UNIVERSIDADE
EDUARDO
MONDLANE

FACULDADE DE CIÊNCIAS

DEPARTAMENTO DE GEOLOGIA

Licenciatura em Geologia Aplicada

Projecto Científico

ANÁLISE GEOLÓGICA E GEOTÉCNICA DE ESTABILIDADE DE TALUDES NA CRATERA DO BAIRRO 29 DE SETEMBRO, DISTRITO DE MARRACUENE, PROVÍNCIA DE MAPUTO

Autor: Yuran Bernardo Rungo

Supervisor: Me. Leovigildo Gabriel Novela

Co-Supervisor: Lic. Manuel Mascarenhas Arouca

MAPUTO, ABRIL DE 2025

Dedicatória

Dedico este Projecto Científico a minha famila, especialmente aos meus ancestrais.

Agradecimentos

Em primeiro lugar quero agradecer a Deus pelo dom da vida e por me guiar através da sua luz ao longo da minha formação académica.

Sou eternamente grato aos meus pais Bernardo Fernando Rungo e Arminda Xavier Manuel Matandalasse, por acreditarem e investirem na minha educação, pelo apoio moral e amor incondicional. Aos meus irmãos, família no geral, muito obrigado.

Endereço minha profunda gratidão ao Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM) por me ter aberto as portas e disponibilizado os equipamentos para os ensaios que permitiram a realização deste trabalho; agradeço ao corpo de docentes, em especial, os meus supervisores – Mestre Eng.Geol. Leovigildo Gabriel Novela e Eng. Manuel Mascarenhas Arouca, os meus amigos, colegas e os demais funcionários do Departamento de Geologia.

DECLARAÇÃO DE HONRA

Eu, **Yuran Bernardo Rungo,** declaro por minha honra que este Projecto Científico é da minha autoria não foi submetido ou apresentado em nenhuma outra instituição para obtenção de qualquer grau académico de licenciado e é resultante da investigação sob orientações dos meus supervisores.

_____

(Yuran Bernardo Rungo)

Resumo

O presente trabalho de investigação consiste na análise geológica e geotécnica de estabilidade de taludes na cratera do bairro 29 de Setembro distrito de Marracuene. Este trabalho tem como principal objetivo determinar as características geológicas da região e da área de estudo, Identificar as zonas susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra, determinar a superfície crítica de ruptura e os parâmetros de resistência ao cisalhamento nos taludes. Para o efeito, foram realizados trabalhos de campo que consistiram na colheita de amostras de solo indeformadas e deformadas através da abertura de poços de prospecção bem como de sondagens ligeiras do tipo trado manual. As amostras de solo colhidas foram preparadas e ensaiadas no Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM), onde foram realizados os seguintes ensaios: ensaios de corte directo, para a determinação de parâmetros de cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno), ensaios de identificação e classificação de solos (análise granulométrica e limites de consistência) e o ensaio de peso especifico (para a determinação da densidade do solo).

Com estes ensaios foi possível analisar, identificar e classificar o material, determinar a sua resistência ao cisalhamento , a partir de amostras colhidas.

Palavras chaves: Análise geológica, análise geotécnica, estabilidade de taludes.

Abstract

The present research work consists of the geological and geotechnical analysis of slope stability in the crater of the 29 de Setembro neighborhood, district of Marracuene. This work's main objective is to determine the geological characteristics of the region and the study area, identify the zones susceptible to the occurrence of landslides, determine the critical failure surface and the shear resistance parameters on the slopes. To this end, field work was carried out, which consisted of collecting undisturbed and deformed soil samples through the opening of prospecting wells as well as light manual auger surveys. The soil samples collected were prepared and tested at the Mozambique Engineering Laboratory (LEM), where the following tests were carried out: direct cutting tests, to determine shear parameters (cohesion and angle of internal friction), identification tests and soil classification (particle size analysis and consistency limits) and specific weight test (to determine soil density). With these tests it was possible to analyze, identify and classify the material, determining its shear resistance, based on samples collected.

Keywords: Geological analysis, geotechnical analysis, slope stability

LISTA DE ABREVIATURAS, SÍGLAS E SÍMBOLOS

a) ABREVIATURAS E SÍGLAS

EN1 – Estrada Nacional Número 1

LEM – Laboratório de Engenharia de Moçambique

REVIMO – Rede Viária de Moçambique

CRBC - China Road and Bridge Corporation

SIG – Sistema de Informação Geográfica

GPS – Global Positioning System

A.S.T.M - American Society for Testing Materials

A.A.S.H.T.O – American Association for State Highway and Transportation Officials

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

M.I.T - Massachusetts Institute of Technology

Cu - Coeficiente de uniformidade

Cc - Coeficiente de curvature

ESRI – Enviromental System Research Institute

WNW – Oeste-Nordeste

NNE-SSW Norte Nordeste e Sul- Sudoeste

MAE – Ministério de Administração Estatal

b) **SÍMBOLOS**

F - coeficiente de segurança

FS - factor de segurança

N – força normal

P – peso da lamela

c’ – coesão do material

Φ – ângulo de atrito do material

Θ - ângulo teta

d – distância

γ – peso específico do material

H – altura

u – poro- pressão

α – inclinação

#200 – n º da abertura do peneiro

1A - n º da amostra

2A - n º da amostra

3A - n º da amostra

4A - n º da amostra

5A - n º da amostra

6A - n º da amostra

ÍNDICE GERAL

CAPÍTULO 1.....1
INTRODUÇÃO 1
1.1.Apresentação do problema 1
1.2.Objectivos 1
1.2.1.Objectivo geral 1
1.2.2.Objectivos específicos 2
1.2.3. Justificativa e relevância do trabalho 2
1.2.4. Metodologia de trabalho.....3
1.2.5. Resultados esperados 4
CAPÍTULO 2.....5
PESQUISA BIBLIOGRÁFICA 5
2.1. Introdução.....5
2.1.2. Solos Residuais. 6
2.1.3. Solos não Saturados 6
2.1.4. Granulometria dos solos 7
2.1.5. Classificação dos solos baseados em critérios granulométricos…….....7
2.1.6. Determinação granulométrica do solo 9
2.1.7. Propriedades que auxiliam na identificação dos solos 10
2.1.8. Forma dos grãos 12
2.1.9. Uso da granulometria 13
2.2.1. Fenómenos que Conduzem a Escorregamentos 14
2.2.2. Critérios de Ruptura. 15
2.2.3. Análise de Estabilidade 16
CAPÍTULO 3.....21
ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO 21
3.1. Localização Geográfica. 21

3.1.2. Área de Estudo. 22
3.1.3. Clima e Hidrogeologia 22
CAPÍTULO 4.....24
ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO 24
4.1. Geologia regional de Grande Maputo 24
4.1.2. Carta geológica 25
4.1.3. Topografia 29
4.1.4. Geologia.....30
4.1.5. Geologia local e tipologia de solos. 31
CAPÍTULO 5.....36
APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS 36
5.1. Zonas mapeadas susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra……..36
5.1.2. Área de estudo onde foram colhidas as amostras. 38
5.1.3. Ensaio de peso específico natural 40
5.1.4. Ensaios de identificação e classificação dos solos (análise granulométrica e limites de consistência) 40
5.1.4. Ensaios de corte directo, para a determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão eângulo de atrito interno) 45
CAPÍTULO 6.....51
DISCUSSÃO DE RESULTADOS 51
6.1. Ensaios de identificação e classificação dos solos e ensaio de corte directo.....51
CAPÍTULO 7.....55
CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES.....55
7.1. Conclusão 55
7.2. Recomendações 57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 58
8.Referências bibliográficas 58
ANEXOS 59

9. Anexos 59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ilustrando peneiros com diferentes aberturas. 10
Figura 2. Ilustrando diferentes tipos de graduação. 12
Figura 3. Apresenta as classes de arredondamento. 13
Figura 4. Representação dos parâmetros do material e envoltória de Mohr. Fonte: Pinto (2006, p. 251). 16
Figura 5. Esforços na fatia - método de Jambu generalizado. Fonte: GEORSCOVICH (2012, P. 135). 18
Figura 6. Geometria do método de Jambu simplificado. Fonte: GEOSCOVICH (2012, P. 137). 19
Figura 7. Mapa de localização do Distrito de Marracuene. Fonte: (Elaborado pelo Autor). 21
Figura 8. Área de estudo, Bairro 29 de Setembro Distrito de Marracuene imagem Google Earth.....22
Figura 9. Hidrogeologia do Distrito de Marracuene.....23
Figura 10. Modelo digital do terreno com a geologia da Cidade de Maputo. Fonte: Notícia Explicativa da Carta Geológica (Momade *et al.*, 1996). 28
Figura 11. Distribuição das formações geológicas no Distrito de Marracuene….....30
Figura 12. Ilustrando a topografia de Marracuene.....31
Figura 13. Distribuição das rochas dominantes no Distrito de Marracuene.....33
Figura 14. Distribuição do tipo de solos no Distrito de Marracuene. Fonte: (Elaborado pelo Autor). 34
Figura 15. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra. Fonte: (Elaborado pelo Autor). 36
Figura 16. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra.....37

Figura 17. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra.....37
Figura 18. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra…….....38
Figura 19. Ilustrando a Área de estudo onde foram colhidas as amostras. Fomte: (Elaborado pelo Autor). 39
Figura 20. Ilustrando Trado manual…….....40
Figura 21. Ilustrando tubo PVC contendo amostra.....40
Figura 22. Ilustrando o ensaio de granulometria…….....41
Figura 23. Ilustrando equipamento de ensaio de corte directo. 45
Figura 24. Ilustrando preparação da amostra para o ensaio de corte directo.....45
Figura 25. Ilustrando preparação da amostra para o ensaio de corte directo.....48
Figura 26. Gráfico de Plasticidade. Fonte: (Das, B. M. 2010).....52
Figura 27. Ilustrando o talude da área em estudo. Fonte: (Elaborado pelo Autor). 53
Figura 28.Ilustrando o Factor de Segurança do talude. Fonte: (Elaborado pelo Autor). 58
Figura 29.Ilustrando a estabilidade do talude. Fonte: (Elaborado pelo Autor). 59

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1. Escalas granulométricas A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT…….....9
Tabela 2. Distribuição do tipo de solos no Distrito de Marracuene. Fonte: (INIA, 1995)….....35
Tabela 3. Ensaio de peso específico natural.....40
Tabela 4. Apresenta resultados do ensaio de granulometria.
.....41
Tabela 5. Apresenta resultados do ensaio de granulometria.
.....42
Tabela 6. Apresenta resultados do ensaio de granulometria.
.....44
Tabela 7. Apresenta resultados de ensaio de corte directo, Amostra 2A…….....47

Tabela 8. Apresenta resultados de ensaio de corte directo, Amostra 3A…….....47
Tabela 9. Apresenta resultados de ensaio de corte directo, Amostra 4A.....47

Tabela 10. Apresenta resultados de ensaio de corte directo.....48
Tabela 11. Apresenta resultados de ensaio de corte directo.....49
Tabela 12. Apresenta resultados de ensaio de corte directo. …….....50

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1.Apresentação do problema

Uma cratera enorme existente no distrito de Marracuene, no Bairro 29 de Setembro, na provincia de Maputo, ameaça cortar a Estrada Nacional Número 1 (EN1). A empresa REVIMO (Rede Viária de Moçambique) tentou travar a erosão no local mas sem sucesso. O cenário é caracterizado por uma grande cratera a ameaçar a EN1, principal via que liga que liga todo o país. Os estragos foram causados pelas chuvas que caem na província de Maputo, principalmente durante a época chuvosa assim como resultado da acção humana. Ela surgiu em 2014, quando a empresa CRBC (China Road and Bridge Corporation), responsável pela construção da Estrada Circular de Maputo, começou a retirar areia para a construção da rodovia, facto este que, os engenheiros civis não sabiam que, estavam a causar ou criar um problema ambiental para resolver o da mobilidade no Grande Maputo.

Dada a gravidade da situação, as autoridades locais temem o pior. A situação é crítica, de tal modo que, só das chuvas que caíram no ano 2023, a cratera aumentou em alguns metros, o que quer dizer que, a progressão da cratera, está a ser rápida. Se não houver intervenção urgente, por quem de direito, poderá danificar a EN1, em pouco tempo, até porque algumas crateras pequenas já estão a poucos metros da estrada.

Além de colocar em perigo várias infra-estruturas ao redor, a grande abertura coloca em risco a vida de crianças e adolescentes que usam o local para se descontrair.

1.2.Objectivos

1.2.1.Objectivo geral

- Avaliar a estabilidade de taludes e mapear as zonas susceptíveis a deslizamentos de terra na cratera do bairro 29 de Setembro distrito de Marracuene.

1.2.2.Objectivos específicos

- Classificar os solos de acordo com os ensaios de identificação e classificação (analise granulométrica e limites de consistência)
- Determinar as características geológicas da região e geotécnicas da área de estudo.
- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno) através dos ensaios de corte directo.
- Determinar a densidade natural do solo através do ensaio de peso específico natural.
- Analisar a estabilidade do talude em estudo.
- Identificar as zonas susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra.
- Propor possíveis soluções para a estabilização dos locais instáveis na área de estudo.

1.2.3. Justificativa e relevância do trabalho

A falta de investigação geológico- geotécnica e/ou a má interpretação de dados geológicos e geotécnicos, pode resultar em projetos inadequados (mal concebidos), aumento de custos por modificações de última hora e remediações, problemas ambientais, atrasos na obra e mesmo na ruptura da mesma, acabando por se perder tempo, dinheiro e pondo ou colocando em risco vidas humanas. A investigação geológico-geotécnica, além de minimizar os riscos e custos, é uma forma de demostrar responsabilidade para com a sociedade e respeito à natureza. Portanto, a relevância deste projeto justifica-se no sentido de:

Incentivar a investigação geológico-geotécnica, para evitar que sejam dadas soluções sem conhecimento de causa;

Estimular o uso de programas computacionais no estudo de estabilidade de taludes que permitem minimizar os custos e realizar projetos a tempo útil;

Contribuir para o enriquecimento do acervo bibliográfico na área da Geologia de Engenharia, podendo ser utilizado como instrumento para resolução de problemas ambientais e na realização de projetos afins, num curto espaço de tempo;

Demostrar metodologias e técnicas viáveis que podem ser aplicadas na análise de estabilidade de escavação, olhando para as condições de Moçambique.

1.2.4. Metodologia de trabalho

Este trabalho cientifico foi feito a moda tradicional em Geologia onde após um estudo prévio, realizou-se trabalhos de campo e de laboratório para a posterior elaboraração do relatório final. Entretanto, o projeto compreendeu as seguintes fases:

Método e materiais/equipamentos a usar

1ª FASE: Pesquisa Bibliográfica

A pesquisa bibliográfica estendeu-se desde a primeira fase até a culminação do relatório.

2ª FASE: Trabalho de campo

A fase relacionada com o trabalho de campo, foi antecedida pela submissão de pedido para obtenção de credencial para ter acesso às áreas onde foram realizadas a colecta de dados (amostras). As amostras foram colhidas em poços com profundidade máxima de 0,5m, dependendo dos casos.

Em cada ponto de amostragem, foram tomadas as coordenadas geográfica usando um GPS. Também foram usados materiais como, bússola, trado manual, tubos PVC, martelo, pedaço de madeira, sacos plásticos, pá, fita métrica, máquina fotográfica, dentre outros materiais necessários.

3ª FASE: Trabalho de laboratório

As amostras colhidas na área de estudo, foram preparadas no Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM) aplicando os ensaios de corte directo, para a determinação de parâmetros de cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno) , ensaios de identificação e classificação dos solos (análise granulométrica e limites de consistência) e ensaio de peso específico natural.

4ª FASE: Trabalho de gabinete

Nesta fase a informação e os dados colectados nas fases anteriores foram compilados, interpretados e discutidos para posterior elaboração do relatório final.

A interpretação de dados foi feita com auxílio de softwares como, GeoStudio 2018 R2 (GEOSLOPE, 1977) para o cálculo de factor de segurança e determinação da superfície crítica de ruptura. O método equilíbrio-limite (Bishop Simplificado), foi usado para a obtenção dos fatores de segurança e o critério de Mohr Coulomb. A representação da área de estudo foi feito com ajuda de softwares tais como ArcGIS 10.5 e Google Earth.

1.2.5. Resultados esperados

Dada a relevância que o projecto apresenta, o proponente espera:

Criar capacidades de realizar trabalhos independentes e de síntese na aplicação dos conhecimentos adquiridos durante o curso.

Desenvolver habilidades para identificar potenciais superfícies de ruptura que podem causar deslizamento de terra em taludes da área de estudo e áreas afins.

Prover informações adicionais sobre a área de estudo que possam ser usados em trabalhos futuros, para resolução de problemas de carácter geológico-geotecnico e adquirir o grau de licenciado em Geologia Aplicada.

CAPÍTULO 2

PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

2.1. Introdução

Ao longo de toda a história da humanidade, seja na área da construção civil ou da mineração, foram construídas diversas obras onde pode-se observar a presença de taludes, sendo estes naturais ou de escavação em rocha ou solo.

Com o avanço da ciência e da tecnologia, estudos mais aprofundados foram realizados acerca da análise geológica e geotécnica de estabilidade de taludes, contando atualmente com o auxílio de softwares para esses trabalhos. Estudos desse gênero são de extrema importância uma vez que as consequências causadas por ruptura em taludes são muitas das vezes inestimáveis.

A análise de estabilidade deve ser feita em qualquer obra onde há a presença de taludes, como por exemplo em barragens de contenção de rejeitos, barragens de usinas hidroelétricas, cortes de estradas ou rodovias e na mineração, sendo que o talude é o principal componente em uma mina a céu aberto.

Mesmo com um avanço significativo nos estudos de engenharia de taludes, ainda ocorrem diversos casos de ruptura com perdas significativas de vidas e equipamentos. Uma ruptura de talude em uma mina, pode causar consequências que englobam segurança, fatores sociais, econômicos e ambientais. Dentre as consequências estão perdas de vidas ou invalidez, danos econômicos para os trabalhadores, perda de credibilidade da corporação tanto da parte de acionistas como da sociedade em geral, perda de equipamentos, custos adicionais com limpeza, interrupção das operações, perda de minério entre outros prejuízos, reforçando assim a necessidade de uma atenção especial para uma análise de estabilidade confiável para que tais riscos sejam evitados.

Os dados que foram analisados referem-se ao talude escavação, na cratera do bairro 29 de Setembro distrito de Marracuene.

2.1.2. Solos Residuais

Os solos residuais são caracterizados pela sua heterogeneidade, tornando difícil o estudo de suas características por meio de ensaios de laboratório porem, a diferença das amostras não interfere nos resultados e a probabilidade delas possuírem as mesmas características é igual (PINTO, 2006).

Os solos residuais são geralmente cimentados e se estiverem acima do nível da água são considerados solos não saturados. Outra importante característica desse tipo de solo é sua anisotropia (PINTO, 2006).

2.1.3. Solos não Saturados

Os solos não saturados apresentam um comportamento diferente uma vez que parte dos vazios é ocupado por água e parte por ar. A presença desses dois fluidos diferentes gera uma pressão chamada de sucção, determinada pela diferença entre as duas pressões (ar e água).

Devido a presença de duas pressões distintas não é possível aplicar a equação de Terzaghi, na qual a tensão efetiva é igual a tensão total menos a tensão neutra uma vez que existe duas pressões diferentes (PINTO, 2006).

O estudo e entendimento da sucção apresentada em solos não saturados é possível através da combinação de duas componentes, sendo uma matricial e outra osmótica. A componente matricial é função das forças capilares e de adsorção, e a osmótica das interações moleculares da água com os solutos (FREIRE, 1995).

A importância de cada componente no comportamento do solo é discutível, não havendo um consenso entre os pesquisadores da área.

Com relação à sucção matricial um modelo é apresentado para a ilustrar a ação dessa componente por Cruz (1994). O modelo sugere que ao se mergulhar totalmente um material poroso deixando-o saturado, ao ser erguido a uma altura qualquer do nível da água, parte da água contida entre os poros cairá devido a ação da gravidade, essa água denomina-se água livre. O restante da água ficará retida entre os poros devido aos efeitos capilares e apresentará uma pressão inferior à pressão atmosférica (CRUZ, 1994 apud FREIRE 1995, p. 33).

2.1.4. Granulometria dos solos

Todos os solos, em sua fase sólida, contêm partículas de diferentes tamanhos em proporções mais variadas. A determinação do tamanho das partículas e suas respectivas percentagens de ocorrência permitem obter a função distribuição de partículas do solo e que é denominada distribuição granulométrica.

A distribuição granulométrica dos materiais granulares, areias e pedregulhos, será obtida através do processo de peneiramento de uma amostra seca em estufa, enquanto que, para siltes e argilas se utiliza à sedimentação dos sólidos no meio líquido. Para solos, que tem partículas tanto na fração grossa (areia e pedregulho) quanto na fração fina (silte e argila) se torna necessária a análise granulométrica conjunta.

As partículas de um solo, grosso ou fino, não são esféricas, mas se usará sempre a expressão diâmetro equivalente da partícula ou apenas diâmetro equivalente, quando se faz referência ao seu tamanho. Para os materiais granulares ou fração grossa do solo, o diâmetro equivalente será igual ao diâmetro da menor esfera que circunscreve a partícula, enquanto que para a fração fina este diâmetro é o calculado através da lei de Stokes.

A colocação de pontos, representativos dos pares de valores diâmetro equivalente a percentagem de ocorrência, em papel semilogaritmo permite traçar a curva de distribuição granulométrica, conforme mostrada na (Página 42), onde nas abscissas estão representados os diâmetros equivalentes e nas ordenadas as percentagens que passam.

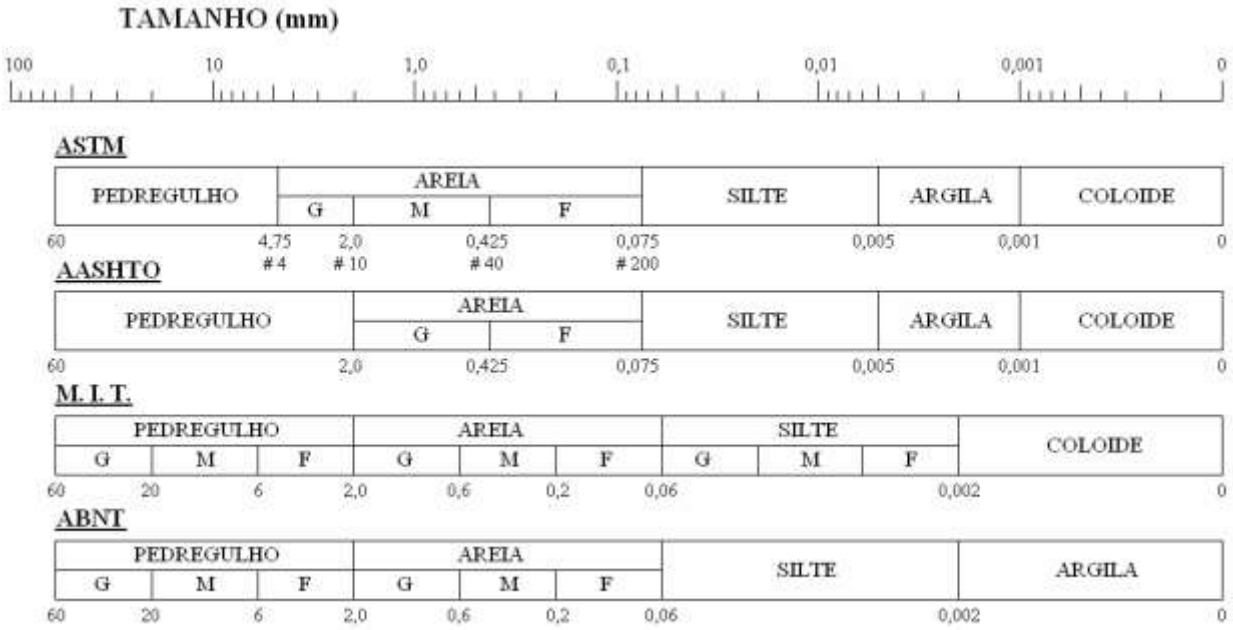
2.1.5. Classificação dos solos baseados em critérios granulométricos

Os solos recebem designações segundo as dimensões das partículas compreendidas entre determinados limites convencionais, conforme a (Tabela 1). Nesta tabela estão representadas as classificações adotadas pela A.S.T.M (American Society for Testing Materials), A.A.S.H.T.O. (American Association for State Highway and Transportation Officials), ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas) e M.I.T (Massachusetts Institute of Technology).

No Brasil a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT/NBR 6502/95) – Terminologia - Rochas e Solos define como:

Bloco de rocha – Fragmentos de rocha transportados ou não, com diâmetro superior a 1,0 m.
Matacão – fragmento de rocha transportado ou não, comumente arredondado por meteorização ou abrasão, com uma dimensão compreendida entre 200 mm e 1,0 m.
Pedregulho – solos formados por minerais ou partículas de rocha, com diâmetro compreendido entre 2,0 e 60,0 mm. Quando arredondados ou semi-arredondados, são denominados cascalhos ou seixos. Divide-se quanto ao diâmetro em: pedregulho fino – (2 a 6 mm), pedregulho médio (6 a 20 mm) e pedregulho grosso (20 a 60 mm).
Areia – solo não coesivo e não plástico formado por minerais ou partículas de rochas com diâmetros compreendidos entre 0,06 mm e 2,0 mm. As areias de acordo com o diâmetro classificam-se em: areia fina (0,06 mm a 0,2 mm), areia média (0,2 mm a 0,6 mm) e areia grossa (0,6 mm a 2,0 mm).
Silte – solo que apresenta baixo ou nenhuma plasticidade, baixa resistência quando seco ao ar. Suas propriedades dominantes são devido à parte constituída pela fração silte. É formado por partículas com diâmetros compreendidos entre 0,002 mm e 0,06 mm.
Argila – solo de graduação fina constituída por partículas com dimensões menores que 0,002 mm. Apresentam características marcantes de plasticidade; quando suficientemente húmido, molda-se facilmente em diferentes formas, quando seco, apresenta coesão suficiente para construir torrões dificilmente desagregáveis por pressão dos dedos. Caracteriza-se pela sua plasticidade, textura e consistência em seu estado e humidade natural.

Tabela 1. Escalas granulométricas A.S.T.M., A.A.S.H.T.O, M.I.T. e ABNT.



2.1.6. Determinação granulométrica do solo

O ensaio de análise granulométrica do solo está normalizado pelo Sistema Unificado de Solos. A distribuição granulométrica dos materiais granulares, areias e pedregulhos, será obtida pelo processo de peneiramento de uma amostra de solo, enquanto que, para siltes e argilas se utiliza o processo de sedimentação. Para solos, que tem partículas tanto na fração grossa quanto na fração fina se torna necessário à análise granulométrica conjunta.

A separação dos sólidos, de um solo, em diversas frações é o objetivo do peneiramento. Este processo é adotado para partículas (sólidas) com diâmetros maiores que 0,075mm (#200). Para tal, utiliza-se uma série de peneiras de abertura de malhas conhecidas (Figura 1), determinando-se a percentagem em peso retida ou passante em cada peneira. Este processo divide-se em peneiramento grosso, partículas maiores que 2 mm (#10) e peneiramento fino, partículas menores que 2mm.

Para o peneiramento de um material granular, a amostra é, inicialmente, secada em estufa e

seu peso determinado. Esta amostra será colocada na peneira de maior abertura da série previamente escolhida e levada a um vibrador de peneiras onde permanecerá pelo tempo necessário à separação das frações.

Quanto o solo possui uma porcentagem grande de finos, porém não interessa a sua distribuição granulométrica, faz-se, primeiramente, uma lavagem do solo na peneira nº 200, seguido da secagem em estufa do material retido e posterior peneiramento. Este procedimento leva a resultados mais corretos do que fazer o peneiramento direto, da amostra seca.

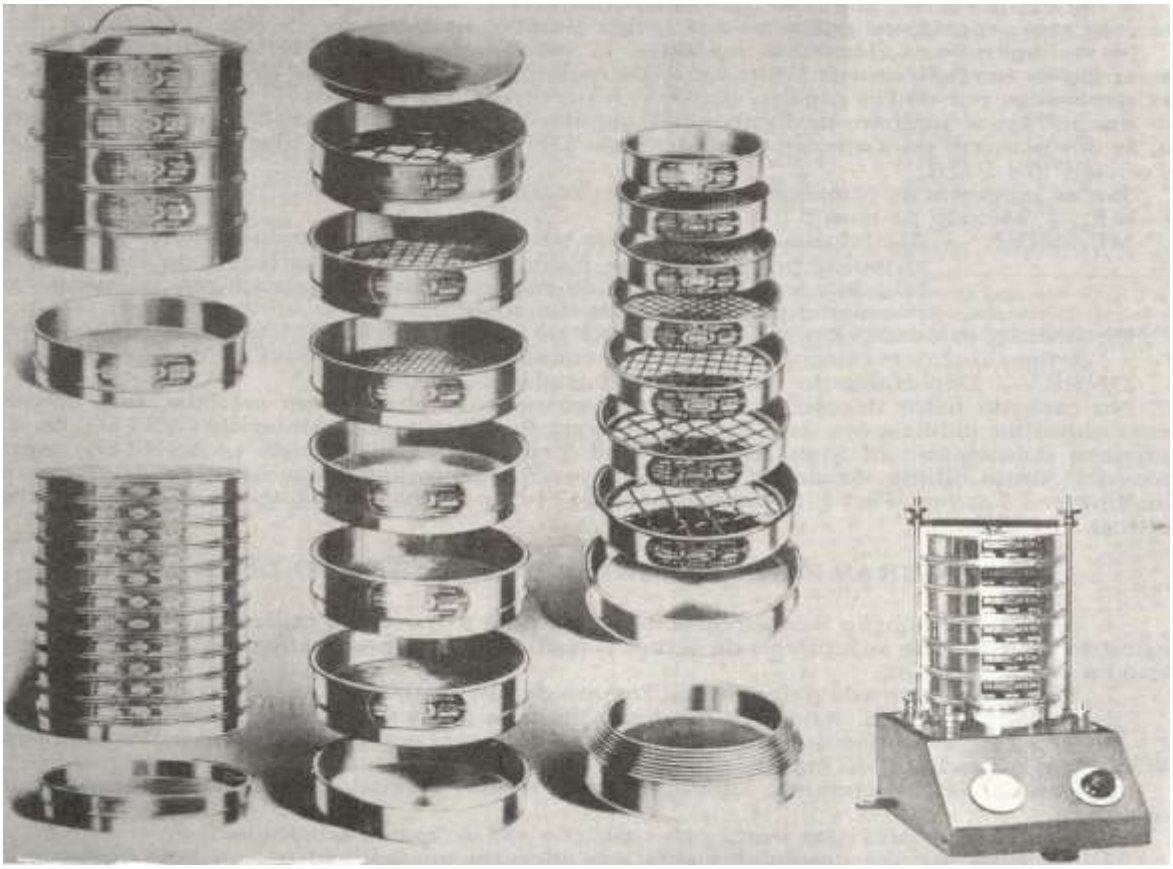


Figura 1. Ilustrando peneiros com diferentes aberturas.

2.1.7. Propriedades que auxiliam na identificação dos solos

Os solos são identificados por sua textura, composição granulométrica, plasticidade, consistência ou compacidade, citando-se outras propriedades que auxiliam sua identificação, como estrutura, forma dos grãos, cor, cheiro, friabilidade, presença de outros materiais.

Quanto à textura (distribuição granulométrica) os solos são classificados em grossos e finos. Os solos grossos são aqueles nos quais mais do que 50% dos grãos são visíveis a olho nu; são as areias e os pedregulhos. Os solos finos são aqueles nos quais mais do que 50 % das partículas são de tal dimensão, que não são visíveis a olho nu; são as argilas e os siltes.

A experiência indica que a textura, ou seja, a distribuição granulométrica é muito importante nos solos grossos (granulares). Nestes solos a distribuição granulométrica pode revelar o comportamento referente às propriedades físicas do material.

Para solos com grãos menores que a abertura da peneira de nº 200 (0,075mm), a granulometria é de pouca importância para a solução dos problemas de engenharia geotécnica.

Em função da distribuição granulométrica os solos podem ser bem ou mal graduados. Os solos que tem seus grãos variando, preponderantemente, dentro de pequenos intervalos, são, portanto, solos mal graduados. Os solos que tem várias frações de diâmetro diferentes misturadas; são, portanto, solos bem graduados.

Três parâmetros são utilizados para dar uma informação sobre a curva granulométrica:

- Diâmetro efetivo (D10): É o ponto característico da curva granulométrica para medir a finura do solo, que corresponde ao ponto de 10%, tal que 10% das partículas do solo possuem diâmetro inferiores a ele.
- Coeficiente de uniformidade (Cu): Dá uma idéia da distribuição do tamanho das partículas do solo; valores próximos de um indicam curva granulométrica quase vertical, com os diâmetros variando em um intervalo pequeno, enquanto que, para valores maiores a curva granulométrica irá se abatendo e aumentando o intervalo de variação dos diâmetros. Da mesma foram que foi definido D10 , define-se D30 e D60 .

A representação da curva granulométrica em papel semilogaritmo apresenta vantagens, pois os solos com Cu, aproximadamente iguais, serão representados por curvas paralelas. Os solos que apresentam $Cu < 5$ são denominados uniformes; e com $Cu > 15$ desuniformes. Para valores de Cu entre 5 e 15 são denominados de medianamente uniformes.

- Coeficiente de curvatura (Cc): Dá uma medida da forma e da simetria da curva granulométrica. Para um solo bem graduado, o valor do coeficiente de curvatura, deverá estar entre 1 e 3.

Portanto, a distribuição do tamanho de partículas é proporcional, de forma que os espaços deixados pelas partículas maiores sejam ocupados pelas menores. Para solos granulares há maior interesse no conhecimento do tamanho das partículas, visto que, algumas de suas propriedades estão relacionadas com os mesmos, o que não ocorre com os solos finos.

Logo, segundo a forma da curva podemos distinguir os diferentes tipos de granulometria conforme pode ser observado na (Figura 2).

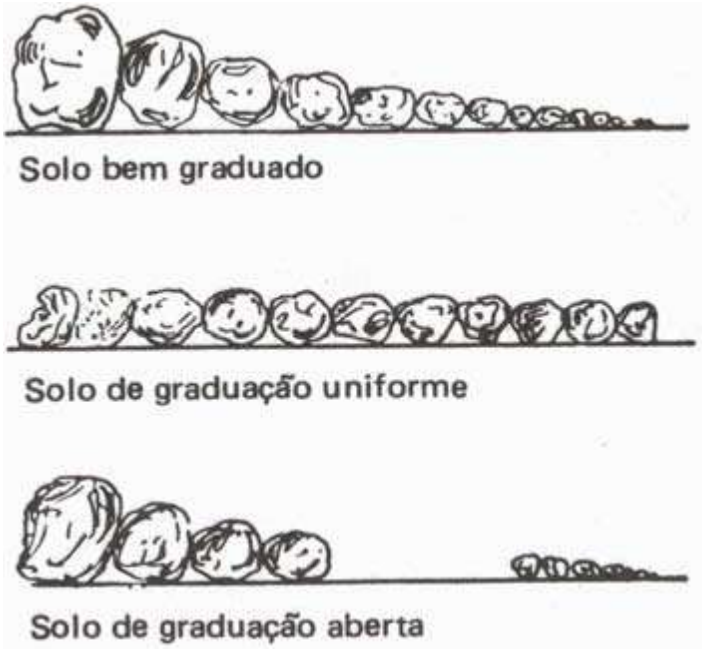


Figura 2. Ilustrando diferentes tipos de graduação.

2.1.8. Forma dos grãos

Quanto à forma, as partículas dos materiais granulares, pedregulhos e areias, se aproximam de uma esfera. A caracterização do seu tamanho através de uma medida linear é, suficientemente, correta. Existem tabelas que distribuem as partículas esferoidais em classes, de acordo com a forma de sua superfície: angular, subangular, subarredondado, arredondado e bem arredondado.

A forma mais comum, das partículas dos argilo-minerais formadores dos solos argilosos é a

laminar onde predominam duas dimensões, largura e comprimento, sobre a espessura a (Figura 3) apresenta as classes de arredondamento em partículas de argila.

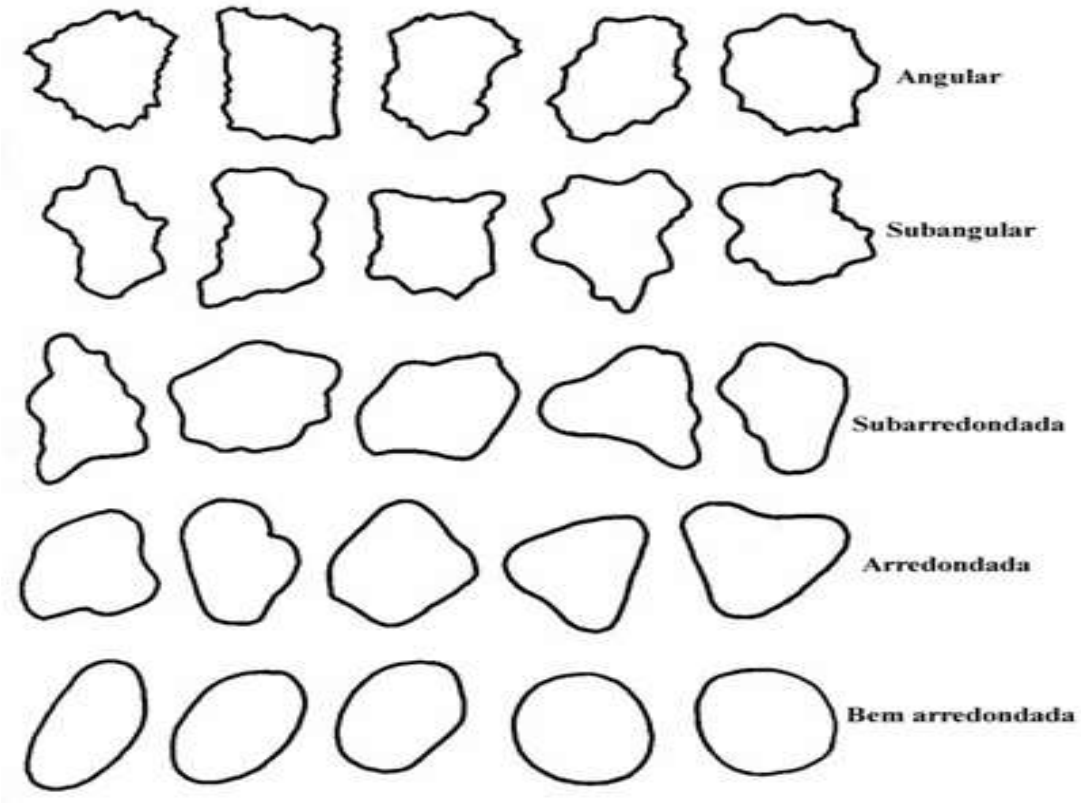


Figura 3. Apresenta as classes de arredondamento.

2.1.9. Uso da granulometria

Nos solos com grãos maiores do que a peneira de nº 200 (areias e pedregulhos) a granulometria tem vários usos importantes. Por exemplo, os solos bem graduados, ou seja, com uma ampla gama de tamanho de partículas, apresentam melhor comportamento em termos de

resistência e compressibilidade que os solos com granulometria uniforme (todas as partículas têm o mesmo tamanho).

Outra finalidade da curva granulométrica é na estimativa do coeficiente de permeabilidade (Unidade 6) de solos de granulação grossa, especialmente no dimensionamento de filtros. O material fino atua como ligante dos solos. O conhecimento da curva granulométrica permite a escolha do material para utilização em bases de rodovias e aeroportos. Porém existem várias razões, tanto práticas como teórica pelas quais, a curva granulométrica de solos finos é mais discutível que as correspondentes a solos granulares. Os tratamentos químicos e mecânicos que os solos naturais recebem antes de realizar uma análise granulométrica resultam em tamanhos efetivos que podem ser muito diferentes dos existentes no solo natural.

Para execução de concreto de cimento, agregados bem graduados requerem menos cimento para encher os vazios e, havendo menos água por unidade de volume de concreto, ele será mais denso, menos permeável e apresentará maior resistência à alteração do que se fosse executado com agregado uniforme. Para o caso de concreto asfáltico usando agregado bem graduado a quantidade de asfalto a ser empregado é menor.

2.2.1. Fenómenos que Conduzem a Escorregamentos

As causas dos escorregamentos podem ser classificadas de duas formas, sendo estas, causas externas e causas internas. Esta última refere-se a uma ruptura em uma superfície onde não ocorreu nenhuma alteração, como mudança na inclinação do talude ou algum tipo de escavação que altere os parâmetros originais do talude. Porém para que ocorra a ruptura é necessário que haja uma diminuição da resistência ao cisalhamento do material, que pode ser explicada pelo intemperismo, diminuição da coesão do material e aumento da pressão hidrostática (TERZAGHI, 1950).

Em contrapartida as causas externas são por alterações na superfície de ruptura responsáveis por gerar um aumento das tensões ao cisalhamento sem que ocorra um aumento da resistência ao cisalhamento, resultando assim em uma ruptura (TERZAGHI, 1950).

Ao se realizar um corte excessivo no pé do talude ou ao se sobrecarregar o bordo superior do mesmo, com qualquer tipo de material, ocorre um aumento das tensões ao cisalhamento, e assim quando esta tensão aumentar ao ponto de ser igual à resistência ao cisalhamento ocorrerá o escorregamento de material (TERZAGHI, 1950).

Com relação ao efeito lubrificante da água causado por chuvas torrenciais, pode-se dizer que este afetará a estabilidade do talude de varias maneiras, como a perda de coesão do solo e o aumento da superfície piezométrica sendo que esta última causa um aumento das pressões hidrostáticas diminuindo assim a resistência ao cisalhamento (TERZAGHI, 1950).

2.2.2. Critérios de Ruptura.

O critério de ruptura que será utilizado nas análises refere-se a Mohr Coulomb, fundamentado na análise do "equilíbrio limite".

O critério de Coulomb pode ser expresso da seguinte forma: *"*não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão $c + f.\sigma$, sendo c e f constantes do material e σ tensão normal existente no plano de cisalhamento" (PINTO,2006). O parâmetro c refere-se a coesão do material, enquanto que f ao coeficiente de atrito interno, representado também pela tangente de um ângulo designado ângulo de atrito interno. Esses parâmetros estão representados na (Figura 4 a).

O critério de Mohr pode ser expresso da seguinte forma: "não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado das tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos ao estado de ruptura, observados experimentalmente para o material" (PINTO,2006). Na (Figura 4 b) pode-se observar a envoltória de Mohr, onde A indica uma possível ruptura uma vez que a circulo de tensão tangencia a envoltória de resistência e B não indica nenhum estado de ruptura.

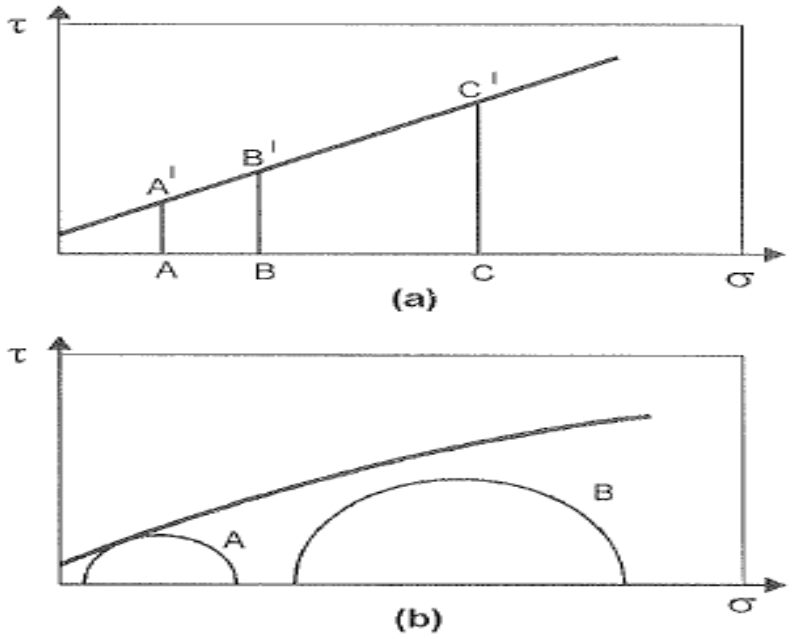


Figura 4. Representação dos parâmetros do material e envoltória de Mohr.
Fonte: Pinto (2006, p. 251).

Fazendo-se uma reta como a envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica análogo ao de Coulomb, justificando a expressão critério de Mohr-Coulomb (PINTO, 2006).

2.2.3. Análise de Estabilidade

A análise de estabilidade de taludes é feita através do método do equilíbrio-limite. Para a utilização desse método o material dever possuir um comportamento rígido-plástico, as equações de equilíbrio estático devem ser válidas até a iminência da ruptura apesar de o processo ser dinâmico e o coeficiente de segurança (F) constante ao longo da linha de ruptura (MASSAD, 2003)

O método de equilíbrio-limite apresenta diversas variações como o círculo de atrito, método das cunhas e método sueco, sendo este último dividido ainda em método de Fellenius, método de Bishop Simplificado e método de Morgenstern-Price.

Tanto para o método de Fellenius quanto para o método de Bishop simplificado, admite-se que a linha de ruptura seja uma circunferência e a massa de solo é subdividida em fatias ou lamelas (MASSAD, 2003).

O coeficiente de segurança obtido pelos métodos de Fellenius e Bishop Simplificado, associado ao arco de circunferência em análise, e da linha potencial de ruptura é dado pela equação 1, apresentada por Massad (2003):

$$F = \frac{\sum(c'.l + N.tg\Phi')}{\sum(P.\sin\theta)} \qquad \text{[Eq. 1]}$$

Onde,

F é o coeficiente de segurança,

N é a força normal (“efetiva”) atuante na base da lamela,

P é o peso da lamela,

c’ é a coesão do material,

Φ é o ângulo de atrito do material.

No caso de ruptura em superfícies não circulares, tem-se o método de Jambu, o qual pode ser dividido em simplificado e generalizado.

O método de Jambu generalizado, trata-se de um método bastante rigoroso, que considera e satisfaz a todas as equações de equilíbrio. Nesse método subdivide-se a massa de solo em fatias infinitesimais e o equilíbrio de forças e momentos, é realizado em cada fatia (GESRCOVICH, 2012).

O fator de segurança definido por Jambu, apresentado na equação 2, é definido através da utilização do equilíbrio das forças horizontais como critério de estabilidade para toda a massa(GERSCOVICH, 2012), e os esforços atuantes na fatia podem ser vistos na (Figura 5).

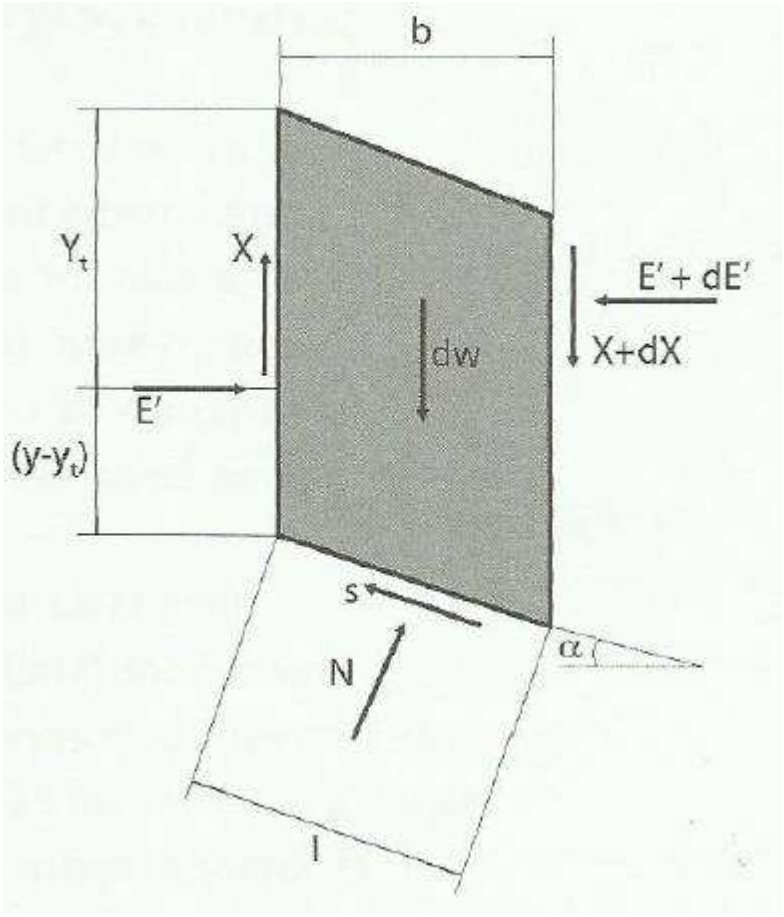


Figura 5. Esforços na fatia - método de Jambu generalizado.
Fonte: GEORSCOVICH (2012, P. 135).

$$FS = \frac{\sum b\left[c' + \left(\frac{W+dX}{b} - U\right) tg\Phi\prime\right]}{dE + \sum[dx(W+dX)tg\alpha]} \frac{1}{n\propto} \qquad \text{[Eq. 2]}$$

Com o objetivo de simplificar os cálculos e a dependência dos recursos computacionais, foi criado o método de Jambu simplificado.

Este método é aplicado em taludes homogêneos, como apresentado na (Figura 6), e não fornece bons resultados para superfícies em forma de cunha. Um fator de correção (f0), definido a partir

de comparações entre FS obtidos pelos métodos simplificado e generalizado, é utilizado para que os efeitos das forças cisalhantes interlamelares sejam incorporados ao cálculo, obtendo um fator de segurança definido pela equação 3 (GEORSCOVICH, 2012).

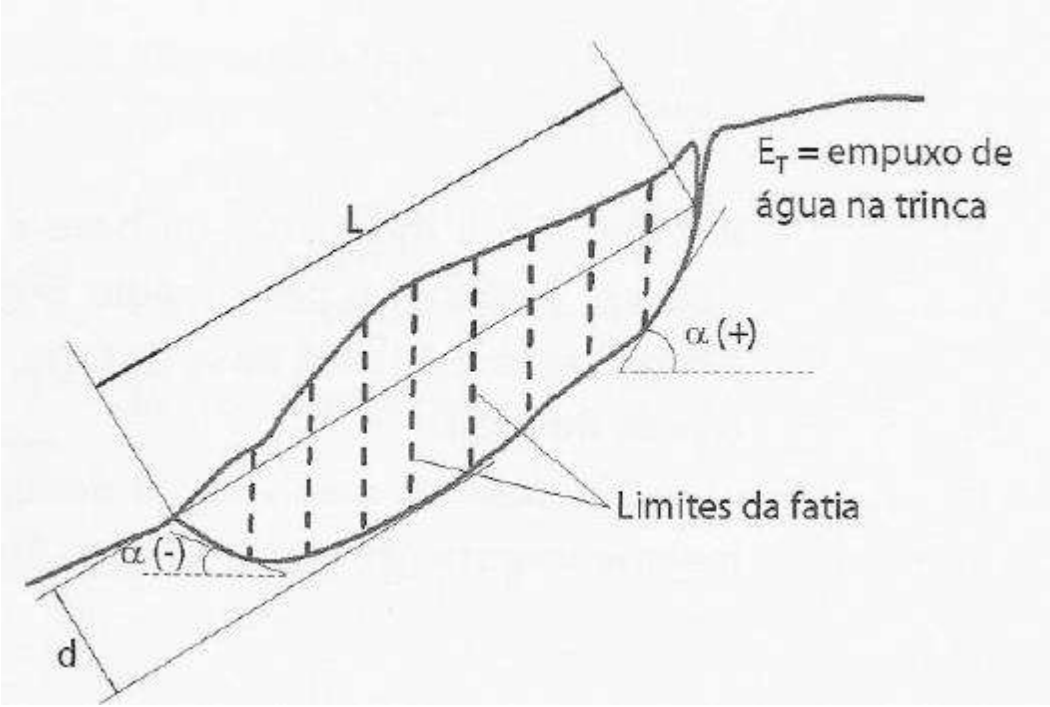


Figura 6. Geometria do método de Jambu simplificado.
Fonte: GEOSCOVICH (2012, P. 137).

$$FS = \frac{\sum \frac{\{c'b+(p-U)tg\Phi'\}}{n\propto}}{\sum(Wtg\propto)+Et} \qquad \text{[Eq. 3]}$$

Além ds métodos de Jambu apresentados acima, tem-se o cálculo do fator de segurança para taludes de encostas naturais caracterizados pela sua grande extensão e pela reduzida espessura do manto de solo, de alguns metros (MASSAD, 2003). A ruptura apresentada nesse caso é do tipo planar, apresentando uma linha crítica entre o solo e o terreno firme, podendo ser este uma rocha

intacta ou alterada por exemplo. O cálculo desse tipo de ruptura é apresentado pela equação clássica 4 (MASSAD, 2003).

$$\mathrm{FS} = \frac{c' + \left(\gamma \,.Hcos^2\propto - u\right).tg\Phi}{\gamma \,.Hsen\propto cos\propto} \qquad \text{[Eq. 4]}$$

(Eq. 2, Eq. 3 e Eq. 4). Onde,

c'é a coesão do material de estudo,

γ é o peso específico do material,

H é a altura do talude estudado,

α é a inclinação do talude,

u é poro- pressão,

Φ é o ângulo de atrito do material

FS é o factor de segurança

CAPÍTULO 3
ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO

3.1. Localização Geográfica

O Distrito de Marracuene situa-se a leste da Província de Maputo entre os paralelos 25°15' e 26º00´ de Latitude Sul e 32°30' e 33º00 de Longitude Este. É limitado a Norte pelo Distrito de Manhiça, a Sul pela Cidade de Maputo, a Este pelo Oceano Índico e a Oeste pelo Distrito de Moamba e Cidade de Matola (Mapa 1)

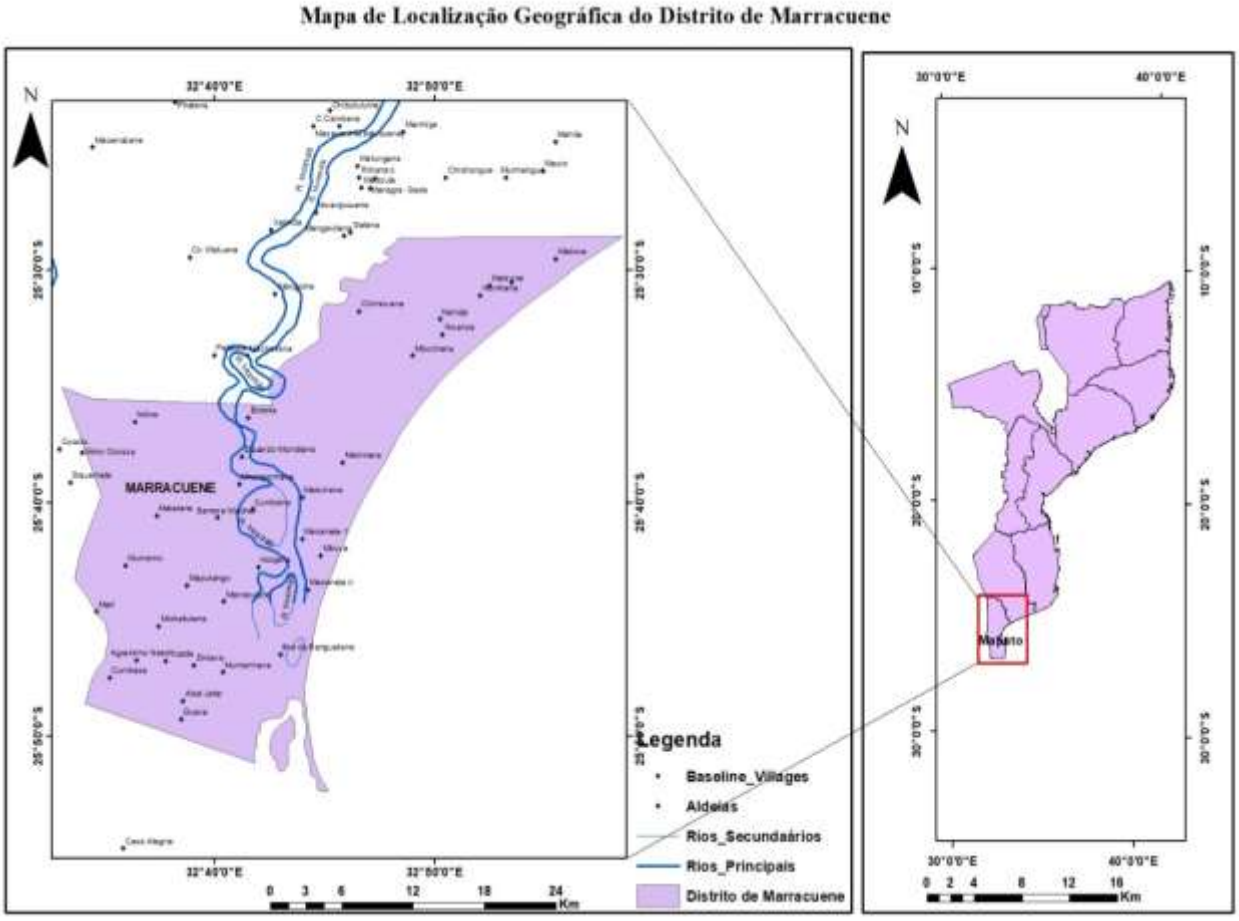


Figura 7. Mapa de localização do Distrito de Marracuene. Fonte: (Elaborado pelo Autor).

3.1.2. Área de Estudo

Figura 8. Área de estudo, Bairro 29 de Setembro Distrito de Marracuene imagem Google Earth.

3.1.3. Clima e Hidrogeologia

O clima de Marracuene é tropical chuvoso de savana, influenciado pela proximidade do mar. Caracteriza-se por temperaturas quentes com um valor médio anual superior a 20˚ C, e uma amplitude de variação anual inferior a 10˚ C.

A humidade relativa varia entre 55% a 75% e a precipitação é moderada, com um valor médio anual entre 500 mm, no interior e 1000mm no litoral. A estação chuvosa vai de Outubro a Abril, com 60% a 80% da pluviosidade concentrada nos meses de Dezembro a Fevereiro (MAE, 2005).

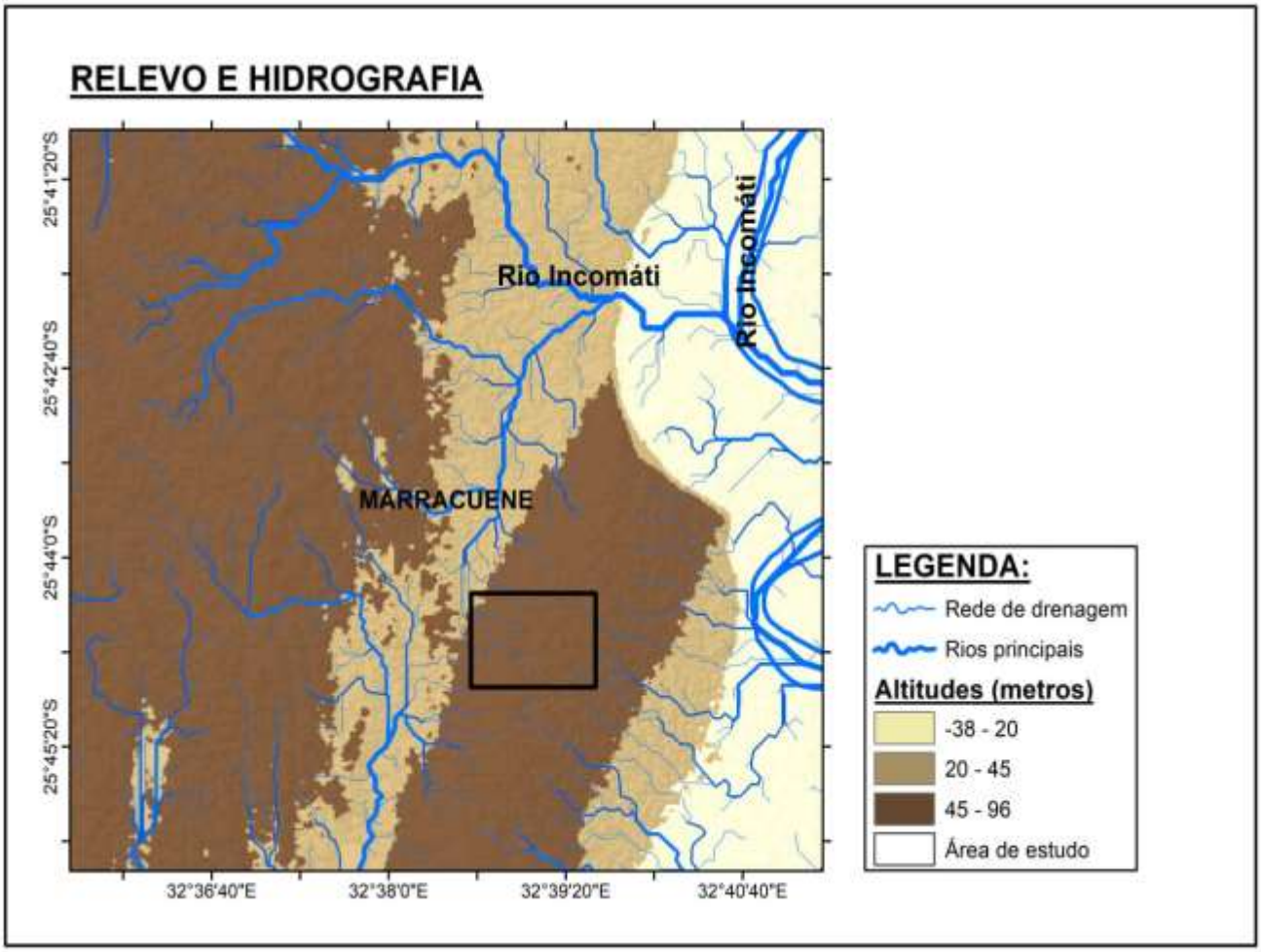


Figura 9. Hidrogeologia do Distrito de Marracuene.

CAPÍTULO 4
ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO

4.1. Geologia regional de Grande Maputo

A Carta Geológica de Maputo, na escala 1:50 000, e a respectiva Notícia Explicativa foram impressas em 1995-1996. Nesta última, estão descritas as metodologias usadas nos levantamentos geológicos que conduziram à identificação e caracterização das unidades geológicas representadas na região, pelo que aqui se faz unicamente um resumo da geologia regional.

A preparação e publicação desta Carta assume significado especial por ser a primeira carta geológica publicada em Moçambique a esta escala, e também por ser o primeiro projecto concluído no âmbito da cooperação entre a Direcção Nacional de Geologia de Moçambique, o Instituto da Cooperação Portuguesa e o Instituto Geológico e Mineiro de Portugal.

A unidade geológica aflorante considerada mais antiga é a Formação de Ponta Vermelha, com idade atribuída ao Pliocénico - Plistocénico inferior (cerca de 2,5 milhões de anos), constituída por arenitos e siltitos pouco consolidados de cor clara, que para o topo passam a arenitos vermelhos, muito ferruginosos, endurecidos, com espessura total da ordem dos 20 m. Cartografia geológica mais recente, mostra que esta formação se prolonga para a região de Catembe, onde se divide em duas, a Formação de Ponta Vermelha propriamente dita, com cerca de 5 metros de espessura aflorante, correspondente aos arenitos ferruginosos, com idade atribuída ao Plistocénico inferior, e a Formação de Ponta Maona, subjacente, representada pelos arenitos, siltitos e finas passagens de microconglomerados, todos de cor rosada clara, frequentemente impregnados de carbonato de cálcio do tipo caliche, com 15-20 m de espessura e idade atribuída ao Pliocénico. Esta divisão aplica-se à área da Carta Geológica da cidade de Maputo, reinterpretada, sendo importante pelas implicações que tem em termos geotécnicos e geoambientais, como veremos adiante. Sobreposta à Formação da Ponta Vermelha ocorre uma sucessão argilo – arenosa, localmente com impregnações de carbonatos e com concreções ferruginosas, com 15–20 m de espessura, que foi dividida em duas unidades, respectivamente a Formação de Matola, em posição inferior, com representação reduzida na área da carta, e a Formação de Machava, com idade atribuída ao

Plistocénico Superior (dada por artefactos humanos), que aflora na parte inferior das encostas do vale do rio Infulene.

Sobre as unidades anteriores ocorrem areias de dunas, fixas, tradicionalmente consideradas como dunas interiores, que na área da carta foram divididas na Formação Malhazine, constituída por areias avermelhadas, e Formação de Congolote, com areias de coloração mais clara. Entre as dunas ocorrem depressões, onde se desenvolve vegetação herbácea devido à presença de água, podendo mesmo formar-se pequenas lagoas. Ambas as unidades foram consideradas do Plistocénico Superior–Holocénico.

Na região litoral virada para a baía de Maputo há acumulação de aluviões arenosos e lodosos, em grande parte associadas a terraços do rio Incomati, assim como dunas actuais, móveis, cartografadas como Formação de Xefina, ambas do Holocénico. No vale do rio Infulene também se acumulam aluviões actuais, que são intensamente trabalhados pela população que aí cultiva as suas machambas.

Merecem ainda destaque, o lineamento da Polana, sublinhado por uma arriba, bem marcada na colina de Maputo , que segue com direcção NNE-SSW até Marracuene, cuja origem foi associada a uma falha normal com abatimento do bloco oriental (Momade *et al.*, 1996), e a possível falha existente no vale do rio Infulene.

Ainda na Notícia Explicativa, são feitas referências à má qualidade da água retirada de poços e bombas que servem as populações dos arredores da grande cidade e a outros problemas ambientais, que serão abordados no ponto seguinte.

4.1.2. Carta geológica

As cartas geológicas de uma dada região são documentos básicos que encerram informação indispensável para a exploração de eventuais recursos geológicos existentes, incluindo aqui as águas subterrâneas, para o desenvolvimento de infra-estruturas ligadas às obras públicas e, também, para a mitigação de problemas ambientais. Esta informação é particularmente necessária nas grandes áreas urbanas onde frequentemente o subsolo é utilizado para os mais variados fins, desde a construção civil, passando pela instalação de redes sanitárias, até à cablagem ligada às

comunicações electrónicas e à televisão por cabo. Modernamente, esta problemática tem vindo a ser objecto de estudo através da nova área científica conhecida por Geologia Urbana. As cartas geológicas servem de base para outras cartas temáticas, designadamente as cartas geotécnicas que incorporam cartografia específica relativa às litologias, permeabilidades, resistências e erodibilidades que os corpos rochosos evidenciam. Estas propriedades são determinadas através de ensaios geotécnicos específicos. Do cruzamento das cartas referentes a estas propriedades com a topografia resultam cartas de riscos naturais e de impacto ambiental, indispensáveis para o planeamento, o ordenamento e a gestão do território.

Na região abrangida pela cidade de Maputo, em particular na dita cidade de cimento, existem várias situações de risco e perigosidade geotécnica e ambiental, que foram salientados na Notícia Explicativa da Carta Geológica, e para as quais foi chamada a atenção das autoridades competentes (Momade *et al.*, 1996). Para além dos riscos naturais associados à chuva, geradora de cheias e alagamento de zonas baixas, à erosão marinha que ataca a região costeira, e ao transporte eólico que provoca o avanço das dunas para o interior, foram assinaladas situações de elevado risco ambiental, como é o caso da contaminação de aquíferos, da construção de edificado sobre dunas e de escorregamentos de terras. Neste último caso, apontou-se como exemplos os escorregamentos que ocorreram na encosta do bairro Polana Caniço, a danificação de infra-estruturas na Avenida Julius Nyerere e a queda de blocos de arenitos vermelhos nas encostas da Avenida Marginal.

Esta mesma problemática foi mais recentemente tratada por Forster (2001) e por Vicente *et al.* (2006). Os principais problemas encontrados situam-se, em ambos os trabalhos, na instabilidade dos taludes e segurança dos edifícios designadamente junto das arribas. Vicente *et al.* (2006), detectaram escorregamentos relacionados com o assentamento de edifícios nas avenidas das Nações Unidas, Friedrich Engels e Julius Nyerere. Outra situação identificada na Avenida Julius Nyerere foi a existência de edifícios inclinados e com indícios de colapso, cujas causas foram atribuídas a infiltrações de água no solo poroso, proveniente de canos com rupturas, que o torna húmido e mais facilmente deformável, ou devido a erosão interna por remoção de material na área das fundações dos edifícios. Esta perigosidade está intimamente relacionada com as características geológicas do subsolo onde assenta o edificado, em termos de porosidade, permeabilidade, coesão,

resistência à erosão, entre outras, e também do declive do terreno. Conforme descrito anteriormente, a Formação da Ponta Vermelha é constituída por arenitos superiores, ferruginosos e consolidados (lateritizados segundo os autores da carta), cuja espessura máxima rondará os 20 m, e por uma sucessão inferior com espessura da ordem dos 15–20 m, constituída por arenitos e siltitos, claros, pouco consolidados, com impregnações de carbonatos (equivalentes à Formação de Ponta Maona, na região de Catembe, onde as impregnações de carbonatos são mais importantes). Perante este cenário geológico, logo que alguns dos parâmetros físicos dos arenitos consolidados da Formação da Ponta Vermelha sejam modificados, estão criadas as condições que facilitam a infiltração de águas superficiais. Estas vão invadir e encharcar os arenitos e siltitos inferiores mal consolidados, os carbonatos vão-se dissolver, os sedimentos finos silto-argilosos aumentam de plasticidade, daqui resultando os abatimentos e escorregamentos, tanto mais perigosos quanto maior é a carga do edificado e/ou o declive do terreno. O ravinamento das arribas, resultante da erosão provocado pelas águas, ocorre com maior frequência nos arenitos inferiores devido à sua fraca consolidação e consequente maior erodibilidade. Estes ravinamentos podem evoluir para riachos, que funcionam como condutas de sedimentos erodidos das suas margens e das áreas envolventes, acabando por se gerar cones aluviais na base das arribas, provocando torrentes de detritos susceptíveis de causar fortes danos materiais no edificado urbano. É o caso dos cones aluviais que ainda se podem decifrar na arriba em frente do autódromo.

Em termos de análise de perigosidade, a possível existência de duas falhas, uma junto à arriba da colina de Maputo e outra no vale do rio Infulene, deve também merecer investigação através de estudos de estratigrafia (baseados em sondagens), de neotectónica e de geofísica.

O território moçambicano está integrado na zona de riftes da África Oriental e ainda recentemente ocorreu um sismo de magnitude 7,0 (Mw), na região de Machaze, província de Manica (Feitio *et al.*, 2008). As particularidades geológicas da região onde está instalada a cidade e a urbanização incorrecta junto das arribas, conferem forte potencial de perigosidade, que não pode ser negligenciado.

Até agora foi abordada a situação actual, em termos de riscos geológicos, da área da cidade de Maputo. Mas a instabilidade que agora ocorre, em parte induzida por factores antrópicos, já existiu

em tempos anteriores à construção da própria cidade, como veremos a seguir. Uma interpretação da cartografia geológica da cidade de Maputo implantada sobre o modelo digital do terreno, conjugada com a análise cuidada de imagens de satélite ESRI e do Google Earth (Figura 10) mostra que a arriba do lado sul da colina de Maputo se prolonga para WNW, sendo interrompida na zona da baixa da cidade. Esta interrupção é sublinhada por uma área mais deprimida, evidenciada pela curvatura para norte das curvas de nível, por onde a cidade se expandiu até à plataforma dos 50–60 m, onde actualmente está instalada a designada alta da cidade. Esta zona deprimida corresponde, em nosso entender, a uma antiga cicatriz resultante de importante deslizamento de terras. Quando foi elaborada a carta geológica, a escassez de afloramentos nesta área da cidade não permitiu o mapeamento detalhado da Formação da Ponta Vermelha, e daí este deslizamento não ter sido identificado. Com os dados actualmente disponíveis não é possível saber-se quando ocorreu este grande deslizamento, sendo seguro que se terá dado em tempos anteriores à implantação da cidade. A descoberta desta cicatriz vem evidenciar que as próprias condições naturais são propícias a este tipo de deslizamentos. Na (Figura 10), está ainda evidenciado um escorregamento que ocorreu em tempos actuais, neste caso provocado por pressão urbanística (Figura 10.B).

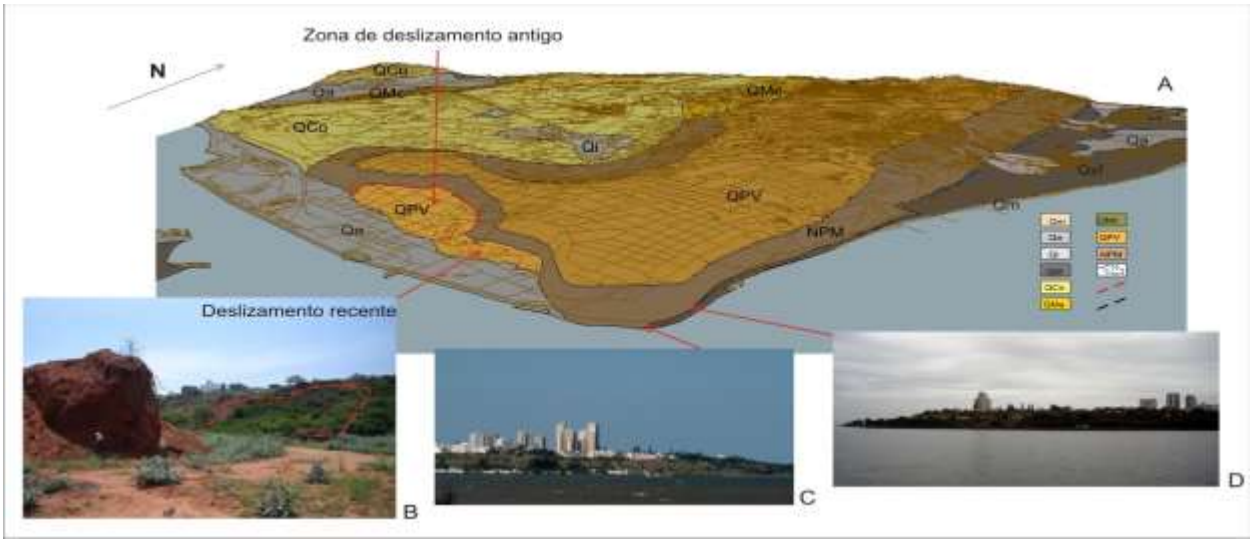


Figura 10. Modelo digital do terreno com a geologia da Cidade de Maputo. Fonte: Notícia Explicativa da Carta Geológica (Momade *et al.*, 1996).

A- Modelo de digital do terreno com a geologia da Cidade de Maputo; B – Bloco escorregado e indicação da cicatriz ainda visível; C – a colina de Maputo e arriba associada; D - Outra perspectiva da arriba de Maputo. Símbolos estratigráficos: Qm – Depósitos de praias; Qa – Depósitos aluvionares; Qi – Depósitos intradunares; QXf – Formação de Xefina; QCo – Formação de Congolote; QMa – Formação Malhazine; QMc – Formação de Machava; QPV – Formação da Ponta Vermelha; NPM – Formação de Ponta Maona.

4.1.3. Topografia

O Distrito de Marracuene situa-se na zona das grandes planícies costeiras do país, com aaltitude a aumentar suavemente da costa para o interior do distrito. Pode-se considerar que o distrito tem altitudes máximas inferiores a 100 m.Toda a costa tem áreas contíguas com menos de 5 m de altitude (o que corresponde a cerca de 27 % da área total do distrito). A principal classe altimétrica é a da classe dos 25 aos 50 m (cerca de 26 % do distrito), sendo que 63 % do distrito tem áreas com menos de 25 m de altitude e 37 % da área tem altitudes entre os 25 e os 100 m apresenta a distribuição das formações geológicas e a distribuição das principais rochas da área em estudo. Todas as rochas do distrito são sedimentares, sendo a maior parte do distrito (93 %) ocupada por rochas do Quaternário com algumas unidades (menos de 7 %) do Terciário.

As rochas do Quaternário são dominadas pelos aluviões recentes (41 % da área total do distrito), as dunas interiores (40 %) e as areias costeiras (10 %). Na zona costeira ocorrem as areias de dunas. Todo o interior do distrito é ocupado por duna interior de areia vermelha eólica interrompido no vale do Rio Incomáti por aluviões recentes. Alguma areia eólica ocorre na fronteira com os distritos da Moamba e Manhiça. As formações do terciário compreendem areia eólica, siltito e grés vermelho da Formação da Ponta Vermelha e abrange toda a área da sede do distrito e do seu prolongamento na direcção do Município de Maputo.

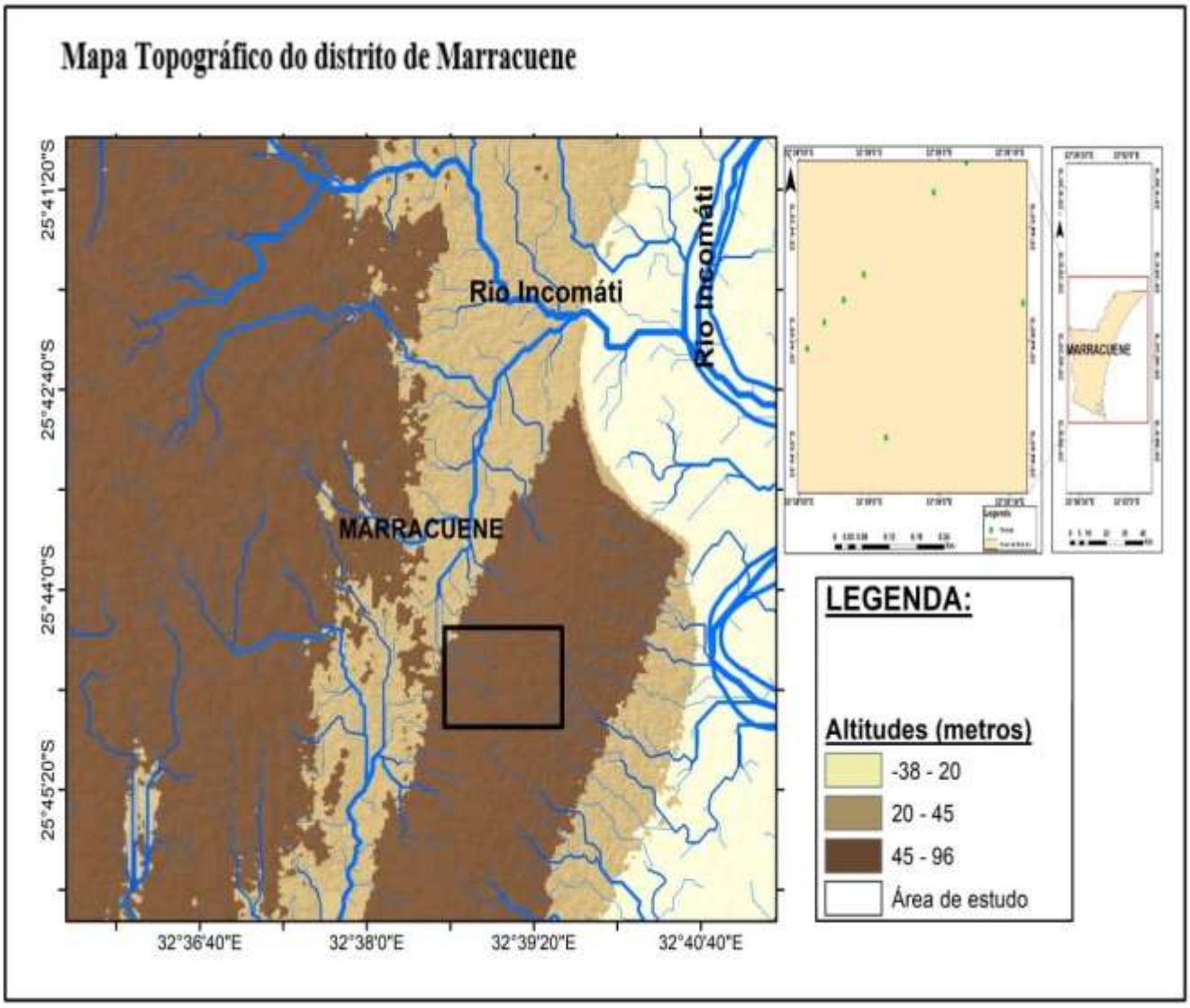


Figura 11. Ilustrando a topografia de Marracuene.

4.1.4. Geologia

A zona alta do distrito é constituída principalmente por sedimentos arenosos eólicos (a ocidente e ao longo da costa), com ocorrência de areias siliciosas. A planície aluvionar ao longo do rio Incomati é de solos argilosos, estratificados e turfosos.

A faixa litoral de dunas de areia na separação entre o mar e o rio Incomati, na zona de Macaneta, correm o risco de desaparecimento, o que ao acontecer, teria consequências ecológicas graves para os distritos de Marracuene.

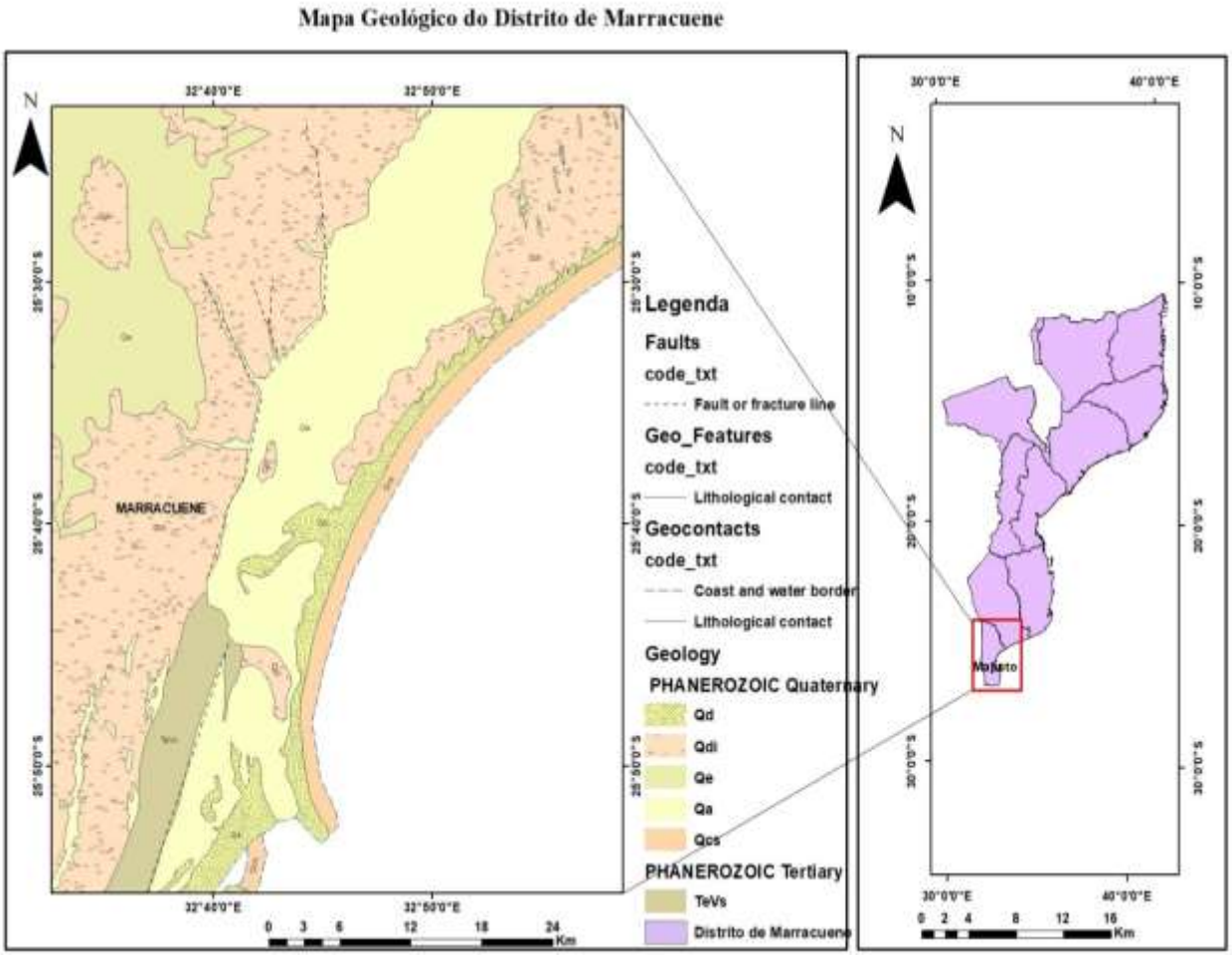


Figura 12. Distribuição das formações geológicas no Distrito de Marracuene.

4.1.5. Geologia local e tipologia de solos

No Distrito de Marracuene predominam os solos arenosos (com cerca de 48 % da área total do distrito) de distintas tipologias, seguido dos solos de aluviões , de distintas tipologias, os solos de sedimentos marinhos estuarinos e solos derivados do grês vermelho.Os solos são essencialmente

arenosos na zona litoral. Ao longo do vale do Incomáti os solos são essencialmente solos de aluviões (solos de sedimentos marinhos estuarinos na foz. Na zona alta e interior do distrito encontram-se os solos arenosos e solos derivados de grés vermelho junto à sede do distrito.

O risco de erosão do solo no Distrito de Marracuene foi considerado baixo num inventário realizado pelo MICOA, (MICOA, 2007), tendo este problema sido considerado como pouco crítico em 2007.Apesar disto, o Plano de Acção para a Prevenção e Controlo da Erosão de Solos para 2008 –2018, (MICOA, 2007), prevê algumas acções prioritárias para este distrito, nomeadamente,construção de infra-estruturas e plantio de algumas espécies para estabilizar encostas de declive acentuado.

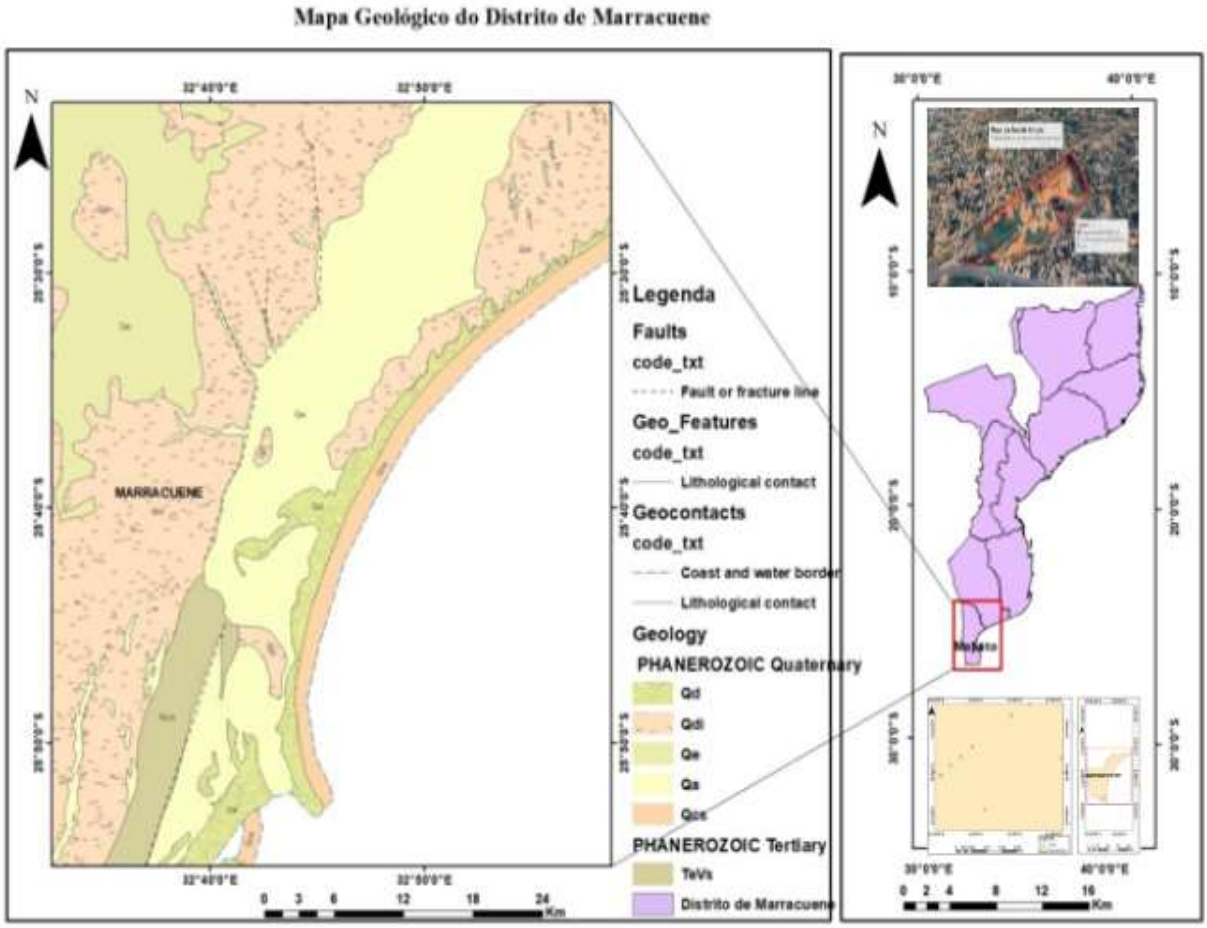


Figura 13. Distribuição das rochas dominantes no Distrito de Marracuene.

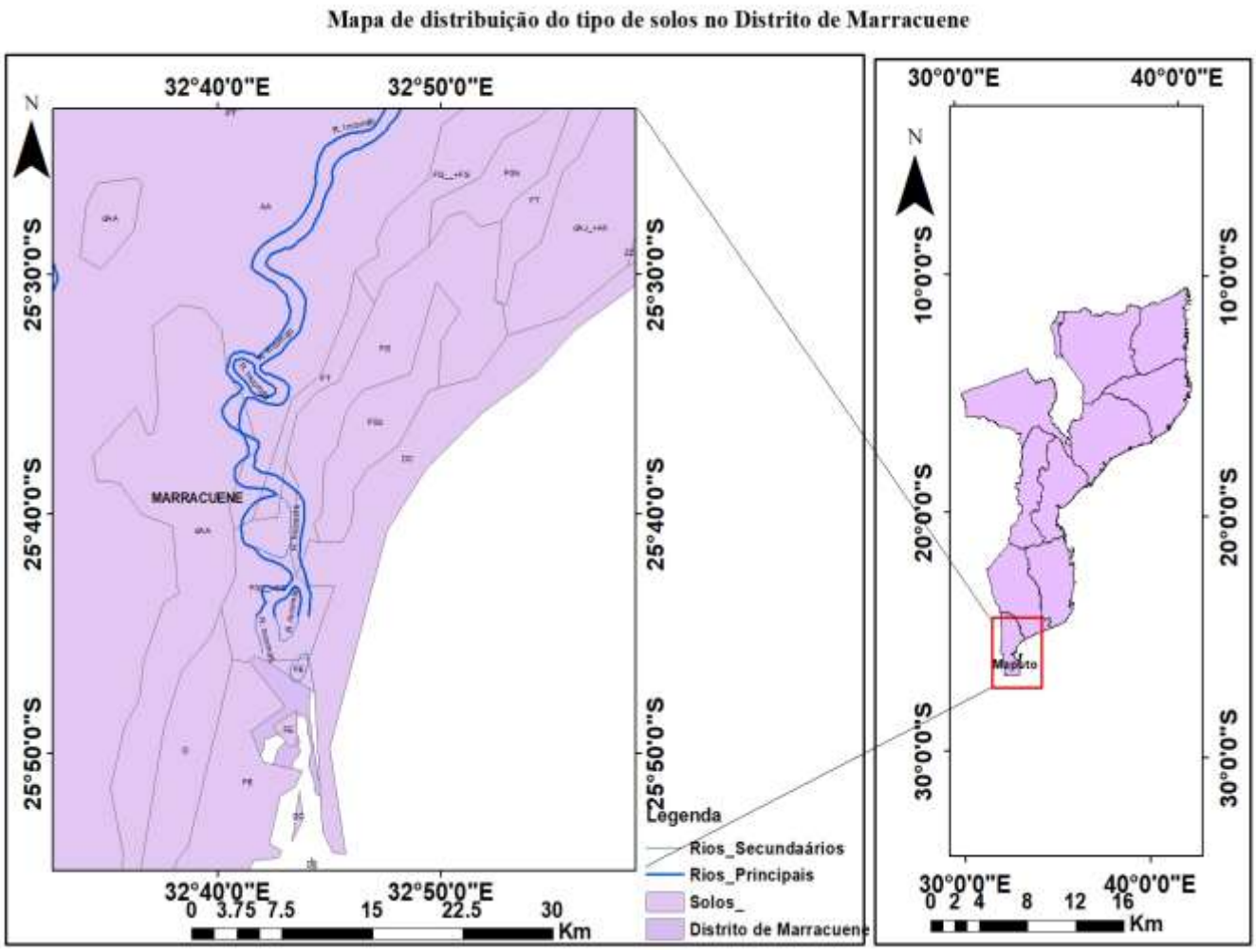


Figura 14. Distribuição do tipo de solos no Distrito de Marracuene. Fonte: (Elaborado pelo Autor).

Tabela 2. Distribuição do tipo de solos no Distrito de Marracuene. Fonte: (INIA, 1995)

Símbolo	Descrição	Características Dominantes	Geomorfologia e geologia	Forma de terreno	Topografia Declive (%)	Classificação da FAO (1988)	Principais limitações para agricultura	Drenagem	Fertilidade
AA (dAA)	Solos arenosos amarelados (Fase dunar)	Areia castanho-amarelada, solos muito profundos	Cobertura arenosa. Areias eólicas, pleistocénicas	Planícies arenosas (Dunas interiores)	Quase plano 0-2 (Ondulado >2)	Ferralic Arenosols	Capacidade de retenção de água, fertilidade	Boa a excessiva	Fertilidade baixa
Ah	Solos arenosos hidromórficos	Areia castanha, solos muito profundos	Cobertura arenosa. Areias eólicas, pleistocénicas	Depressões arenosas hidromórficas	Plano 0-1	Gleyic Arenosols	Drenagem, inundações, por vezes sodicidade	Má a muito má	Pastagens boas
AJ (dAJ)	Solos arenosos alaranjados (Fase dunar)	Areia alaranjada, solos muito profundos	Cobertura arenosa. Areias eólicas, pleistocénicas	Planícies arenosas (Dunas interiores)	Quase plano 0-2 (Ondulado >2)	Ferralic Arenosols	Capacidade de retenção de água, fertilidade	Boa a excessiva	Fertilidade baixa
DC	Solos de dunas costeiras amareladas	Areias castanhas acinzentadas, solos profundos	Dunas costeiras Areias halocénicas	Dunas costeiras	Colinoso 0-35	Haplic Arenosols	Capacidade de retenção de água, fertilidade	Excessiva	Apto para florestas
FE	Solos de sedimentos marinhos estuarinos	Argiloso cinzento, solos profundos e frequentemente saturados	Sedimentos marinhos estuarinos holocénicos	Planície estuarina	Plano 0-1	Salic Fluvisols	Salinidade, sodicidade, drenagem, inundações	Má a muito má	Fertilidade Baixa. Pastagens boas a marginais
FG	Solos de aluviões argilosos	Argiloso castanho, acinzentado escuro, solos profundos	Aluviões holocénicos	Vales e planícies	Plano 0-1	Mollic Fluvisols	Drenagem, por vezes salinidade e sodicidade	Moderada a má	Fertilidade boa a moderada
FS	Solos de aluviões estratificados de textura grossa ou média	Franco-Arenoso, castanho acinzentado, profundos	Aluviões holocénicos	Vales e planícies	Quase Plano 0-2	Eutric Fluvisols	Por vezes sodicicidade e drenagem	Imperfeita a má	Fertilidade excelente a baixa
FT	Solos de aluviões turfosos	Camada turfosa sobre solos cinzentos escuros, profundos	Aluviões holocénicos	Vales e planícies	Plano 0-1	Umbric Fluvisols	Drenagem, inundações	Má a muito má	Fertilidade boa
G	Solos derivados de grés vermelho	Areia grossa, castanho-avermelhado-escura, solos profundos	Colinas de grés e areias vermelhas.	Colinas baixas	Ondulado 0-8	Ferralic Arenosols	Capacidade de retenção de água, fertilidade	Excessiva	Fertilidade excelente a baixa

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

5.1. Zonas mapeadas susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra

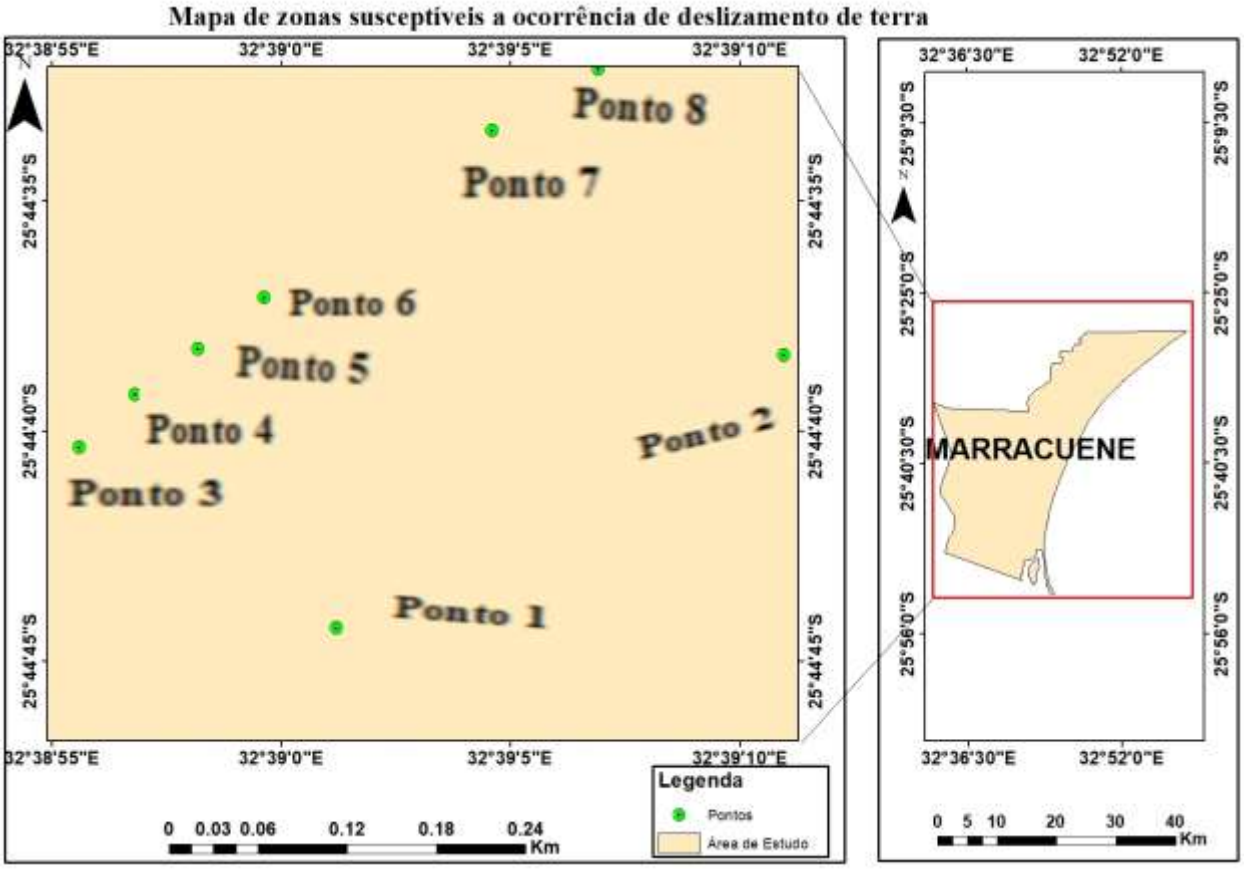


Figura 15. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra. Fonte: (Elaborado pelo Autor).

Figura 16. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra.

Figura 17. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra.

Figura 18. Ilustrando zonas/pontos susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra.

5.1.2. Área de estudo onde foram colhidas as amostras

As amostras de areias foram recolhidas na cratera do bairro 29 Setembro distrido de Marracuene próximo a EN1, As amostras colhidas na área de estudo, foram um total de 6, denominadas 1A, 2A, 3A, 4A, 5A, 6A, colhidas numa profundidade de 0.5 metros, num talude com extensão de 70 metros, preparadas no Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM) aplicando – se o ensaio de peso especifico, ensaios de identificação e classificação dos solos (análise granulométrica e limites de consistência) e os ensaios de corte directo, para a determinação de parâmetros de cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno), pode-se observar o mapa da área de estudo na (Figura 19).

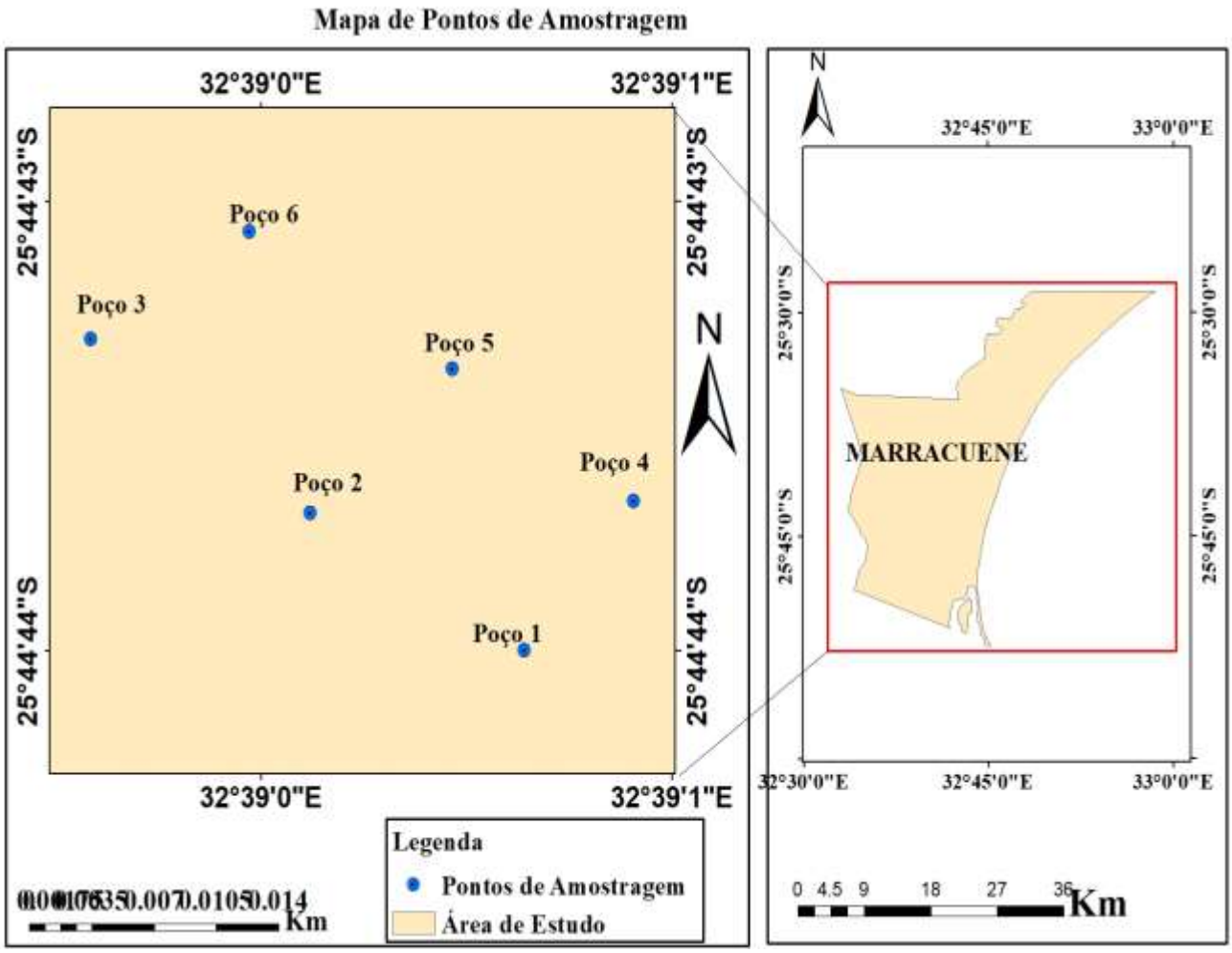


Figura 19. Ilustrando a Área de estudo onde foram colhidas as amostras. Fomte: (Elaborado pelo Autor).

Figura 20. Ilustrando Trado manual.

Figura 21. Ilustrando tubo PVC contendo amostra.

5.1.3. Ensaio de peso específico natural

Amostra n˚ 1A.

Tabela 3. Ensaio de peso específico.

Peso	157,69	(g)
Diâmetro	3,9	(cm)
Altura	7,6	(cm)
Área	19,3	(cm2)
Volume	146,68	(cm3)
Densidade	1,08	(g/cm3)

Norma ASTM D7263 – 09 – Peso específico natural

5.1.4. Ensaios de identificação e classificação dos solos (análise granulométrica e limites de consistência)

Figura 22. Ilustrando o ensaio de granulometria.

Tabela 4. Apresenta resultados do ensaio de granulometria.

PENEIROS US BS	PESO RET Pn P'n	% RETIDA	% TOTAL QUE PASSA
3.36	0	0	100
2	0	0	100
1.19	0	0	100
0.595	2.37	2.4	97.6
0.42	18.57	18.6	79
0.297	28.89	28.9	50.1
0.27	25.43	5.4	44.7
0.149	27.23	27.2	17.5
0.074	8.28	8.3	9.2

Norma ASTM D421 – 98 – Análise granulométrica

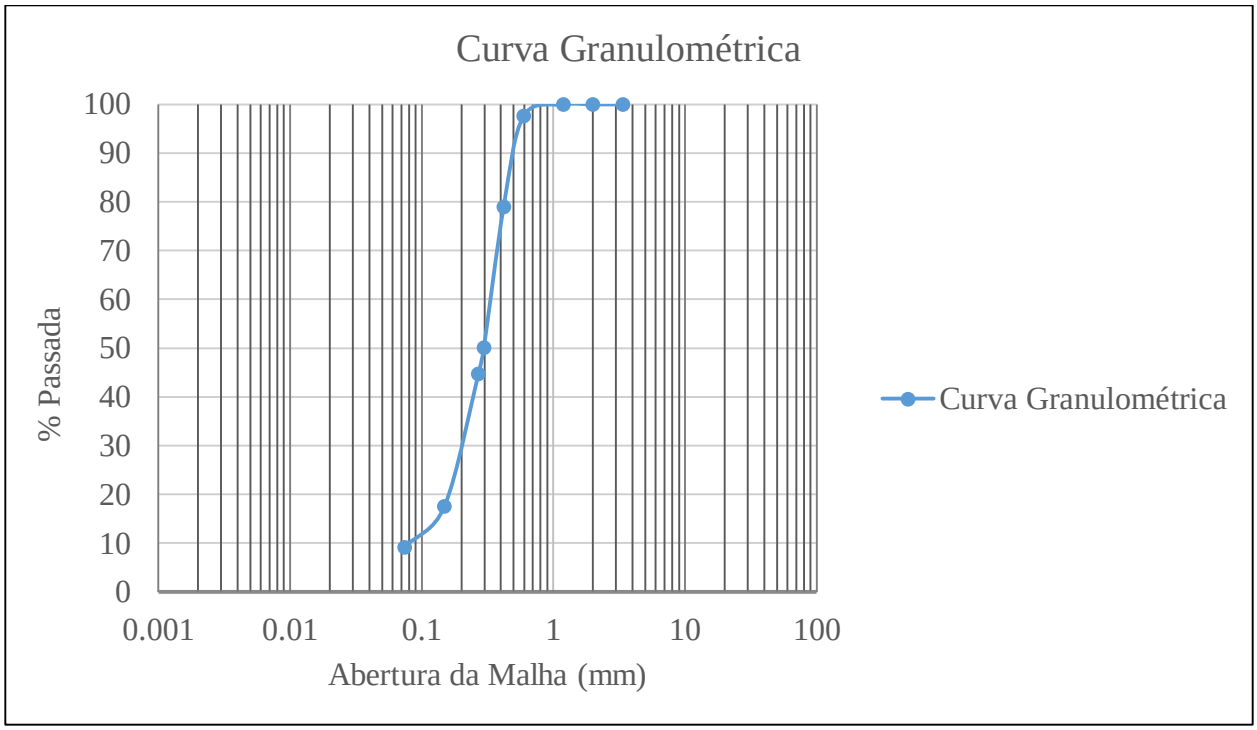


Gráfico 1. AMOSTRA 4A.

Tabela 5. Apresenta resultados do ensaio de granulometria.

PENEIROS US BS	PESO RET Pn P'n	% RETIDA	% TOTAL QUE PASSA
3.36	0	0	100
2	0.05	0.1	99.9
1.19	0.08	0.1	99.8
0.595	2.25	2.3	97.5
0.42	8.38	8.4	89.1
0.297	14.92	14.9	74.2
0.27	22.19	22.2	52
0.149	31.86	31.9	20.1
0.074	9.8	9.1	11

Norma ASTM D421 – 98 – Análise granulométrica

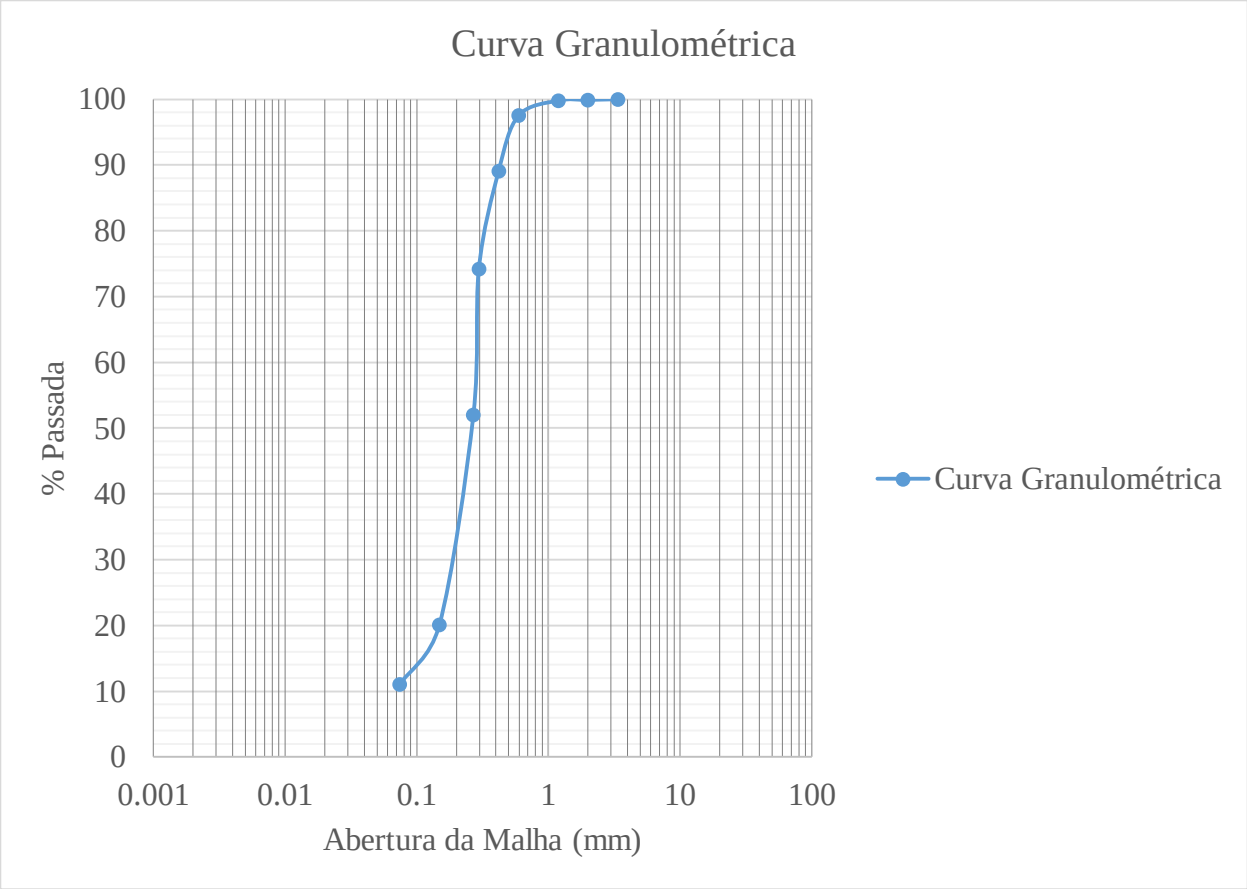


Gráfico 2. AMOSTRA 5A.

Tabela 6. Apresenta resultados do ensaio de granulometria.

PENEIROS US BS	PESO RET Pn P'n	% RETIDA	% TOTAL QUE PASSA
3.36	0	0	100
2	0	0	100
1.19	0	0	100
0.595	2.37	2.4	97.6
0.42	12.44	12.4	85.2
0.297	23.84	23.9	61.4
0.27	23.11	23.1	38.3
0.149	23.44	23.4	14.9
0.074	7.06	7.1	7.8

Norma ASTM D421 – 98 – Análise granulométrica

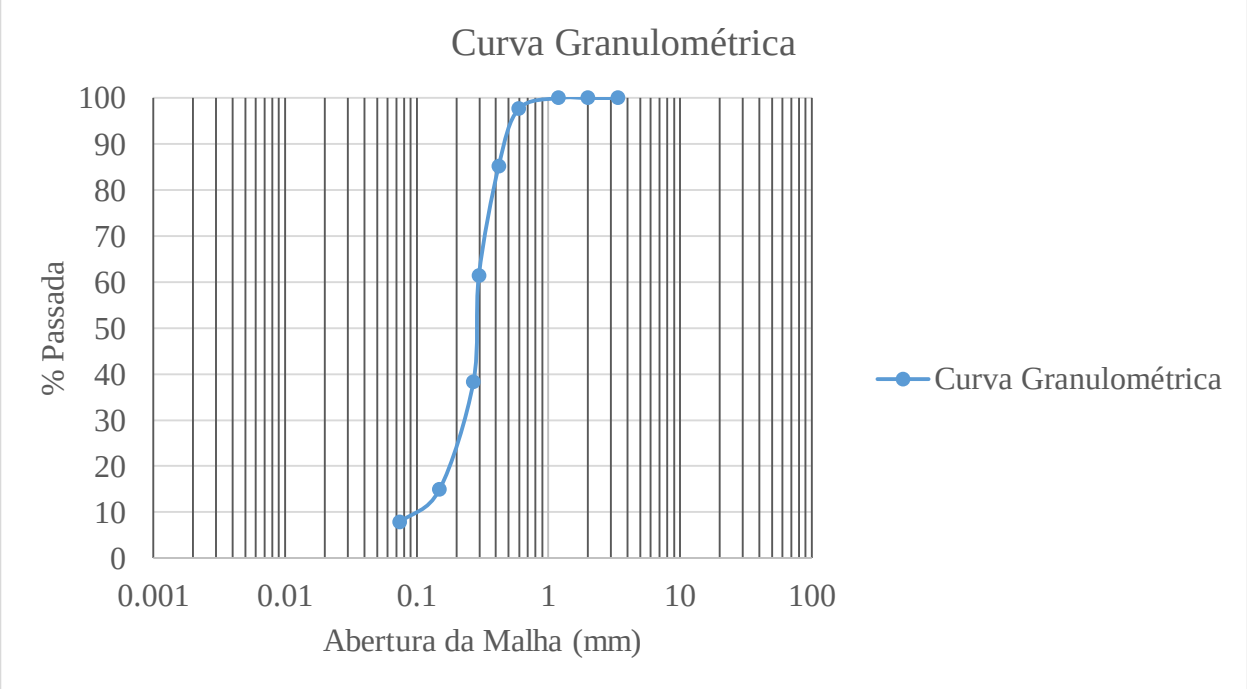


Gráfico 3. AMOSTRA 6A.

5.1.4. Ensaios de corte directo, para a determinação de parâmetros de resistência cisalhamento (coesão e ângulo de atrito interno)

Figura 23. Ilustrando equipamento de ensaio de corte directo.

Figura 24. Ilustrando preparação da amostra para o ensaio de corte directo.

Figura 25. Ilustrando preparação da amostra para o ensaio de corte directo.

Tabela 7. Apresenta resultados de ensaio de corte directo, Amostra 2A.

Box area (cm2)	Normal load (Kgf)	Normal stress (Kg/cm2)	max displacement (0.001mm)	Shear load (Kgf)	Shear stress (Kg/cm2)
36	20	0.55	90	18	0.50
36	40	1.11	150	30	0.72
36	80	2.22	259	51.8	1.27

Tabela 8. Apresenta resultados de ensaio de corte directo, Amostra 3A.

Box area (cm2)	Normal load (Kgf)	Normal stress (Kg/cm2)	max displacement (0.001mm)	Shear load (Kgf)	Shear stress (Kg/cm2)
36	20	0.55	90	18	0.50
36	40	1.11	150	30	0.75
36	80	2.22	259	51.8	1.18

Tabela 9. Apresenta resultados de ensaio de corte directo, Amostra 4A.

Box area (cm2)	Normal load (Kgf)	Normal stress (Kg/cm2)	max displacement (0.001mm)	Shear load (Kgf)	Shear stress (Kg/cm2)
36	20	0.55	90	18	0.50
36	40	1.11	150	30	0.70
36	80	2.22	259	51.8	1.18

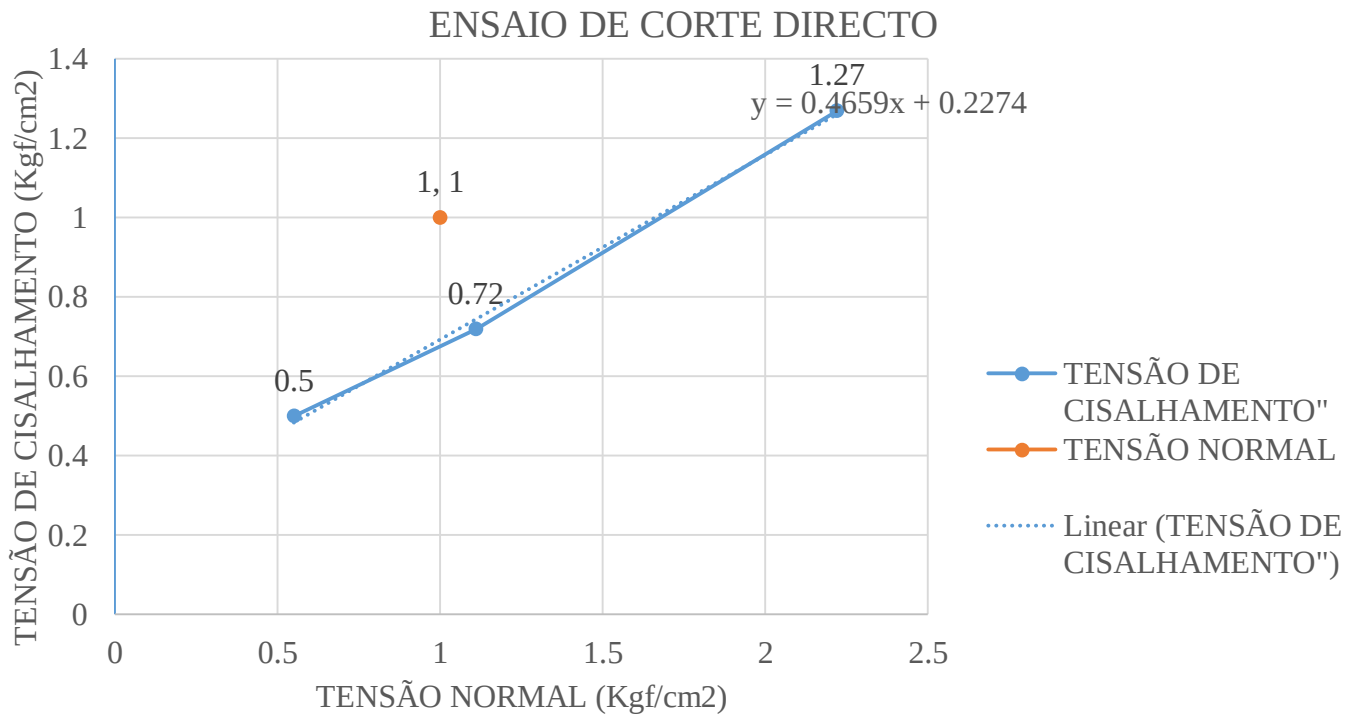


Gráfico 4.

Tabela 10. Apresenta resultados de ensaio de corte directo.

d =	0.2274	
θ =	0.436	Radianos
φ =	27.7685	Graus
c =	0.257	kPa

Norma ASTM D3080 – 98 – Ensaio de corte directo

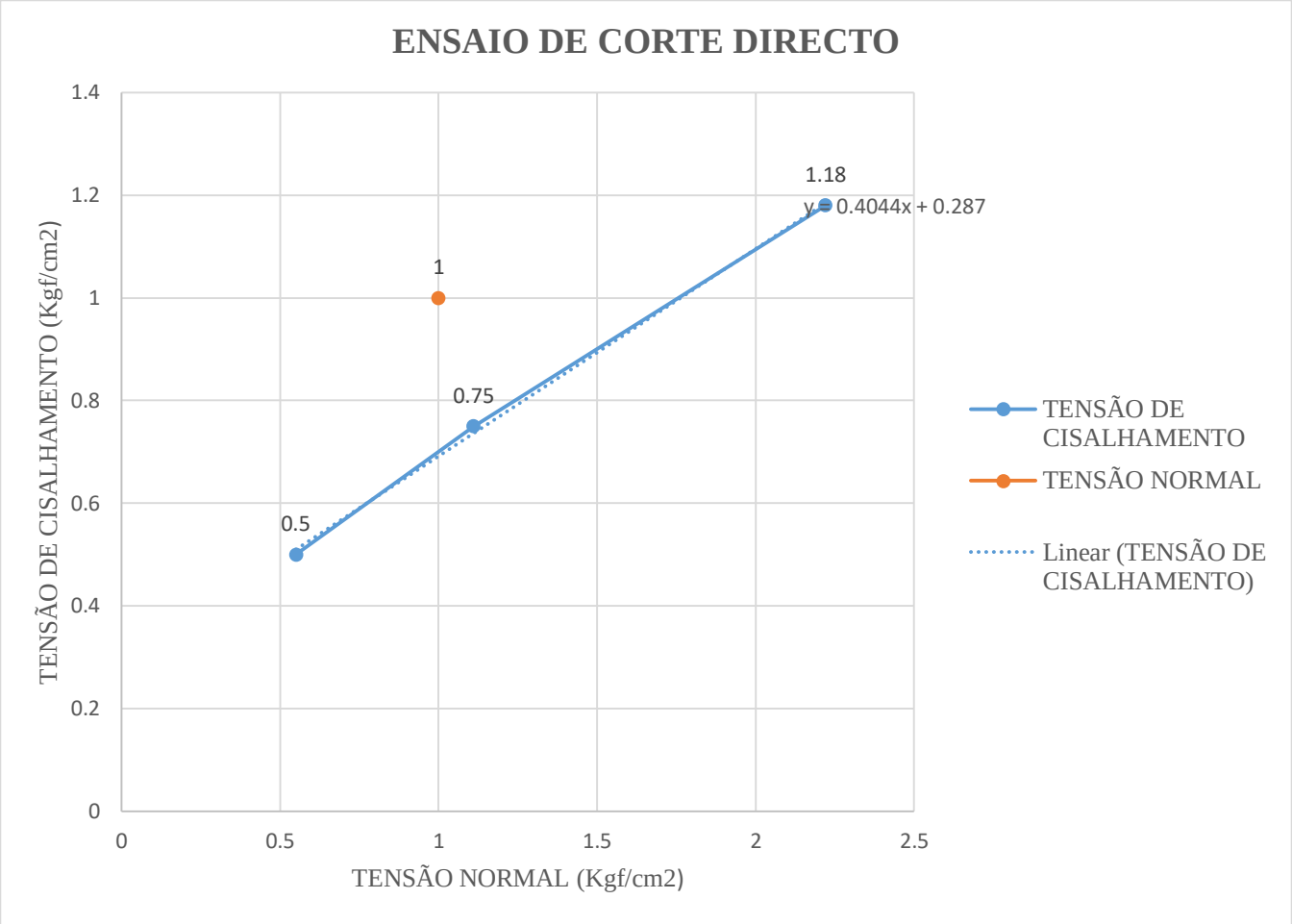


Gráfico 5.

Tabela 11. Apresenta resultados de ensaio de corte directo.

d =	0.287	
θ =	0.42799	Radianos
φ =	27.1415	Graus
c =	0.32251	kPa

Norma ASTM D3080 – 98 – Ensaio de corte directo

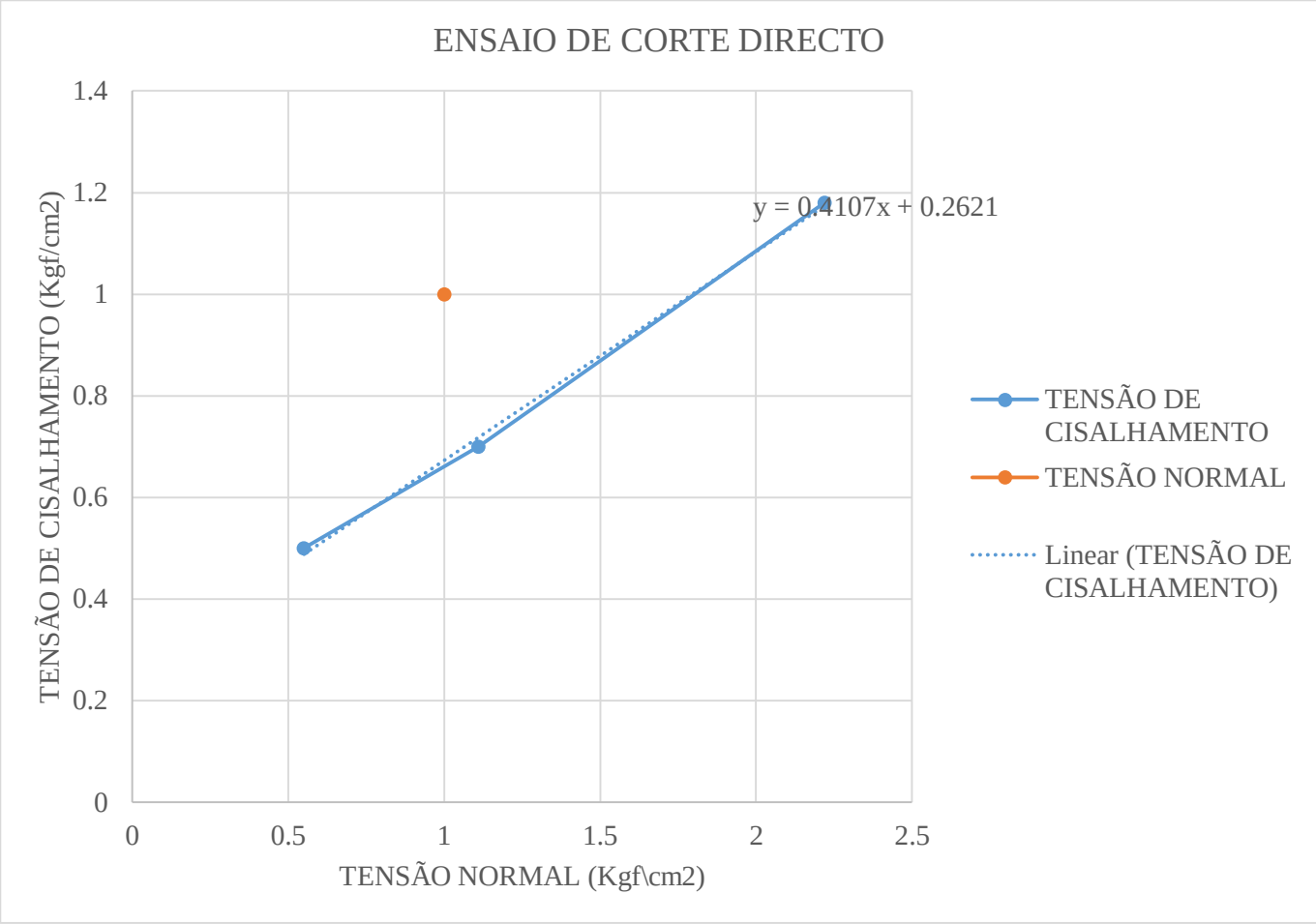


Gráfico 6.

Tabela 12. Apresenta resultados de ensaio de corte directo.

d =	0.2621	
θ =	0.43546	Radianos
φ =	27.7264	Graus
c =	0.2961	kPa

Norma ASTM D3080 – 98 – Ensaio de corte directo

CAPÍTULO 6
DISCUSSÃO DE RESULTADOS

6.1. Ensaios de identificação e classificação dos solos e ensaio de corte directo

Para a identificação e classificação dos solos, obedeceram-se curvas granulométricas obtidas dos ensaios de análise granulométrica coadjuvadas com os resultados dos limites de consistência realizados.

Da interpretação feita dos dois resultados, concluiu-se que os solos estudados são do tipo SM (Areia Siltosa), de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS).

Para a obtenção da referida classificação, verificou-se que nas curvas granulométricas (Páginas 42, 43 e 44) que mais de 50% do material ficou retido no peneiro nº 200, percentagem essa que enquadra os solos no grupo de solos grossos. Verificou – se em seguida que mais de 50% da fração grossa passou pelo peneiro nº 4, o que enquadra os solos no grupo das areias. Após a análise da curva granulométrica, procedeu-se a análise da plasticidade onde verificou-se que o índice de plasticidade é menor que 4, representado abaixo da "linha A" na carta de plasticidade (Figura 26), tendo – se daí obtido como símbolo do grupo o SM. O nome do grupo (Areia Siltosa), foi obtido a partir do monograma de nomes grupos para solos com pedregulho e areia (fonte: Annual Book of ASTM Standards, 04.06 American Society for Testing and Materials, 2004).

Determinação de limites de consistência das amostras 4A, 5A, 6A e classificação com base no sistema unificado dos solos.

Percentagem que passa 5<#200<12 , Classificação SP SM, areia siltosa mal graduada.

Norma ASTM D4318 – 00 – Determinação de limites de consistência

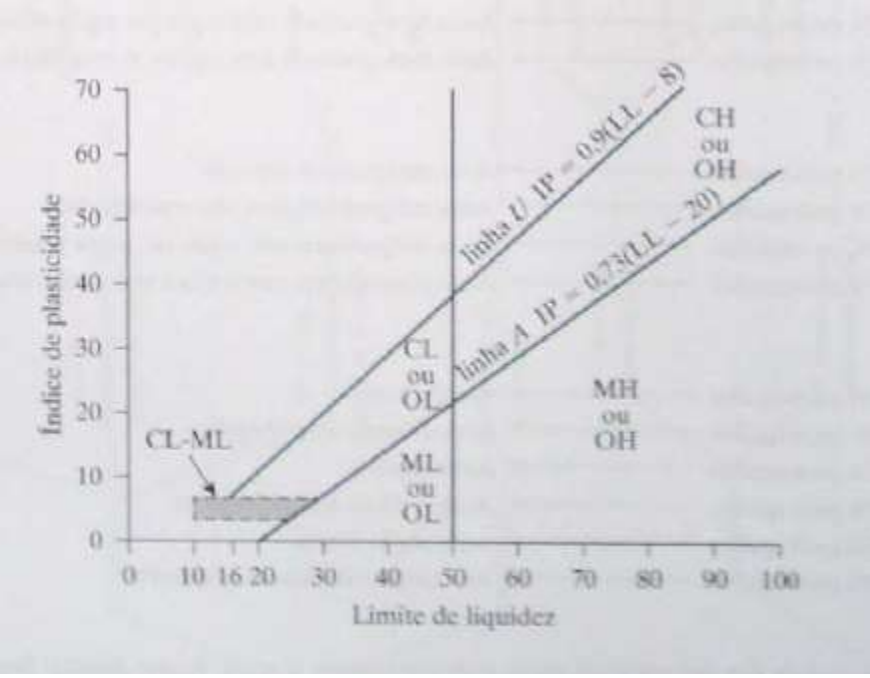


Figura 26. Gráfico de Plasticidade. Fonte: (Das, B. M. 2010).

Ensaio de corte directo: De acordo com os diagramas de ensaios de corte direto (Páginas 48, 49 e 50), foi possível obter por medição direta no diagrama, os valores da coesão (c) e do ângulo de atrito interno (ϕ). Os valores obtidos foram c = 0.257 e ϕ = 27.7685, para a AMOSTRA 2A, c = 0.32251 e ϕ = 27.1415, para a AMOSTRA 3A, c = 0.43546 e ϕ = 27.7264, para a AMOSTRA 4A. Onde observou-se alto ângulo de atrito interno e baixa coesão, comportamento das areias.

Os valores obtidos correspondem a parâmetros de resistência do solo que podem ser ajustadas a equação de Coulomb ($\tau = c + \sigma_n \tan\phi$), para a determinação da tensão de cisalhamento, onde:

τ - tensão de cisalhamento

c - coesão

σ_n - tensão normal aplicada

ϕ - ângulo de atrito interno

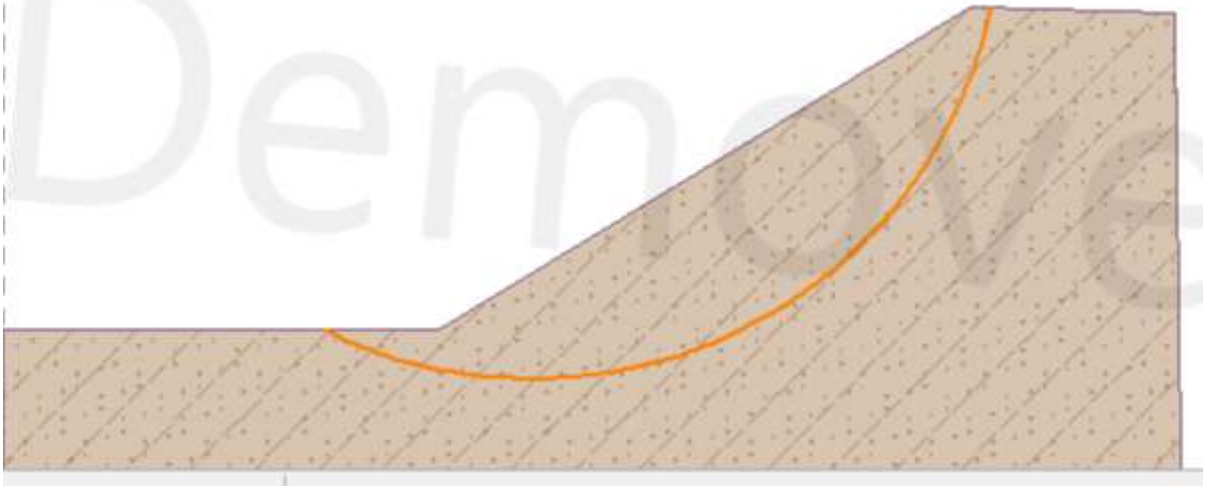


Figura 27. Ilustrando o talude da área em estudo. Fonte: (Elaborado pelo Autor).

H = 4.68 m e $\alpha = 34.54^{\circ}$, a altura e ângulo de inclinação do talude no terreno.

As amostras de solo, apresentam uma elevada fração de areias, constituídas essencialmente por areia e silte, percentagem que passa 5<#200<12;

Através da classificação unificada, a amostra é classificada por SP SM areia siltosa mal graduada.

Procedeu-se o ensaio de corte directo nas amostras. observou-se alto ângulo de atrito interno e baixa coesão, comportamento das areias.

Através do estudo da carta geológica que classificou geologicamente, o local da recolha da amostra como zona da Formação da Ponta Vermelha, era de esperar que contivesse uma grande fração de areias. Analizou-se também a estabilidade do talude com recurso ao software Geostudios onde foram inseridos dados de campo referente a altura e o ângulo de inclinação do talude e os dados laboratoriais com os valores de peso específico, coesão e ângulo de atrito interno. Com o resultado da análise feita, o talude é estável, com um Factor de Segurança maior, FS =1.72>1.50.

.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

7.1. Conclusão

O presente trabalho tinha como objetivo estudar a análise geológica e geotécnica de estabilidade de taludes, dessa forma para efetuar esse estudo houve a necessidade de realizar vários tipos de ensaios experimentais. Para além desses ensaios também houve a necessidade de realizar uma diversificada investigação de informação, sobre este tema. Os ensaios experimentais que foram realizados foram importantes, para podermos caracterizar os seus parâmetros e as suas resistências. Com os resultados dos parâmetros e das resistências, definiu-se algumas correlações.

Nos ensaios de identificação e classificação dos solos (análise granulométrica e limites de consistência), conclui-se que:

- As amostras de solo apresentam uma elevada fração de areias, constituídos essencialmente por areia e silte. Através da classificação unificada, a amostra é classificada por SP SM areia siltosa mal graduada.
- Através do estudo da carta geológica que classificou geologicamente, o local da recolha da amostra como zona da Formação da Ponta Vermelha, era de esperar que contivesse uma grande fração de areias o que foi confirmado com os ensaios geotécnicos .
- Após se efetuar os ensaios de identificação e classificação dos solos, procedeu-se o ensaio de corte directo nas amostras, onde observou-se alto ângulo de atrito interno e baixa coesão, comportamento das areias.
- Procedeu-se o ensaio do peso específico natural onde determinou-se a densidade do solo com base na amostra.
- Analisou-se também a estabilidade do talude com recurso ao software Geostudios onde foram inseridos dados de campo referente a altura e o ângulo de inclinação do talude e os dados laboratoriais com os valores de peso específico, coesão e ângulo de atrito interno, com o resultado da análise feita, o talude é estável, com um Factor de Segurança maior, FS =1.72>1.50.

- Foram mapeadas as zonas susceptíveis a ocorrência de deslizamento de terra, onde extrairam-se os pontos de amostragem e as respectivas coordenadas.
- Com recurso aos pontos de amostragem extraidos dos locais supostamente instáveis na área de estudo, foram propostas soluções para estabilização dos locais que são retaludamento, drenagem, proteção artificial, cobertura vegetal.

.

7.2. Recomendações

Por fim este trabalho de análise geológica e geotécnica de estabilidade de taludes é bastante extenso e do qual existe bastante informação. Assim desta forma sugerem-se alguns trabalhos a serem realizados posteriormente, de modo a complementar este trabalho. Podendo assim sugerir alguns trabalhos futuros:

- Aprimoramento de tecnologias de monitoramento.
- Projectar solucções de estabilização adaptáveis a variações climáticas exemplo sistemas de drenagem modular.
- Métodos sustentáveis e inovadores de estabilização, exemplo vegetação de raízes profundas para reforço de taludes e incorporar conhecimentos tradicionais de comunidades locais sobre sinais naturais de instabilidade.
- Técnicas de baixo impacto, muros de solo reforçado.
- Avanços em simulação computacional em explorar potencial para resolver equações de dinâmica de taludes com alta complexidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

8.Referências bibliográficas

- FERNANDES, G. (2000). Caracterização Geológica-Geotécnica e Proposta de Estabilização da Encosta do Morro do Curral- Centro de Artes e Convenções de Ouro Preto, Ouro Preto- Brasil;
- SILVA, A. M. P, (2015). Caracterização Geológica e Geotécnica da área Compreendida entre o Lumiar e o Olival Basto, UL, Lisboa-Portugal;
- VEIGA, A. Q. N, (2011). Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros. U.C, Leiria-Portugal;
- Das, B. M. (2010). Fundamentos De Engenharia Geotécnica.Sao Paulo, Brasil: Thomson Learning.
- GUIDICINE, Guido; NIEBLE, Carlos M.. 1. Escavação 2. Estabilização do solos. 3. Taludes (Mecânica dos Solos). 2. ed. São Paulo: Blucher, 1983. 194 p.
- PINTO, Carlos de Souza. Mecânica dos Solos**:** Mecânica dos solos - Estudo e Ensino. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 354 p.
- MASSAD, Faiçal. Obras de terra. 1.ed.São Paulo: Oficina de Textos, 2003, 170 p.
- TERZAGHI, Karl. Mecanismo dos Escorregamentos de Terra. São Paulo: Grêmio Politécnico, 36 p.
- GEORSCOVICH, Denise M. S.. 1. Engenharia de estruturas 2. Geotécnica 3. Geotêxteis 4. Mecânica dos solos I.1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012. 166 p.
- FREIRE, E.P.; 1995. Estabilidade de Taludes Naturais em Solos nos Morros da Cidade de Santos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM – 020A/95. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 108 p.
- B. B. K. Huat, D. G. Toll, and A. Prasad, Hand Book of Tropical Residual Soils Engineering.
- C.R.C.Press/Balkema, 2012.

9. Anexos

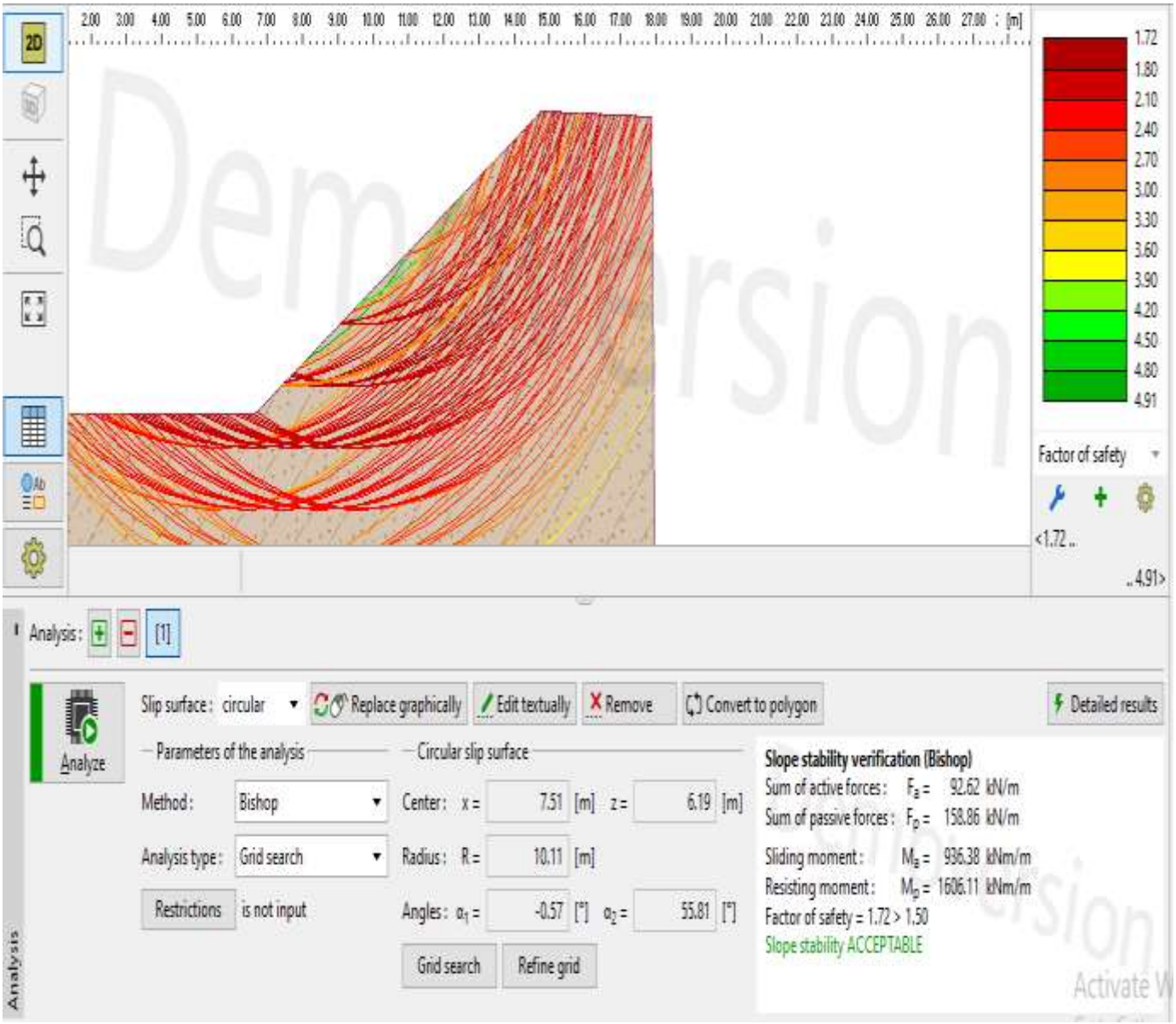


Figura 28.Ilustrando o Factor de Segurança do talude. Fonte: (Elaborado pelo Autor).

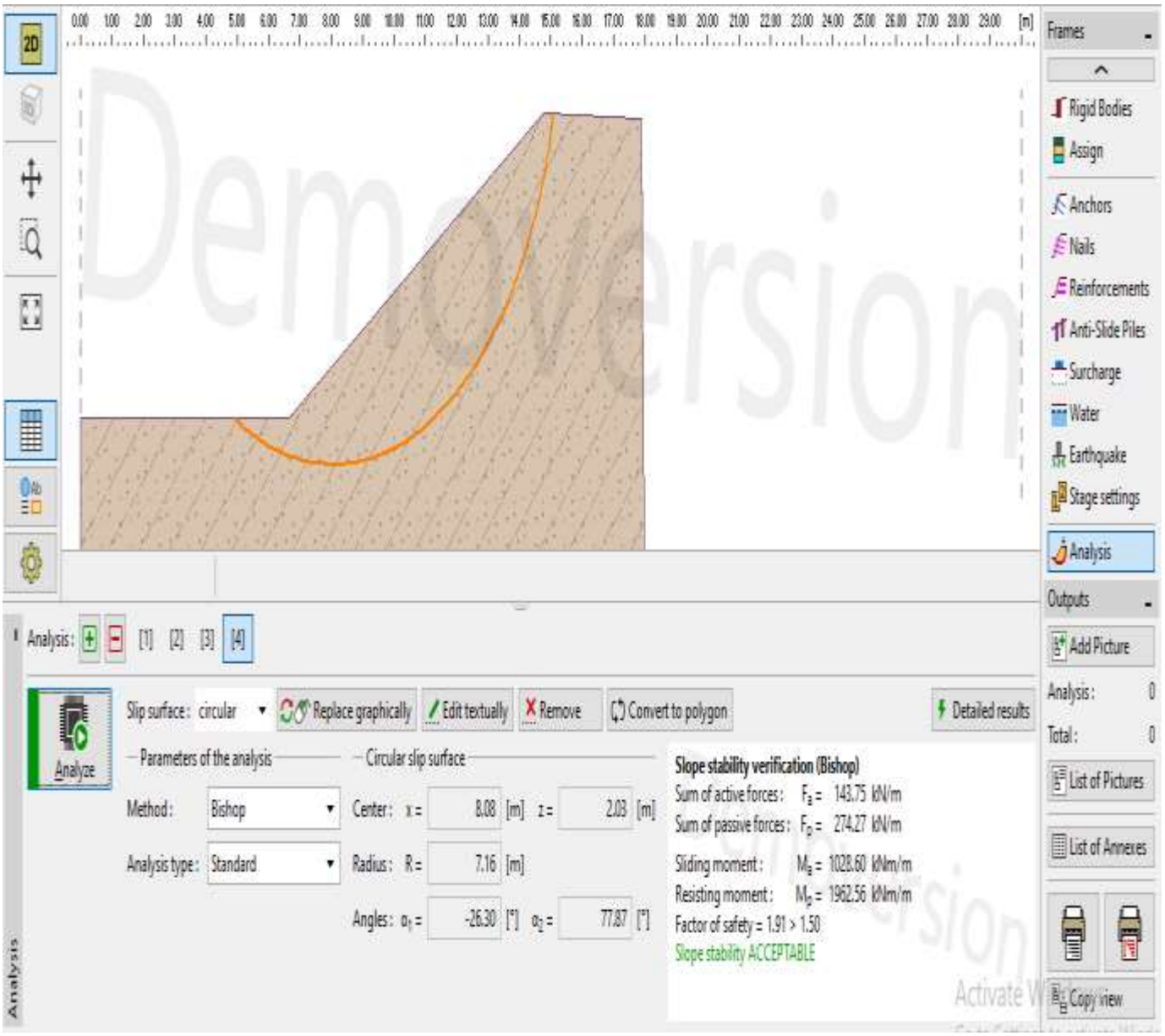


Figura 29. Ilustrando a estabilidade do talude. Fonte: (Elaborado pelo Autor).