa (SC);
- Com a relação a consistência, a Encosta 2 apresenta um comportamento levemente mais plástico devido a presença de um percentual de finos ligeiramente maior que o encontrado para a Encosta 1;
- O ensaio de dispersão rápida (Crumb Test) classificou os solos tanto da Encosta 1, quanto da Encosta 2, como solos não dispersivos (Grau 1) de acordo com a ABNT NBR 13601.
- A permeabilidade obtida através do equipamento Tri-Flex para o solo estudado na Encosta 1 foi da ordem de 10^{-6} e para o solo estudado na Encosta 2 foi da ordem de 10^{-5} . Esta diferença de permeabilidade pode estar associada a granulometria dos solos no estado natural de campo, como pode ser observado nas análises granulométricas sem a adição de defloculante, e aos processos pedogenéticos fortemente observados em ambas as encostas, sendo mais pronunciado na Encosta 2;
- Os parâmetros obtidos para compressibilidade, resistência e os relacionados diretamente à sucção encontram-se muito próximos, sendo que no caso da Encosta 2, o intercepto de coesão é superior do obtido para a Encosta 1, fator este também relacionado a composição granulométrica dos solos;
- Com relação aos ensaios edométricos, pode-se concluir que os solos de ambas as encostas são condicionados ao colapso quando classificadas pela proposta de Reginatto e Ferrero (1973). Os potenciais de colapso foram ainda quantificados através da diferença entre as deformações fornecidas pelas curvas dos ensaios edométricos naturais e inundados, apresentando para cerca de 11% de colapso para a tensão vertical de 320 kPa em ambas as encostas;
- Para ambas as encostas, com relação ao colapso: Condicionadas ao colapso (Reginatto e Ferrero, 1973); Para tensão de 320 kPa, potencial de colapso 11%: classificado como colapsível (Vargas, 1978) e considerado de problema grave (Jennings e Knight, 1975);

- Já a partir dos ensaios de cisalhamento direto na condição natural e inundada, foi possível concluir que ambas as encostas apresentam, em geral, comportamento plástico com enrijecimento, sem apresentar pico nas curvas tensão-deformação. Na condição natural, o ângulo de atrito obtido para a Encosta 1 foi de 34° e o intercepto de coesão foi equivalente a 11 kPa. Na condição inundada, para esta mesma encosta, o ângulo de atrito foi de 33° e intercepto de coesão de 2,67 kPa. Para a Encosta 2, o ângulo de atrito encontrado foi de 35° na condição natural e de 35° na condição inundada e intercepto de coesão de 26 kPa na condição natural e de 9 kPa na condição inundada;
- Nos ensaios de cisalhamento direto com reversões múltiplas, para a Encosta 1 foi encontrado valores de ângulo de atrito igual a 28° e de intercepto de coesão nulo. Para a Encosta 2 o ângulo de atrito encontrado foi de 33° e coesão nula;
- Concluiu-se para os ensaios triaxiais CID que para ambas as encostas, as curvas tensão – deformação não apresentam ruptura nítida, mostrando um comportamento plástico com enrijecimento para as tensões de 150 e 300 kPa e um comportamento plástico para as tensões de 25 e 50 kPa. Os parâmetros de resistência obtidos foram de ângulo de atrito igual a 31° para a Encosta 1 e 30° para a Encosta 2. Em ambas, o intercepto de coesão foi nulo;
- Concernente a curva característica, a Encosta 1 apresentou valor de entrada de ar igual à 4,5 kPa e valor residual de sucção de 1100 kPa. A encosta 2 mostrou um valor de entrada de ar equivalente a 11 kPa e valor residual de sucção de 1300kPa.

Para as análises de fluxo e estabilidade, as principais conclusões foram:

- Tanto para a Encosta 1 quanto para a Encosta 2, ficou evidente a influência da sucção a estabilidade de taludes. A Encosta 1 apresentou aumento de cerca de 59% do fator de Segurança quando considera a condição não saturada do solo. Já na Encosta 2, este aumento foi de cerca de 25%;
- As análises de fluxo estacionário mostraram a magnitude das poropressões negativas distribuídas ao longo do perfil das encostas;
- Nas análises de fluxo transiente considerando as precipitações do mês de abril de 2018, com a sucção de 50 kPa, referente ao mês mais seco, observa-se o avanço da frente de umedecimento durante os trinta dias analisados, apresentando a existência de poropressões negativas em ambas as encostas, mesmo após a incidência das chuvas. Nestas análises, uma redução expressiva do fator de

segurança nos primeiros nove dias na Encosta 1 e pouca variação do fator de segurança com o tempo na Encosta 2, apresentando o maior decréscimo nos primeiros dias de infiltração com posterior recuperação desta grandeza;

- Quando considerado a redução da sucção em 50%, retratando períodos mais chuvosos, foi observado uma elevação do nível d'água ligeiramente maior quando comparado aos períodos mais secos. Nestas análises a variação do fator de segurança foi menos evidente do que para o cenário que considera maiores sucções. Este fato pode ser explicado devido a averse por água que o solo apresenta, ou seja, quanto maior o valor de sucção maior a capacidade de absorção de água;
- Para os cenários onde além da infiltração causada pelas precipitações, foi considerado o efeito da infiltração por um vazamento de 3,2 m³/ dia, houve uma contínua redução do fator de segurança em ambas as encostas. Na Encosta 1, a redução desta grandeza foi de cerca de 42%. No caso especial estudado para a Encosta 2, onde procurou-se representar uma ruptura ocorrida em 2009, onde foi verificada uma grande redução do fator de segurança de aproximadamente 90%. O valor obtido para o FS de 0,901 justificaria a ruptura ocorrida.

Como sugestões para futuras pesquisas ressalta-se a importância de análises geotécnicas que abranjam mais camadas de solo do perfil das encostas e maiores investigações de campo, como sondagens em mais pontos da encosta, objetivando maior fidelidade na descrição do perfil geotécnico das encostas. Além disso, sugere-se o monitoramento das encostas a partir da instalação de instrumentos que objetivem as medidas pluviométricas, medidas dos deslocamentos horizontais e níveis piezométricos. Ainda, considerando a influência que ações antrópicas podem ter sobre a estabilidade das encostas, seria interessante considerar em futuros estudos a interferência de tais ações na estabilidade das mesmas, verificando principalmente cortes, sobrecargas (aterros, construções, etc.) e despejo de águas servidas nas encostas. Para maior conhecimento da influência das precipitações na estabilidade das encostas daquela região, sugere-se ainda que retroanálises fossem realizadas nos locais em que já ocorrera movimentos de massa, verificando os fatores, principalmente os níveis pluviométricos, que desencadearam tais eventos. Por fim, sugere-se a realização de análises de fluxo e estabilidade mais aprofundadas, abrangendo análises baseadas em estudos probabilísticos e métodos dos elementos finitos.

REFERÊNCIAS

ABNT, NBR. 13601. **Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (crumb test) - Método de ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1996.

ABNT, NBR. 13602. **Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - Ensaio de dispersão SCS - Método de ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1996.

ABNT, NBR. 11682. **Estabilidade de encostas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2009.

ABNT, NBR. 6484. **Solo - Sondagens de Simples Reconhecimentos com SPT - Método de Ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2001.

ABNT, NBR. 16097. **Solo - Determinação do teor de umidade - Métodos expeditos de ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2012.

ABNT, NBR. 9604. **Abertura de Poços e Trincheiras de Inspeção de Solos com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.

ABNT, NBR. 6457. **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.

ABNT, NBR 6459. **Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.

ABNT, NBR 6459. **Solo - Determinação do limite de liquidez**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2017.

ABNT, NBR 6458. **Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2017.

ABNT, NBR 7181. **Solo - Análise granulométrica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2018.

ALBATAINEH, N.. **Slope stability analysis using 2D and 3D methods**. 2006. 143 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, University Of Akron., Akron, Ohio, 2006.

ALBUQUERQUE, P. J. R. de et al. **Avaliação de um solo laterítico coluvionar de Campinas/SP, por diferentes procedimentos de determinação de índices físicos**. In: XVIII CONGRESSO ARGENTINO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 2006, San Juan. San Juan: Camseg, 2006.

ALHEIROS, M.M., LIMA FILHO, M.F., MONTEIRO, F.A.J., OLIVEIRA FILHO, J.S. (1988). **Sistemas Depositionais na Formação Barreiras no Nordeste Oriental**. Soc. Bras. Geol., Anais XXXV Congr., Belém (PA), 2: pp. 753-760.

ALHIROS, M. M. et al. Manual de ocupação dos morros da região metropolitana do Recife. **Programa Viva o Morro, 1ª ed. FIDEM, Recife, 360p, 2003.**

ALI, A., HUANG, J., LYAMIN, A. V., SLOAN, S. W., & CASSIDY, M. J.. **Computers and Geotechnics**, v. 61, p. 341-354, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS - ASTM D 5084-03. **Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter**. 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS - ASTM D 7181-11. **Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils, v. 1, p. 1-11.. 2011.**

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS - ASTM D 5298 – 10. **Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper**. 2003.

AMRITA, M.. The Use of the Crumb Test as a Preliminary Indicator of Dispersive Soils. **Proceedings of the 15th African regional conference on soil mechanics and geotechnical engineering**, Africa, n. 15, p.299-306, 2011. IOS Press.

ARAÚJO, V. D., REYES-PERES, Y. A., OLIVEIRA LIMA, R., PELOSI, A. P. D. M. R., MENEZES, L., CÓRDOBA, V. C., & LIMA-FILHO, F. P. **Fácies e sistema deposicional da Formação Barreiras na região da Barreira do Inferno, litoral oriental do Rio Grande do Norte**. Geologia USP. Série Científica, v. 6, n. 2, p. 43-49, 2006.

ARYAL, K. P.. **Slope Stability Evaluations by Limit Equilibrium and Finite Element Methods**. 2006. 146 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Norwegian University Of Science And Technology, Trondheim, Noruega, 2006.

AUGUSTO FILHO, O. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In: **Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas-COBRAE**. 1992. p. 721-733.

BANCO MUNDIAL. **Avaliação de Perdas e Danos: Inundações e Deslizamentos na Região Serrana do Rio de Janeiro - janeiro de 2011**. Rio de Janeiro: World Bank, 2012. 63 p.

BANDEIRA, A. P. N. **Mapa de Risco de Erosão e Escorregamento das Encostas Ocupadas do Município de Camaragibe-PE**. 2003. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

BANDEIRA, A. P. N.. **Parâmetros técnicos para gerenciamento de áreas de riscos de escorregamentos de encostas na região metropolitana do Recife**. 2010. Tese de Doutorado. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE. 340p.

BARRETO, E. Assunção da Silva, C. F., Ferreira, B., Passos de Oliveira, P. F. Implicações geomorfológicas da exploração mineral na região metropolitana do Recife-RMR, Pernambuco, Nordeste do Brasil. **Caderno de Geografia**, v. 26, n. 47, 2016.

BASTOS, C. A. B.. **“Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados”**. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 296p. 1999.

BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J.. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. Edward Arnold (Publishers) Ltd; London, 1957.

BISHOP, A. W. (1955). **The Use of Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes**. Geotechnique, London, Volume 5, pp. 7-17.

BJERRUM, L., KRINGSTAD, S. & KUMMENJE, O. **The shear strength of a fine sand**. Proc. 5th Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Paris 1, No. 5, 29-37, 1961.

BRAUN, W. A. G. Contribuição ao estudo da erosão no Brasil e seu controle. **Revista Brasileira de Geografia**, Rio de Janeiro, v. 23, p. 591-642, 1961.

BROADDUS, M. R. **Performing a steady-state seepage analysis using seep/w: a primer for engineering students**. 2015. 64 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, University Of Louisville, Louisville, Kentucky, 2015.

BROMHEAD, E. **The stability of slopes**. CRC Press, 1992.

CALLE, J. A. C. **Análise de ruptura de talude em solo não saturado**. 2000. 177 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Usp, São Carlos, 2000

CAMPOS, L. E. P. **Influência da sucção na estabilidade de taludes naturais em solos residuais**. 1984. 192 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Puc - Rio, Rio de Janeiro, 1984.

CASAGRANDE, A.; FADUM, R. E. Notes on soil testing for engineering purposes. 1940.

CATANZARITI, F. **Slope stability analysis**: <https://www.geostru.eu/slope-stability-analysis/>. Elaborado por Geostru International software. Disponível em: <<https://www.geostru.eu/slope-stability-analysis/>>. Acesso em: 12 ago. 2018.

CHIOREAN, V. Determination of Matric Suction and Saturation Degree for Unsaturated Soils, Comparative Study-Numerical Method versus Analytical Method. In: **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**. IOP Publishing, 2017. p. 032074.

COUTINHO, R.Q. e SILVA, M.M. **Conferência: “Classificação e mecanismos de movimentos de massa”**. IV Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas. Escola Politécnica da UFBA, Salvador –BA. Vol. Pós-congresso (no prelo). 2005.

COUTINHO, R. Q., Souza Neto, J. B., Santos, L. M., & Lafayette, K. P. V.. Geotechnical Characterization of an Unsaturated Soil in the Barreiras Formation, Pernambuco—Brazil. In: **Unsaturated Soils 2006**. 2006. p. 1627-1638.

COUTINHO, R. Q.; SEVERO, R. N. F. Conferência Investigação Geotécnica Para Projeto de Estabilidade de Encostas. In: **5ª Conferência Brasileira de Estabilidade de Encostas, COBRAE, São Paulo**. 2009. p. 55.

COUTINHO, R. Q.; BANDEIRA, A. P. N. Processos de instabilização de encostas e avaliação do grau de Risco: estudo de caso nas cidades de Recife e Camaragibe. **et al. Desastres naturais: suscetibilidade e risco, mitigação e prevenção, gestão e ações emergenciais**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2012.

COUTINHO, R. Q.; HENRIQUE, H. M.; NETO, D.P.S; CAVALCANTI, M. M. **Mapeamento de áreas de risco de deslizamento na comunidade lagoa encantada, Recife-PE**. In: VII Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas, Florianópolis, Santa Catarina, 2017.

CRUDEN, D. M. A simple definition of a landslide. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, v. 43, n. 1, p. 27-29, 1991.

CRUDEN, D. M. The first classification of landslides?. **Environmental & Engineering Geoscience**, v. 9, n. 3, p. 197-200, 2003.

CRUDEN, D. M.; COUTURE, Réjean. The working classification of landslides: material matters. In: **Proceedings of 64 th Canadian Geotechnical Conference and**. 2011.

DAS, B. Fundamentos de engenharia geotécnica. **Tradução da 7ª edição norte americana Cengage Learning**, 2011.

DAS, B. M.; SOBHAN, Khaled. **Principles of geotechnical engineering**. Cengage Learning, 2013.

DYVIK, R., S. Lacasse and R. Martin. **Coefficient of lateral stress from oedometer cell**. 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco. 1985. Vol.2, pp. 1003-1006. Also NGI Publ. No. 163.

DUNCAN, J. M.. State of the art: limit equilibrium and finite-element analysis of slopes. **Journal of Geotechnical engineering**, v. 122, n. 7, p. 577-596, 1996.

DUNCAN, J. M.; WRIGHT, S.n G.; BRANDON, T. L. **Soil strength and slope stability**. John Wiley & Sons, 2014.

EMERSON, W. W. A classification of soil aggregates based on their coherence in water. **Soil Research**, v. 5, n. 1, p. 47-57, 1967.

FATTAH, M. Y.; AHMED, M. D.; MOHAMMED, H. A. Determination of the Shear Strength, Permeability and Soil Water Characteristic Curve of Unsaturated Soils from Iraq. **Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering**, v. 3, n. 1, p. 97-118, 2013.

FATTAH, M. Y. et al. Effect of salt content on total and matric suction of unsaturated soils. **European Scientific Journal, ESJ**, v. 9, n. 9, 2013.

FELGUEIRAS, C. A.. Análises sobre modelos digitais de terreno em ambiente de sistemas de informações geográficas. **DPI/INPE**, 1999.

FERNANDES, N. F. & AMARAL, C. P. **Movimentos de Massa: uma Abordagem Geológico-Geomorfológica**. In: GUERRA, A.J. T. & CUNHA, S. B. (Org). "Geomorfologia e Meio Ambiente". Rio de Janeiro: Bertrand Brasil. 1996.

FERRI, F. **Three-dimensional numerical simulation of large scale landslides**. 2016. Tese de Doutorado. PhD Thesis in Civil and Environmental Engineering. Politecnico di Milano.

FLORES, E. A. F.. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo**. 2008. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Puc - Rio, Rio de Janeiro, 2008.

FONTOURA, T. B.. **Comportamento tensão-deformação e resistência ao cisalhamento de uma areia de duna cimentada artificialmente**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Norte. 2015.

FORTUIN, R. Soil Erosion in Cameron Highlands, an Erosion Rate Study of a Highland Area. **Organization Review for Regional Environmental Awareness Cameron Highlands**, v. 83, 2006.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian geotechnical journal**, v. 14, n. 3, p. 429-439, 1977.

FREDLUND, D. G. The shear strength of unsaturated soil and its relationship to slope stability problems in Hong Kong. **The Hong Kong Engineer**, v. 9, n. 4, p. 37-45, 1981.

FREDLUND, D. G. Slope stability analysis incorporating the effect of soil suction. **Slope Stability**, p. 113-144, 1987.

FREDLUND, D. G.; XING, A.. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian geotechnical journal**, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. John Wiley & Sons, 2012.

GERSCOVICH, D. M. S.; VARGAS JUNIOR, E. A.; CAMPOS, T. M. P.. Estabilidade de taludes. In: CARVALHO, J. C. de et al. **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (abms), 2015. p. 613-629.

GOFAR, N.; RAHARDJO, H.. Saturated and unsaturated stability analysis of slope subjected to rainfall infiltration. In: **MATEC Web of Conferences**. EDP Sciences, 2017. p. 05004.

GODT, J. W. et al. Stability of infinite slopes under transient partially saturated seepage conditions. **Water Resources Research**, v. 48, n. 5, 2012.

GREEN, W. H.; AMPT, G. A. - Studies on soil physics-Part I-The flow of air and water through soils. **Journal of Agric. Sci IV**, May:1-24. 1911.

GUERRA, A. J. T., Fullen, M. A., JORGE, M. D. C. O., BEZERRA, J. F. R., & Shokr, M. S. Slope processes, mass movement and soil erosion: A review. **Pedosphere**, v. 27, n. 1, p. 27-41, 2017.

GUIDICINI, G.; NIEBLE, C. M. **Estabilidade de taludes naturais e de escavação**. Editora Edgard Blücher, 1976.

GUSMÃO FILHO, J. .. A experiência em encostas ocupadas do Recife: integração técnica, institucional e comunitária. **Revista do Instituto Geológico**, v. 16, n. esp, p. 9-22, 1995.

GUSMÃO FILHO, J. A.; FERREIRA, S. R. M.; AMORIM JR, W. M. Escorregamentos em morros urbanos do Recife: o caso do Boleiro. In: **Pan-American symposium of landslides/conferencia brasileira sobre estabilidade de encostas**. Rio de Janeiro: **ABMS/ABGE/ISSMGE**, 2v. 1997. p. 985-994.

GUSTAFSSON, J.; LINDSTROM, Matilda. **Applicability of Optimised Slip Surfaces**: Evaluation of a software's optimisation function for generating composite slip surfaces, applied on stability analysis of clay slopes. 2014. 100 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Chalmers University Of Technology, Gothenburg, Suécia, 2014.

HEAD, K. H.; EPPS, R.. **Manual of soil laboratory testing**. 3rd Edition. London: Pentech Press, 2006.

HIGHLAND, L.; BOBROWSKY, P. T.. **The landslide handbook: a guide to understanding landslides**. Reston: US Geological Survey, 2008.

HUANG, Y. H.. **Slope Stability Analysis by the Limit Equilibrium Method**. Virginia Usa: Asce Press, 2014. 378 p.

HUNGR, O.; LEROUEIL, S.; PICARELLI, L.. The Varnes classification of landslide types, an update. **Landslides**, v. 11, n. 2, p. 167-194, 2014.

JANBU, N. (1973). **Slope Stability Computation**. Embankment Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley and Sons, New York, pp. 47–86.

Jennings, J.E.; Knight, K. (1975). **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure**. Proceedings of the 6th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 99-105.

JULIEN, P. Y. **Erosion and sedimentation**. Cambridge University Press, 2010.

JUNIOR, J. T. A.. **Desenvolvimento de Permeâmetro de vazão constante de campo**. 2008. Tese de Doutorado. PUC-Rio.

KAUR, A.; SHARMA, R. K. Slope stability analysis techniques: A review. **Int. J. Eng. Appl. Sci. Technol**, v. 1, p. 52-57, 2016.

KIM, H. Sik. **Soil erosion modeling using RUSLE and GIS on the Imha watershed, South Korea**. 2006. Tese de Doutorado. Colorado State University.

KOTTEK, M., GRIESER, J., BECK, C., RUDOLF, B., & RUBEL, F. (2006) **World Map of the Köppen Geiger climate classification updated**, Meteorologische Zeitschrift, Germany, pp. 259-263.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G.; KLASSEN, M. J. Effect of soil suction on slope stability at Notch Hill. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 26, n. 2, p. 269-278, 1989.

KRAHN, J.. Stability modeling with SLOPE/W: An engineering methodology. **GEOSLOPE/W International Ltd. Calgary, Alberta, Canada**, 2015.

KRISTO, C.; RAHARDJO, H.; SATYANAGA, A.. Effect of variations in rainfall intensity on slope stability in Singapore. **International Soil and Water Conservation Research**, v. 5, n. 4, p. 258-264, 2017.

LAFAYETTE, K. P. V. Comportamento geomecânico de solos de uma topossequência na Formação Barreiras em uma encosta na área urbana do Recife-PE. **Dissertação de Mestrado, Recife. Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociencias, 122p**, 2000.

LAFAYETTE, K. P. V.. **Estudo Geológico – Geotécnico do Processo Erosivo em Encostas No Parque Metropolitano Armando De Holanda Cavalcanti - Cabo De Santo Agostinho/PE**. 2006. 391 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, UFPE, Recife, 2006.

LI, A.. **Two and Three Dimensional Stability Analyses for Soil and Rock Slopes**. 2009. 333 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, University Of Western Australia, Austrália, 2009.

LIMA, A. F. **Comportamento geomecânico e análise de estabilidade de uma encosta da formação barreiras na área urbana da cidade do Recife**. 2002. Tese de Doutorado. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE.

LOPES, M. B. L. **Influência da sucção na resistência ao cisalhamento de um solo residual de filito de Belo Horizonte, MG**. 2006. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil-Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

LU, N.; GODT, J.. Infinite slope stability under steady unsaturated seepage conditions. **Water Resources Research**, v. 44, n. 11, 2008.

LUMB, P.. Slope failures in Hong Kong. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v. 8, n. 1, p. 31-65, 1975.

MACEDO, E. S. de; MARTINS, P. P. D.. Análise do Banco de Dados de Mortes por Deslizamentos do Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT). **15º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental**, Rio Grande do Sul, out. 2015.

MACHADO, R. A.. **Variação sazonal da sucção matricial e estabilidade de taludes de solos residuais não saturados**. 2005. 139 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Ufv, Viçosa, 2005.

MAGALHÃES, J. S. L. A.. **Estudo de estabilidade da encosta alto do padre Cícero no município de Camaragibe-PE**. 2013. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, UFPE, Recife, 2013.

MAHMOOD, K., KIM, J. M., & ASHRAF, M. The effect of soil type on matric suction and stability of unsaturated slope under uniform rainfall. **KSCE Journal of Civil Engineering**, v. 20, n. 4, p. 1294-1299, 2016.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. **Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados**, v. 3, p. 373-397, 1997.

MASSAD, F. **Obras de Terra**. Editora Oficina de Textos. São Paulo, 2003.

MEIRA, F. F. D. A. **“Estudo do Processo Erosivo em Encostas Ocupadas”**. Tese de Doutorado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife-PE. 2008.

MENDES, R. M., DE ANDRADE, M. R. M., GRAMINHA, C. A., PRIETO, C. C., DE ÁVILA, F. F., & CAMARINHA, P. I. M. Stability analysis on urban slopes: Case study of an anthropogenic-induced landslide in Sao Jose dos Campos, Brazil. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 36, n. 1, p. 599-610, 2018.

MENEZES, M. B. M.; PEJON, O. J.. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NA ABSORÇÃO D'ÁGUA E SUCÇÃO DOS SOLOS EM ESTUDOS DE ERODIBILIDADE. **Geociências (São Paulo)**, v. 29, n. 2, p. 211-228, 2010.

MILLER, G. A., CERATO, A. B., HASSANIKHAH, A., VARSEI, M., DOUMET, R., BOURASSET, C., & BULUT, R.. **The Effects of Soil Suction on Shallow Slope Stability**. Oklahoma City, OK: Oklahoma Department of Transportation, 2015.

MONCADA, M. P. H. **Estudo em laboratório de características de colapso e transporte de soluto associadas à infiltração de licor cáustico em um solo laterítico**. 2004. 2007. Dissertação (Programa de pós-graduação em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MORGAN, R. P. C.. **Soil erosion and conservation**. John Wiley & Sons, 2009.

MORGENSTERN, N.. Stability charts for earth slopes during rapid drawdown. **Geotechnique**, v. 13, n. 2, p. 121-131, 1963.

MORGENSTERN, N. R. & PRICE, V. E. (1965). **The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces**. Geotechnique, Volume 15, pp. 79-93.

MOSSAAD, M.; GOMAA, Y.; HUSSIEN, M.. **Effect of Initial Suction on Stability of Unsaturated Soil Slopes**. 2013.

NDOLO GOY, P.. **GIS-based soil erosion modeling and sediment yield of the N'djili River basin, Democratic Republic of Congo**. 2015. Tese de Doutorado. Colorado State University. Libraries.

NOVOTNÝ, J.. Varnes' Landslide Classification (1978). **Faculty of Science, Charles University of Prague** http://www.geology.cz/projekt681900/vyukovematerialy/2_Varnes_landslide_classification.pdf, 2013.

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

PE-AZ. **Bairros do Recife**: Ibura. 2018. Disponível em: <<https://www.pe-az.com.br/editorias/bairros-do-recife/1096-ibura.html>>. Acesso em: 09 set. 2018.

PHAM, K., LEE, H., KIM, D., LEE, I. M., & CHOI, H.. Influence of hydraulic characteristics on stability of unsaturated slope under transient seepage conditions. **Landslides**, p. 1-13, 2018.

PARK, M. C.. Behavior analysis by model slope experiment of artificial rainfall. **Natural Hazards and Earth System Sciences**, v. 16, n. 3, p. 789-800, 2016.

PFALTZGRAFF, P. S. et al. **Sistema de informações geoambientais da Região Metropolitana do Recife**. Recife: CPRM-Serviço Geológico do Brasil, 2003.

PINTO, C. S.. **Curso básico de mecânica dos solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

PITANGA H. N. **Influência da velocidade de carregamento e do tempo de inundação na resistência ao cisalhamento de solos estruturados**. Viçosa: UFV 2002. 101 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2002.

PITASI, ANTONIA. **Susceptibility analysis to identify the zones potentially exposed to rapid flowslide risk**. 2016. Tese de Doutorado. PhD Thesis in Civil, Energy, Environmental and Materials Engineering-Curriculum Geotechnical (XXVIII cycle) 'Mediterranea' University of Reggio Calabria.

QUEIROZ, I. M.. Comparison between Deterministic and Probabilistic Stability Analysis, Featuring Consequent Risk Assessment. **World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Environmental, Chemical, Ecological, Geological and Geophysical Engineering**, v. 10, n. 6, p. 636-643, 2016.

RAHARDJO, H.; LEONG, E. C.; REZAUR, R. B. Studies of rainfall-induced slope failures. In: **Slope 2002. Proceedings of the National Seminar, Slope**. 2002. p. 15-29.

RAHARDJO, H., ONG, T. H., REZAUR, R. B., & LEONG, E. C.. Factors controlling instability of homogeneous soil slopes under rainfall. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 12, p. 1532-1543, 2007.

RAHMAN, M. Z.. **Slope stability analysis and road safety evaluation: A case study on two roads located close to the Piteå river - in Sikfors and Nystrand**. 2012. 111 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Luleå University Of Technology Sweden, Lulea - Suecia, 2012.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil-water chemistry: Conference. Session four. 6F, 3T, 7R. PROC. EIGHTH INT. CONF. ON SOIL MECH. FOUND. ENGG. MOSCOW, V2. 2, 1973, P177-183. In: **International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts**. Pergamon, 1975. p. 59.

ROSSETTI, D. F.; GÓES, A. M. **Marine influence in the Barreiras Formation, state of Alagoas, northeastern Brazil**. Anais da Academia Brasileira de Ciências, v. 81, n. 4, p. 741-755, 2009.

ROSSETTI, D. F.; BEZERRA, F. HR; DOMINGUEZ, J. ML. **Late Oligocene–Miocene transgressions along the equatorial and eastern margins of Brazil**. Earth-Science Reviews, v. 123, p. 87-112, 2013.

SANDOVAL, M. A. P.. **Análise determinística e probabilística da estabilidade de taludes**. 2012. 194 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Puc - Rio, Rio de Janeiro, 2012.

SANTANA, R. G.. **Análise de soluções de engenharia para estabilização de encostas ocupadas na Região Metropolitana do Recife – PE. Estudo de caso: Ruptura ocorrida em encosta com ocupação desordenada na UR 2, Ibura**. 2006. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Ufpe, Recife, 2006.

SANTOS, C. R.; VILAR, O. M. Análise paramétrica da estabilidade de taludes em solos não saturados: a influência do tipo de solo. **5 Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, v. 1, 2004.

SILVEIRA, R. M.. **Comportamento geotécnico das encostas**. Série de Cadernos Técnicos. Publicações temáticas da Agenda Parlamentar do Conselho Regional de Engenharia, Arquitetura e Agronomia do Paraná–CREA-PR, 2016.

SILVA, M. M. “**Caracterização Geotécnica de um Solo de Calcário da Encosta Continental PE-18, Paulista-PE, com ênfase na determinação da resistência ao cisalhamento**”. Dissertação de Mestrado. UFPE. CTG. Engenharia Civil, Recife- PE. 2003.

SILVA, M. M. **Estudo geológico-geotécnico de uma encosta com problemas de instabilidade no Município de Camaragibe-PE**. Tese de Doutorado. UFPE. Engenharia Civil, Recife-PE. 2007.

SMITH, P. G. C., ADDENBROOKE, T. I. & POTTS, D. M. (2002). Coupled finite analysis of infiltration into unsaturated soils. **Proceedings of 3th International Conference on Unsaturated Soils**, Recife. Vol. 1: 3 – 7

SMITH, D. M.. **Stability analysis and hazard assessment of the northern slopes of San Vicente volcano in central El Salvador**. 2012. 58 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Michigan Technological University, Michigan, 2012.

SOARES, E. P.. **Caracterizações geotécnica e mineralógica de um filito dolomítico do Quadrilátero Ferrífero com vistas ao estudo de estabilidade de taludes incorporando a sucção**. Tese de Doutorado. UFV. Viçosa – MG. 177p, 2008.

SOARES, V.. **Utilização de mistura de solo saprolítico com bentonita na construção de revestimento de fundo de aterros sanitários**. 2012. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo.

SOUZA NETO, J. B. Características geotécnicas do solo residual de gnaiss da encosta Espinhaço da Gata, PE-89, Machados-PE. **Dissertação de Mestrado, UFPE, 249p**, 1998.

SOUZA NETO, J. B.. **“Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)”**. Tese de Doutorado. UFRJ / COPPE. Rio de Janeiro. 432p, 2004.

SOUZA, A. P. L.. **Estudos geotécnicos e de estabilidade de taludes da encosta do alto do padre Cícero no município de Camaragibe-PE**. 2014. 177 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, UFPE, Recife, 2014.

SPENCER E. (1967). **A Method of Analysis of the Stability of Embankment Assuming Inter-Slice Forces**. Geotechnique, Volume 17, pp.11-26.

STANKOVIĆ, J. N., FILIPOVIĆ, S., RAJKOVIĆ, R., OBRADOVIĆ, L., & KOVAČEVIĆ, R. RISK AND RELIABILITY ANALYSIS OF SLOPE STABILITY-DETERMINISTIC AND PROBABILISTIC METHOD. **Journal of Trends in the Development of Machinery and Associated Technology**, v. 17, n. 1, p. 97-100, 2013.

STARK, T. D.; HUSSAIN, M.. Shear strength in preexisting landslides. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 136, n. 7, p. 957-962, 2009.

STARK, T. D., BAGHDADY, A. K., HUNGR, O., AARON, J. Case study: Oso, Washington, landslide of March 22, 2014—Material properties and failure mechanism. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 5, p. 05017001, 2017.

TSAPARAS, I., RAHARDJO, H., TOLL, D. G., & LEONG, E. C.. Controlling parameters for rainfall-induced landslides. **Computers and geotechnics**, v. 29, n. 1, p. 1-27, 2002.

TAYLOR, D. W.. Stability of earth slopes. **J. Boston Soc. Civil Engineers**, v. 24, n. 3, p. 197-247, 1937.

TERZAGHI, K.. Mechanism of landslides. **Application of geology to engineering practice, Geol. Soc. Am**, p. 83-123, 1950.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 2. ed. Nova York: John Wiley, 1967.

TONUS, B. P. A.. **Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. 2009. 147 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

TORRADO, P.; LEPSCH, I. F.; CASTRO, S. S. **Conceitos e aplicações das relações pedologia-geomorfologia em regiões tropicais úmidas**. Vidal-Torrado, P.; Alleoni, LRF; Cooper, M, p. 145-192, 2005.

USACE - United States Army Corps of Engineers. **Remedial investigation and risk assessment, Jefferson Proving Ground, Madison, Indiana**. Draft, Volume I, Chapter 11.0. U.S. Army Environmental Center, Aberdeen Proving Ground, MD. 1985.

USGS - United States Geological Survey. **Landslides 101**. Disponível em: <<https://landslides.usgs.gov/learn/l101.php>>. Acesso em: 12 ago. 2018.

VARGAS, M. Characterization, identification and Classification of tropical soils. In: **Proc. of the second international conference on geomechanics in tropical soils**. 1988.

VARNES, D. J.. Slope movement types and processes. **Special report**, v. 176, p. 11-33, 1978.

VICTORINO, M. M.. **Influência da chuva nas poropressões e estabilidade dos taludes rodoviários de um trecho da BR 376 na serra do mar paranaense**. 2015. 126 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, UFPR, Curitiba, 2015.

VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; BELIGNI, M., CINCERRE, J.R. **Pavimentos com solos lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas**. ABPv/Universidade Federal de Uberlândia: São Paulo, 2000. 138p.

VIVIAN, J. B.. **Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel**. Dissertação de Mestrado. UFRGS. Porto Alegre. 102p, 2008.

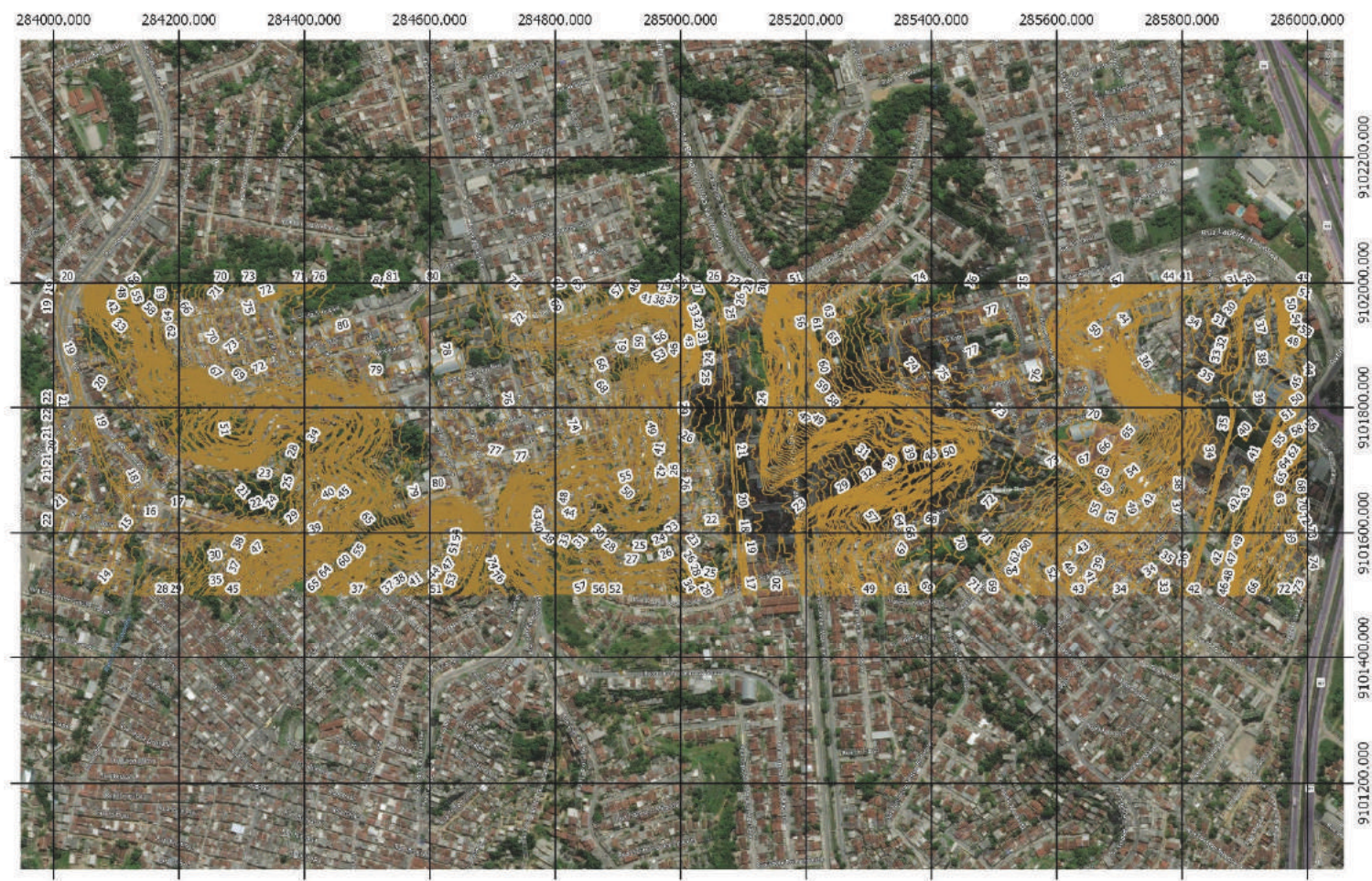
WOLFE, G. F.; GRIFFITHS, D. V.; HUANG, J.. Probabilistic and Deterministic Slope Stability Analysis by Random Finite Elements. In: **GeoTrends: The Progress of**

Geological and Geotechnical Engineering in Colorado at the Cusp of a New Decade. 2011. p. 91-111.

WP/WLI (International Geotechnical Societies' UNESCO Working Party on World Landslide Inventory) 1993b. **Multilingual Landslide Glossary.** Bitech Publishers, Richmond, British Columbia, 59 pages.

WP/WLI (International Geotechnical Societies' UNESCO Working Party on World Landslide Inventory) 1994. **A suggested method for describing the causes of a landslide.** Bulletin International Association of Engineering Geology, 50: 71-74.

WRIGHT, S. G.; KULHAWY, F. G.; DUNCAN, J. M. Accuracy of equilibrium slope stability analysis. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, v. 99, n. Proc Paper 10097, 1973.

APÊNDICE A – CURVAS DE NÍVEL ENCOSTAS 1 E 2.

SISTEMA DE PROJEÇÃO UTM / ZONA 25 S
SISTEMA DE REFERÊNCIA GEODÉSICO SIRGAS 2000

APÊNDICE B – SÍNTESE DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA, RESISTÊNCIA, COMPRESSIBILIDADE, PERMEABILIDADE E ENSAIOS NÃO SATURADOS ENCOSTA 1 E ENCOSTA 2.

Local	Profundidade (m) / Formação Geológica	Composição granulométrica (%) - ABNT						Gs	% que passa na peneira nº 200	Consistência (%)			Ia = IP/ (%≤2μ)	Class. Unificada (USCS)
		Argila	Silte	Areia			Pedr.			LL	LP	IP		
				Fina	Média	Grossa								
Encosta 1	0,70-2,56 / Formação Barreiras	28	4	31	34	2	1	2,645	32	21,2	14,3	6,9	0,246	SM
Encosta 2	0,65-2,65 / Formação Barreiras	33	4	28	19	14	2	2,604	37	26,3	17,0	9,3	0,280	SC
Encosta 2	2,65-5,65 / Formação Barreiras	20	5	22	29	22	2	2,662	25	NL	NP	NP	-	SM

Local	Profundidade (m) / Formação Geológica	Composição granulométrica (%) - Sem defloculante					
		Argila	Silte	Areia			Pedregulho
				Fina	Média	Grossa	
Encosta 1	0,70-2,56 / Formação Barreiras	0	23	40	34	2	1
Encosta 2	0,65-2,65 / Formação Barreiras	0	9	56	19	14	2
Encosta 2	2,65-5,65 / Formação Barreiras	0	10	37	29	22	2

ANEXO A – RELATÓRIO SONDAAGEM ENCOSTA 1

OBRA		Estudo para Estabilidade de Morro									
LOCAL		Av. Rio Grande, em frente ao nº 84 - Cohab - Recife - PE									
INTERESSADO		GEGEP - Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres									
FURO Nº	SP-01	COTA	-0,13	INÍCIO	11/07/17	TÉRMINO	12/07/17	RELATÓRIO Nº	S-041/17		

POSICÃO DO REVESTIMENTO	MÉTODO DE PENETRAÇÃO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)	PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL	
		1º	2º	3º							
		LAVAGEM / TEMPO (em / 10 min)									
CA	1	2	2	4		0,15	NE	1	Aterro de areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, c/ pco. resto de construção, creme escuro. (AMOSTRA 1).		
		1	1/17	1/25		2/42				2,80	2
		1/20	1/20	2/40		4,60				3	
		1/42	1/42	2/36		6,40				4	
		1	1	2		8,20				5	
		1	1	2		10,00				6	
		2	4	5		11,80				7	
		3	5	5		13,60				8	
		3	4	5		15,40				9	
		3	5	6		17,20				10	
CL	3	5	5	10	18,80			11	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, pco. siltosa, mto. pco. argilosa, fofa, cinza amarronzado c/ veios creme escuro. (AMOSTRAS 2 a 5).		
		3	4	5	9					2,80	12
		3	5	6	11					4,60	13
		2	3	5	8					6,40	14
		1	4	5	9					8,20	15
		3	4	7	11					10,00	16
		3	5	8	13					11,80	17
		3	5	8	13					13,60	18
		3	7	9	16					15,40	19
		3	8	9	17					17,20	20
		3	6	8	14					19,00	21
		3	6	7	13					20,80	22
		3	7	7	14					22,60	23
11	16	18	34	24,40	24	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, siltosa, pco. argilosa, de medte. compacta a pco. compacta, vermelho. (AMOSTRAS 8 a 12).					
10	19	22	41	26,20	25	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, c/ mto. pco. pedregulho (Ø < 10mm), pco. siltosa, pco. argilosa, medte. compacta, vermelho escuro c/ veios vermelho alaranjado. (AMOSTRAS 13 e 14).					
10	19	22	41	28,00	26	Areia fina c/ pca. areia média, pco. siltosa, pco. argilosa, medte. compacta, creme. (AMOSTRAS 15 a 21).					
10	19	22	41	29,80	27	Silte argiloso, c/ areia fina. Plasticidade BAIXA de consistência dura, variegada (vermelho). (AMOSTRAS 22 a 24).					
10	19	22	41	31,60	28						
10	19	22	41	33,40	29						
10	19	22	41	35,20	30						
10	19	22	41	37,00	31						
10	19	22	41	38,80	32						
10	19	22	41	40,60	33						
10	19	22	41	42,40	34						
10	19	22	41	44,20	35						
10	19	22	41	46,00	36						
10	19	22	41	47,80	37						
10	19	22	41	49,60	38						
10	19	22	41	51,40	39						
10	19	22	41	53,20	40						
10	19	22	41	55,00	41						
10	19	22	41	56,80	42						
10	19	22	41	58,60	43						
10	19	22	41	60,40	44						
10	19	22	41	62,20	45						
10	19	22	41	64,00	46						
10	19	22	41	65,80	47						
10	19	22	41	67,60	48						
10	19	22	41	69,40	49						
10	19	22	41	71,20	50						
10	19	22	41	73,00	51						
10	19	22	41	74,80	52						
10	19	22	41	76,60	53						
10	19	22	41	78,40	54						
10	19	22	41	80,20	55						
10	19	22	41	82,00	56						
10	19	22	41	83,80	57						
10	19	22	41	85,60	58						
10	19	22	41	87,40	59						
10	19	22	41	89,20	60						
10	19	22	41	91,00	61						
10	19	22	41	92,80	62						
10	19	22	41	94,60	63						
10	19	22	41	96,40	64						
10	19	22	41	98,20	65						
10	19	22	41	100,00	66						
10	19	22	41	101,80	67						
10	19	22	41	103,60	68						
10	19	22	41	105,40	69						
10	19	22	41	107,20	70						
10	19	22	41	109,00	71						
10	19	22	41	110,80	72						
10	19	22	41	112,60	73						
10	19	22	41	114,40	74						
10	19	22	41	116,20	75						
10	19	22	41	118,00	76						
10	19	22	41	119,80	77						
10	19	22	41	121,60	78						
10	19	22	41	123,40	79						
10	19	22	41	125,20	80						
10	19	22	41	127,00	81						
10	19	22	41	128,80	82						
10	19	22	41	130,60	83						
10	19	22	41	132,40	84						
10	19	22	41	134,20	85						
10	19	22	41	136,00	86						
10	19	22	41	137,80	87						
10	19	22	41	139,60	88						
10	19	22	41	141,40	89						
10	19	22	41	143,20	90						
10	19	22	41	145,00	91						
10	19	22	41	146,80	92						
10	19	22	41	148,60	93						
10	19	22	41	150,40	94						
10	19	22	41	152,20	95						
10	19	22	41	154,00	96						
10	19	22	41	155,80	97						
10	19	22	41	157,60	98						
10	19	22	41	159,40	99						
10	19	22	41	161,20	100						
10	19	22	41	163,00	101						
10	19	22	41	164,80	102						
10	19	22	41	166,60	103						
10	19	22	41	168,40	104						
10	19	22	41	170,20	105						
10	19	22	41	172,00	106						
10	19	22	41	173,80	107						
10	19	22	41	175,60	108						
10	19	22	41	177,40	109						
10	19	22	41	179,20	110						
10	19	22	41	181,00	111						
10	19	22	41	182,80	112						
10	19	22	41	184,60	113						
10	19	22	41	186,40	114						
10	19	22	41	188,20	115						
10	19	22	41	190,00	116						
10	19	22	41	191,80	117						
10	19	22	41	193,60	118						
10	19	22	41	195,40	119						
10	19	22	41	197,20	120						
10	19	22	41	199,00	121						
10	19	22	41	200,80	122						
10	19	22	41	202,60	123						
10	19	22	41	204,40	124						
10	19	22	41	206,20	125						
10	19	22	41	208,00	126						
10	19	22	41	209,80	127						
10	19	22	41	211,60	128						
10	19	22	41	213,40	129						
10	19	22	41	215,20	130						
10	19	22	41	217,00	131						
10	19	22	41	218,80	132						
10	19	22	41	220,60	133						
10	19	22	41	222,40	134						
10	19	22	41	224,20	135						
10	19	22	41	226,00	136						
10	19	22	41	227,80	137						
10	19	22	41	229,60	138						
10	19	22	41	231,40	139						
10	19	22	41	233,20	140						
10	19	22	41	235,00	141						
10	19	22	41	236,80	142						
10	19	22	41	238,60	143						
10	19	22	41	240,40	144						
10	19	22	41	242,20	145						
10	19	22	41	244,00	146						
10	19	22	41	245,80	147						
10	19	22	41	247,60	148						
10	19	22	41	249,40	149						
10	19	22	41	251,20	150						
10	19	22	41	253,00	151						
10	19	22	41	254,80	152						
10	19	22	41	256,60	153						
10	19	22	41	258,40	154						
10	19	22	41	260,20	155						
10	19	22	41	262,00	156						
10	19	22	41	263,80	157						
10	19	22	41	265,60	158						
10	19	22	41	267,40	159						
10	19	22	41	269,20	160						
10	19	22	41	271,00	161						
10	19	22	41	272,80	162						
10	19	22	41	274,60	163						
10	19	22	41	276,40	164						
10	19	22	41	278,20	165						
10	19	22	41	280,00	166						
10	19	22	41	281,80	167						
10	19	22	41	283,60	168						
10	19	22	41	285,40	169						
10	19	22	41	287,20	170						
10	19	22	41	289,00	171						
10	19	22	41	290,80	172						
10	19	22	41	292,60	173						
10	19	22	41	294,40	174						
10	19	22	41	296,20	175						
10	19	22	41	298,00	176						
10	19	22	41	299,80	177						
10	19	22	41	301,60	178						
10	19	22	41	303,40	179						
10	19	22	41	305,20	180						
10	19	22	41	307,00	181						
10	19	22	41								

OBRA		Estudo para Estabilidade de Morro									
LOCAL		Av. Rio Grande, em frente ao nº 84 - Cohab - Recife - PE									
INTERESSADO		GESEP - Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres									
FURO Nº SP-01		COTA -0,13		INÍCIO 11/07/17		TÉRMINO 12/07/17		RELATÓRIO Nº S-041/17			

POSICÃO DO REVESTIMENTO	MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
		1º	2º	3º		10	20				
		LAVAGEM / TEMPO (em / 10 min)									
		10	19	20	39					24	Areia fina c/ pca. areia média c/ mto. pca. areia grossa, siltosa, pco. argilosa, compacta, róseo. (AMOSTRAS 25 e 26). LIMITE DA SONDAGEM: 23,05 m. Por solicitação do interessado. Na ocasião da sondagem não foi observada a presença do NA. Todavia este NA poderá ocorrer em maior ou menor profundidade, a depender de influências externas ou quando em épocas de chuvas, as águas infiltradas formarem um NA temporário.
		8	17	19	36					25	
		7	18	19	37					26	

OBS. NÍVEIS D'ÁGUA			TC	TRADO CONCHA		DADOS TÉCNICOS				ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA. Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Parnamirim Fones: 268-5514 - 268-5977 - Recife - PE 	
INICIAL	NE	m	TH	TRADO HELICOIDAL		Ø EXTERNO	50,8 mm				
-	-	-	CL	CIRCULAÇÃO LAMA		Ø INTERNO	34,9 mm				
FINAL	NE	m	CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA		COMPRIMENTO	781,17 mm				
-	-	-	LT	LAVAGEM P/ TEMPO		PESO	65 kg				
APÓS 24h	-	m	NE	NÃO ENCONTRADO		ALTURA QUEDA	75 cm				
-	-	-	AL	ALAGADO		Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO	63,5 mm				
OBS:											

Engº Resp	Sondador Lenilso Pereira		
Desenho nº 03/03	Data 17/07/17	Escala 1/100	Verificação John Costa
		Desenho John Costa	

ANEXO B – RELATÓRIO SONDAÇÃO ENCOSTA 2

OBRA		Estudo para Estabilidade de Morro									
LOCAL		Rua João Cordeiro de Souza, entre os nº 405 e 409 - Cohab - Recife - PE									
INTERESSADO		GESEP - Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres									
FURO Nº SP-01		COTA -0,20		INÍCIO 13/07/17		TÉRMINO 14/07/17		RELATÓRIO Nº S-046/17			

POSICÃO DO REVESTIMENTO	MÉTODO DE PENETRAÇÃO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
		1º	2º	3º		10	20				
TC	1	2	3	5				0,30	NE	1	Aterro de areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, c/ resto de construção, c/ matéria orgânica, cinza escuro. (AMOSTRA 1).
								0,75			
CL	1	2	2	4				2,70	3	4	Aterro de areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, creme. (AMOSTRA 2).
CL	1	1	2	3				5,65	5	6	Areia fina c/ pca. areia média c/ mto. pca. areia grossa, pco. siltosa, mto. pco. argilosa, c/ mto. pco. nódulos concrecionados (Ø < 10mm), de pco. compacta a fofa, creme. (AMOSTRAS 3 e 4).
CL	1	1	2	3				9,70	7	8	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, siltosa, pco. argilosa, fofa creme. (AMOSTRAS 5 a 7).
CL	2	3	3	6				11,60	9	10	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, de pco. compacta a medte. compacta, vermelho alaranjado c/ veios creme. (AMOSTRAS 8 a 11).
CL	3	4	6	10				12,60	11	12	Areia fina c/ pca. areia média c/ mto. pca. areia grossa, siltosa, pco. argilosa, compacta, creme claro c/ veios creme. (AMOSTRAS 12 e 13).
CL	5	7	10	17				13,37	13	14	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, medte. compacta, marrom. (AMOSTRA 14).
CL	4	7	12	19				15,65	15	16	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, medte. compacta, creme claro. (AMOSTRA 15).
CL	7	12	12	24				16,75	17	18	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, de compacta a medte. compacta a compacta, variegada (creme). (AMOSTRAS 16 a 18).
CL	5	6	7	13				17,00	19	20	Areia fina c/ pca. areia média, pco. siltosa, mto. pco. argilosa, compacta, creme claro. (AMOSTRA 19).
CL	9	9	10	19				15,65	21	22	Areia média c/ pca. areia fina c/ mto. pca. areia grossa, mto. pco. siltosa, mto. pco. argilosa, compacta, creme. (AMOSTRA 20).
CL	6	10	12	22				16,75	23	24	Areia fina c/ pca. areia média, pco. siltosa, mto. pco. argilosa, c/ mto. pco. nódulos concrecionados (Ø < 8mm), compacta, creme. (AMOSTRA 21).
CL	6	10	11	21				17,70	25	26	
CL	7	12	14	26				18,70	27	28	
CL	7	11	15	26					29	30	

OBS. NÍVEIS D'ÁGUA		TC		TRADO CONCHA		DADOS TÉCNICOS		C O N T I N U A ...	
INICIAL		NE		m					
						Ø EXTERNO 50,8 mm Ø INTERNO 34,9 mm COMPRIMENTO 781,17 mm PESO 65 kg ALTURA QUEDA 75 cm Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO 63,5 mm		ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA. Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Parnamirim Fones: 268-5514 - 268-5977 - Recife - PE 	
FINAL		NE		m					
						Engº Resp Lenilson Pereira		Sondador John Costa	
APÓS 24h		-		m					
						Desenho nº 03/03 Data 17/07/17 Escala 1/100		Verificação John Costa Desenho John Costa	
OBS:									

OBRA		Estudo para Estabilidade de Morro									
LOCAL		Rua João Cordeiro de Souza, entre os nº 405 e 409 - Cohab - Recife - PE									
INTERESSADO		GESEP - Grupo de Engenharia Geotécnica de Encostas, Planícies e Desastres									
FURO Nº SP-01		COTA -0,20		INÍCIO 13/07/17		TÉRMINO 14/07/17		RELATÓRIO Nº S-046/17			

POSICÃO DO REVESTIMENTO	MÉTODO DE PERFURAÇÃO	PENETRAÇÃO (GOLPES / 15 cm)			S.P.T.	PENETRAÇÃO X PROFUNDIDADE (GOLPES / 30 cm) (S.P.T.)		PROFUNDIDADE (m)	NÍVEL D'ÁGUA	AMOSTRAS E CONVENÇÕES	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
		1º	2º	3º		10	20				
		LAVAGEM / TEMPO (em / 10 min)									
		8	19	16	35						
		8	13	16	29			21,00		24	Areia fina c/ pca. areia média c/ mto. pca. areia grossa, siltosa, pco. argilosa, compacta, variegada (creme). (AMOSTRAS 22 a 24). LIMITE DA SONDAGEM: 21,00 m. Por solicitação do interessado. Na ocasião da sondagem não foi observada a presença do NA. Todavia este NA poderá ocorrer em maior ou menor profundidade, a depender de influências externas ou quando em épocas de chuvas, as águas infiltradas formarem um NA temporário.

OBS. NÍVEIS D'ÁGUA		TC	TRADO CONCHA	DADOS TÉCNICOS		ENGENHARIA E CONSULTORIA DE SOLOS E FUNDAÇÕES LTDA. Avenida Flor de Sant'Ana, 104 - Pamamirim Fones: 268-5514 - 268-5977 - Recife - PE			
INICIAL	NE m	TH	TRADO HELICOIDAL						
-	-	CL	CIRCULAÇÃO LAMA	Ø EXTERNO	50,8 mm			Engº Resp	Sondador Lenilson Pereira
FINAL	NE m	CA	CIRCULAÇÃO ÁGUA	Ø INTERNO	34,9 mm				
-	-	LT	LAVAGEM P/ TEMPO	COMPRIMENTO	781,17 mm			Desenho nº 03/03	Data 17/07/17
APÓS 24h	- m	NE	NÃO ENCONTRADO	PESO	65 kg				
-	-	AL	ALAGADO	ALTURA QUEDA	75 cm			Desenho John Costa	
OBS:				Ø NOMINAL DO REVESTIMENTO	63,5 mm				