



UNIVERSIDADE
E D U A R D O
M O N D L A N E

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

**Caracterização Geotécnica de Solos Através de Ensaios
Laboratoriais Para Aplicação em Estruturas de Pavimento
Caso de Estudo: Bairro do Albazine na Cidade de Maputo**

Autor :

Manuel José Vaz

Supervisor:

Engº Celso Nicols

Maputo, Setembro de 2022

Manuel José Vaz

**Caracterização Geotécnica de Solos Através de Ensaios
Laboratoriais Para Aplicação em Estruturas de Pavimento
Caso de Estudo: Bairro do Albazine na Cidade de Maputo**

Relatório de Estágio apresentado no Departamento de
Engenharia Civil da Universidade Eduardo Mondlane,
como parte dos requisitos necessários para a obtenção
do grau de Licenciatura em Engenharia Civil

Maputo, Setembro de 2022

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus, pela vida, saúde e coragem em continuar em busca dos meus sonhos; meu agradecimento dirigido ao meu Orientador, Eng^o Celso Nicols que deu todo o seu apoio, espírito crítico, disponibilidade, interesse e capacidade demonstrada na orientação deste trabalho.

Um especial agradecimento a empresa LEM e ao Eng^o Arouca, chefe do Departamento de Geotecnia do LEM, aos técnico de laboratório, na área de Geotecnia e Vias de Comunicacao, que me acolheram como estagiário e a toda a equipa com quem tive oportunidade de trabalhar. Um muito obrigado pelos conhecimentos transmitidos, por todo o apoio e confiança ao longo do estágio, que contribuiu de forma significativa para a percepção e a elaboração do presente trabalho.

A nível exclusivamente pessoal, um breve agradecimento a minha esposa Nelsa Odete Patricio Rafael, os meus filhos, amigos e colegas, especialmente aqueles que apoiaram-me na moral e disponibilizaram-se em ajudar-me em todas dificuldades que encontrei na realização do presente trabalho, bem como a minha família, o meu pai Jose Francisco Vaz, à minha mãe, Teodosia Ismael lobene, aos meus irmãos, que sempre me apoiaram na longa caminhada académica.

Índice de Figuras

Figura 1.- Sistema de Várias Camadas.Fonte: SENÇO, (2007)	7
Figura 2.- Cargas Aplicadas em um Pavimento. Fonte: SANTANA (1990).....	8
Figura 3. - <i>Estrutura típica de um pavimento flexível. Fonte: Manual de Técnicas de Pavimentação (DINIT, 2008)</i>	9
Figura 4 – Localização do local de estudo. Fonte: O Autor.....	27
Figura 5. - a) Conjunto de peneiros para a realização da peneiração; b) proveta com solo em suspensão e outra com água destilada que contém no interior o densímetro e o termómetro.....	31
Figura 6. - <i>Aparelhos utilizados para a realização dos ensaios de consistência</i> ,	33
Figura 7. - <i>Utensílios utilizados para a realização do ensaio de compactação</i>	38
Figura 8. - Esquema do ensaio de corte direto. (Adaptado de Head, 1994).	38

Índice de tabelas

Tabela 1. - Classificação dos solos (HRB) Highway Research Board. Fonte: SENÇO.W. Manual de Técnicas de Pavimentação. São Paulo: Pini, 1997.v.2. 671p.....	22
Tabela 2. - Sistema unificado de classificação dos solos. Fonte: DINIT, 2006	24
Tabela 3. - Resultado de valores de teor de água ótima e baridade máxima seca. (Autor, 2022)	46

Índice de Gráficos

Grafico 2. - Curva de Distribuição Granulométrica (Autor, 2022 Adaptado Microsoft Excel)	43
Índice de plasticidadeGrafico 3	44
Grafico 4. - <i>Curva de Compactação Proctor Normal. Fonte: (Autor, 2022. Adaptado do Microsoft Excel)</i>	47
<i>Grafico 5. - Gráfico tensão normal vs. resistência ao corte para a amostra.</i>	48
Grafico 6. - <i>Envoltoria de Resistencia de pico do solo estudado. Fonte: (Autor, 2022. Adaptado do Microsoft Excel)</i>	49
Grafico 7. – Tensão Vertical vs Índice de Vazios. Fonte: (Autor, 2022. Adaptado do Microsoft Excel).....	50

Abreviaturas

UEM – Universidade Eduardo Mondlane

LEM – Laboratório de Engenharia de Moçambique

ASTM – American Society for Testing and Materials

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

AASHTO – American Association State Highway and Transportation Officials

CEPSA – Companhia Portuguesa de Petróleo

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

IP – Índice de Plasticidade

NP – Norma Portuguesa

Hi – Altura inicial

A – Área

D – Diâmetro

G – Densidade

γ – Peso específico

CV – coeficiente de assentamento

μ – Viscosidade

Z – Profundidade

t – Tempo

1. Índice

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJECTIVOS.....	1
1.1.1. Objectivo Geral	1
1.1.2. Objectivos Específicos	2
1.2. APRESENTAÇÃO DA INSTITUIÇÃO ACOLHEDORA	2
1.2.1. Atribuições do LEM.....	3
1.2.2. Departamento de Geotécnia	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. Historia da Geotécnia.....	6
2.2. Características dos Solos para Estrutura de Pavimentos.....	6
2.3. Origem e Formação dos solos	12
2.3.1. Classificação dos solos quanto à sua origem	13
2.3.2. A Escolha de Materiais Naturais Para a Pavimentação.....	16
2.3.3. Sistema de Classificação dos Solos	17
2.3.4. Sistema Rodoviário de classificação.....	18
2.3.5. Sistema Unificado de Classificação dos Solos (S.U.C.S.)	22
3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO EM ESTUDO	26
4. METODOLOGIA	27
4.1. Caracterização Geotécnica	28
4.1.1. Ensaio de Granulometria	28
4.1.2. Ensaio de Limites de Consistência	32
4.1.2.1. Preparação das Amostras	32
4.1.2.2. Limite de Liquidez	33
4.1.2.3. Limite de Plasticidade	33
4.1.2.4. Índice de Plasticidade (IP)	34
4.1.3. Ensaio de Compactação	35
4.1.4. Ensaio de Corte Direto – Caixa de Corte	38
4.1.4.1. Objectivo e a Finalidade.	38
4.1.5. Ensaio edométrico	39
✓ Pressão De Pré-Adensamento	41

5. CASO DE ESTUDO	42
5.1. Enquadramento do Problema.....	42
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
6.1. Análise Granulométrica	42
6.2. Limite de Consistência	44
6.2.1. Limite de Liquidez	44
6.2.2. Limite de Plasticidade	44
6.3. Classificação para Pavimentação Rodoviária (TRB).....	45
6.4. Classificação Geotécnica dos Materiais (SUCS).....	46
6.5. Ensaio de Compactação	46
6.6. Ensaio de corte directo.....	47
6.7. Ensaio Edométrico	49
7. CONCLUSÃO	51
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	52

1. INTRODUÇÃO

Para obras de implantação de estradas, o estudo das características dos materiais utilizados na pavimentação é de extrema importância, uma vez que existe uma grande variação nos tipos e características de solos. Por esse motivo é necessário analisar suas propriedades em relação a resistência, deformabilidade e permeabilidade, tanto no seu estado natural quanto no seu estado compactado.

Este trabalho consiste em determinar e classificar características geotécnicas do solo da região de Albasine no município de Maputo em diferentes classificações, como também apresentar a finalidade do solo em análise para uso nas construções dos pavimentos de estradas.

As propriedades do solo em estudo foram determinadas pelos ensaios geotécnicos de laboratório, baseando-se nos resultados obtidos foram classificados nas duas classificações geotécnicas mais difundidas, a classificação para fins rodoviários TRB (Transportation Research Board) e o SUSC – (Sistema Unificado de Classificação dos Solos). A análise dos dados da amostra obtidos através de ensaios, possibilitaram a caracterização do solo, bem como a sua indicação mesmo para a pavimentação.

1.1. OBJECTIVOS

1.1.1.Objectivo Geral

Esse trabalho tem como objetivo analisar e classificar o solo do bairro de Albazine na cidade de Maputo para fins de aplicação como camada de pavimento. Para essa avaliação foram realizados ensaios em laboratório, a fim de levantar as informações técnicas a respeito do solo; Foram utilizados ensaios tradicionais como: Limite Liquidez, Limite de Plasticidade, Granulometria, ensaio de corte direto, ensaio Edométrico e ensaio de Compactação Proctor normal.

1.1.2. Objectivos Específicos

Os objectivos específicos são:

- ✓ Analizar os processos de formação de solos.
- ✓ Abordar de forma breve a constituição de um pavimento e os requisitos necessários aos solos usados como camada de base/sub-base dos mesmos;
- ✓ Descrever todo o processo de ensaios de caracterização de solos;
- ✓ Mostrar resultados provenientes de todos ensaios efectuados;
- ✓ Avaliar a variação da resistência devido à inundação dos corpos de prova nos ensaios de corte direto;
- ✓ Avaliar se os solos podem ser usados para construção da camada de base/sub-base de um pavimento.

1.2. APRESENTAÇÃO DA INSTITUIÇÃO ACOLHEDORA

O Laboratório Nacional de Engenharia (LEM) é uma empresa pública criada em 1947 para prestar serviços de apoio para as obras públicas. A 11 de Janeiro de 1964, o Laboratório de Engenharia de Moçambique foi reconhecido oficialmente como Laboratório de Ensaios de Materiais e Mecânica do Solo através da publicação em Boletim Oficial do Diploma Legislativo Nº 2442. A 4 de Julho de 1970 através da publicação oficial do Decreto Nº 287/70 no Boletim Oficial de Moçambique (Apêndice D). O LEM foi dotado de um quadro organizacional completo e conferiu-lhe uma maior autonomia administrativa e financeira. O Decreto 287/70 ainda estabelece os termos de referência oficiais do LEM.

Este documento determina que os objectivos primários do LEM são:

- Realizar, promover e coordenar a pesquisas e os estudos experimentais no campo da engenharia civil, tanto por iniciativa própria como por solicitação de entidades públicas ou privadas;
- Colaborar com instituições de ensino na preparação de pessoal técnico em diferentes níveis de especialização.

A 9 de Junho de 1998 foi alterado o Estatuto Orgânico do LEM através da publicação oficial, no Boletim da República (I Série, Número 22, 5º Suplemento), do Decreto nº 28/98 de 9 de Junho. Este documento determina que:

- A finalidade do LEM é garantir a investigação, homologação e controlo de qualidade no domínio da engenharia civil e dos materiais de construção, especialmente em relação às obras públicas;
- O LEM tem por atribuições empreender, coordenar, homologar os resultados da investigação e os estudos experimentais no campo de engenharia civil e dos materiais de construção e colaborar com estabelecimentos de ensino na preparação do pessoal técnico dos vários graus de especialização e revisão dos respectivos currículos.

1.2.1. Atribuições do LEM

O LEM tem como atribuições:

Empreender investigações, estudos e ensaios quer por sua iniciativa quer por solicitação de entidades públicas particulares nacionais ou estrangeiras;

- Proceder ao controlo de qualidade dos materiais de construção aplicados ou a empregar em obras públicas;
- Realizar o controlo de qualidade e homologação dos materiais de construção;
- Homologar sistemas construtivos e controlar a qualidade de elementos de construção;
- Proceder à observação do comportamento de obras de engenharia, com vista a avaliar as suas condições de durabilidade e segurança;
- Prestar consultoria e assistência técnica quando solicitado
- Acordar com ou contratar outras organizações, públicas ou particulares, nacionais ou estrangeiras, para a realização de investigação, estudos e ensaios de interesse;
- Criar, instalar e assistir laboratórios locais especializados junto das obras, sempre que se justifique;

- Licenciar laboratórios comerciais na área de engenharia civil e de materiais de construção;
- Seleccionar, recrutar e enquadrar trabalhadores nacionais ou estrangeiros necessários para as suas actividades, nos termos legais;
- Efectuar estudos de investigação e desenvolvimento no âmbito da normalização e regulamentação técnica e elaborar a documentação necessária e colaboração com outros organismos;
- Defender a propriedade intelectual dos estudos e projectos do LEM;
- Manter intercâmbio científico e técnico no quadro das suas atribuições, tanto no plano interno como internacional;
- Prosseguir as demais atribuições que lhe forem conferidas pelo Ministro das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hidricos.

1.2.2. Departamento de Geotécnia

De entre diversos departamentos, para o presente trabalho interessa destacar o Departamento de Geotecnia, por neste ter sido onde o estágio foi realizado. O departamento de Geotecnia faz parte do LEM e é responsável por:

Apoiar o projecto de construção de obras de engenharia civil, colaborando na elaboração de cadernos de encargo – tipo;

- ✓ Realizar estudos sobre soluções de construção de elementos de fundações que envolvam novas tecnologias, bem como apreciar e homologar estudos e pareceres nesse domínio que lhe sejam submetido;
- ✓ Proceder, através de ensaios, ao controlo de qualidade dos solos no país e dos outros materiais;
- ✓ Participar em actividades normativas que tenham por exemplo a realização de aterros;
- ✓ Realizar estudos sobre patologias das construções;

- ✓ Pesquisar e desenvolver técnicas para a determinação e julgamento das propriedades dos solos para construção, Propor recomendações sobre as condições do solo e seu emprego;
- ✓ Estudar, desenvolver e disseminar técnicas para a determinação e julgamento das propriedades mecânicas e físicas dos solos na construção civil;
- ✓ Desenvolver e implementar critérios de avaliação e certificação da qualidade dos materiais usados na construção civil.
- ✓ Realizar estudos de caracterização do comportamento de elementos de fundação e obras de aterro.
- ✓ Investigar e desenvolver técnicas experimentais e analíticas para o dimensionamento de estruturas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A geologia envolve-se com a engenharia na mesma área de conhecimentos para a resolução de problemas relacionados a construção de estradas, linhas férreas, implantação de barragens, abertura de tuneis e canais, projectos de fundações e outras áreas que também necessitam do conhecimento das características do solo. (CHIOSSI, 1979)

O solo tem variadas definições a depender de qual área será empregado, isto é, na engenharia, geologia ou pedologia, as comparações entre as mesmas se tornam diferentes nos termos de conceito tradicional, nas práticas relacionando a classificação e definição do tipo de solo. (BALBO, 2007)

O autor salienta ainda que, na área da pedologia a importância se resume no facto da presença da matéria orgânica na superfície do solo o que é de interesse na agricultura. No entanto, para a geologia o solo não é apenas superficialmente, mas também as camadas que sofreram com ação do intemperismo. Na engenharia civil, o solo é compreendido com maior abrangência sendo considerado qualquer depósito de material que seja solto ou fofo, decorrente do intemperismo, degradação da rocha e até mesmo a decomposição da matéria orgânica.

2.1. Historia da Geotécnia

O ano de 1925, data em que o Prof. Karl Terzaghi publicou o seu famoso livro *Erdbaumechanik*, * constitui um marco decisivo na nova orientação a ser seguida no estudo do comportamento dos solos. Àquela data, nascia a MECÂNICA DOS SOLOS, ou seja, a mecânica dos sistemas constituídos por uma fase sólida granular e uma fase fluida. Con- quanto os seus princípios fundamentais, alguns dos quais hoje já revistos, tenham sido então publicados, somente por ocasião do Primeiro Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Fundações, realizado em 1936, essa ciência aplicada consagrou-se de maneira definitiva. (CAPUTO, 1983)

2.2. Características dos Solos para Estrutura de Pavimentos

Por definição, o pavimento é uma estrutura construída após o processo de terraplanagem e seu conjunto tem como funções econômicas e simultâneas de:

- Resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego;
- Melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança;
- Resistir aos esforços horizontais que nela actuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.

O principio da função do pavimento é de suportar todos os esforços causados pelas cargas provenientes do tráfego e das ações climáticas, desde que não manifeste nenhum tipo de danificação precoce.

Segundo Santana (1993) e Sousa (1980), citados por Muller (2005), o pavimento deve ser considerado como uma estrutura construída sobre a superfície do solo, após os serviços de terraplanagem com uma função principal de oferecer ao usuário segurança e conforto, obtidos através da utilização de materiais com diferentes características no que diz respeito a resistência e deformabilidade.

A estrutura do pavimento é apresentada na figura como sendo um Sistema com camadas finitas, ou seja, com alturas pre-determinadas que são assentadas sobre um semi-espaço infinito e desempenha a função de fundação da estrutura, conhecida como subleito. (SENÇO, 2007)

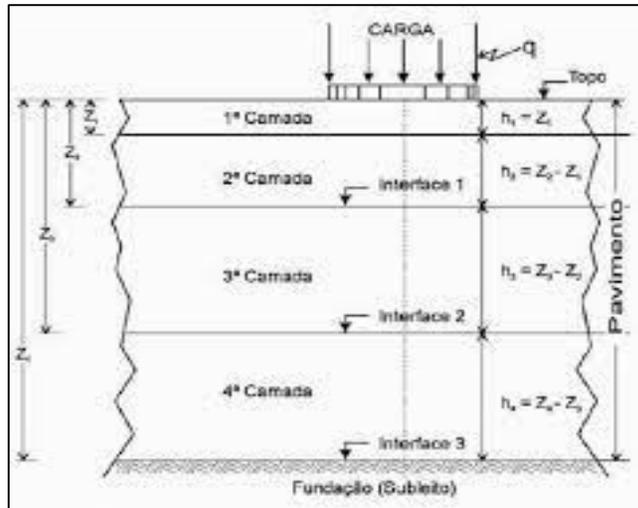


Figura 1. - Sistema de Várias Camadas. Fonte: SENÇO, (2007)

O dimensionamento do pavimento pode ser realizado considerando que a carga aplicada gere uma pressão de contacto uniformemente distribuída. Além disso, consideram, ainda, que as pressões que actuam na interface entre as camadas e o subleito sejam de acordo com a capacidade de suporte dos mesmos.

O Sistema de camadas de pavimento que está sujeito às cargas dos veículos é estudado pela área de engenharia civil conhecida como a mecânica dos pavimentos, no qual se determina as tensões, deformações e deslocamentos através dos parâmetros de deformabilidade. (MEDINA e MOTA, 2005)

Segundo Santana (1990), a distribuição das pressões no pavimento ocorre de acordo com a profundidade, sendo que as camadas superiores estão sujeitas a sofrer as maiores cargas, e desta forma exigem um material com qualidade superior as demais.

No momento que um pavimento é solicitado por uma carga de um veículo Q , que se desloca sobre o revestimento com uma velocidade v , o mesmo fica sujeito a uma tensão normal na direcção vertical δ_o (de compressão) e uma tensão cortante na direcção horizontal T_o (de corte), como mostra a figura abaixo. A estrutura de um pavimento é composta por variadas camadas que tem a função de dissipar a tensão vertical aplicada na superfície, possibilitando que o subleito receba uma parcela muito inferior da tensão.

A tensão horizontal aplicada na superfície exige que o revestimento possua uma coesão mínima para suportar a parcela do esforço de corte.

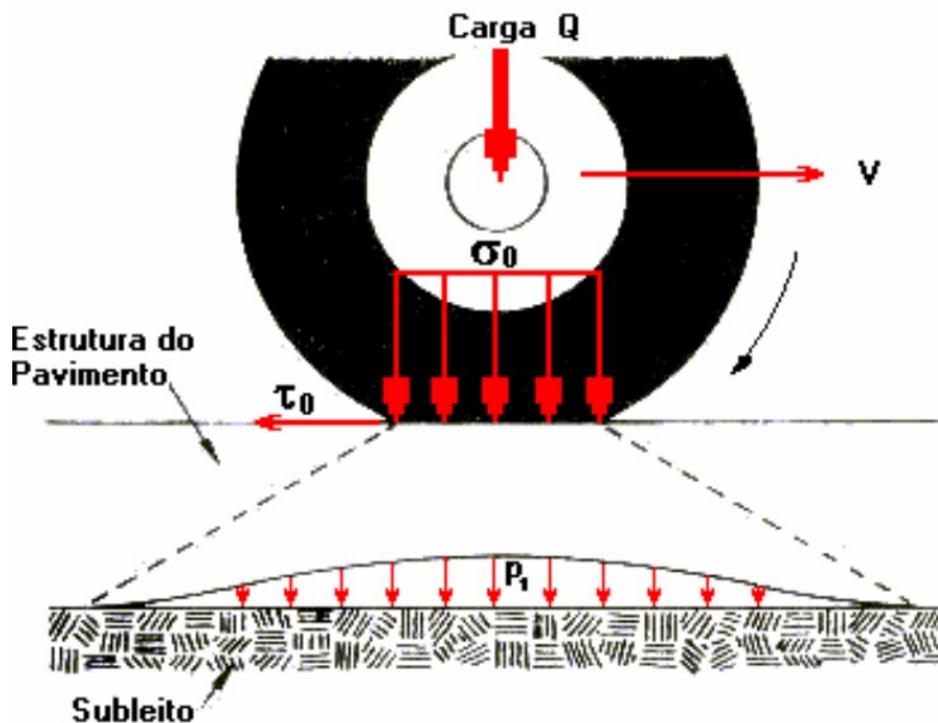


Figura 2. - Cargas Aplicadas em um Pavimento. Fonte: SANTANA (1990)

As variadas camadas componentes da estrutura do pavimento também terão a função de diluir a tensão vertical aplicada na superfície, de tal forma que o sub-leito receba uma parcela bem menor desta tensão superficial. A tensão horizontal aplicada na superfície exige que esta tenha uma coesão mínima. (SANTANA, 1993)

Para Medina e Mota (2005) a análise de um pavimento levando em consideração o sistema de camadas a fim de determinar as tensões e deformações do mesmo, deixa de existir o sentido de analisar as camadas separadamente com funções específicas e distintas. O outro facto a observar é que os esforços oriundos das cargas dos pneus aplicados no pavimento são absorvidos em espessuras de poucos centímetros, ou seja,

as camadas de betão asfáltico seriam as responsáveis pela absorção dos esforços de tração, como também de repassar esses esforços as camadas do subleito.

A classificação tradicional de pavimentos pode ocorrer de uma forma geral como flexível, semi-rígido e rígido.

a) Pavimento Flexível:

Aquele em que todas as camadas sofrem deformação elástica significativa sob o carregamento aplicado e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas. Exemplo típico: pavimento constituído por uma base de brita (brita graduada, macadame) ou por uma base de solo pedregulhoso, revestida por uma camada asfáltica.

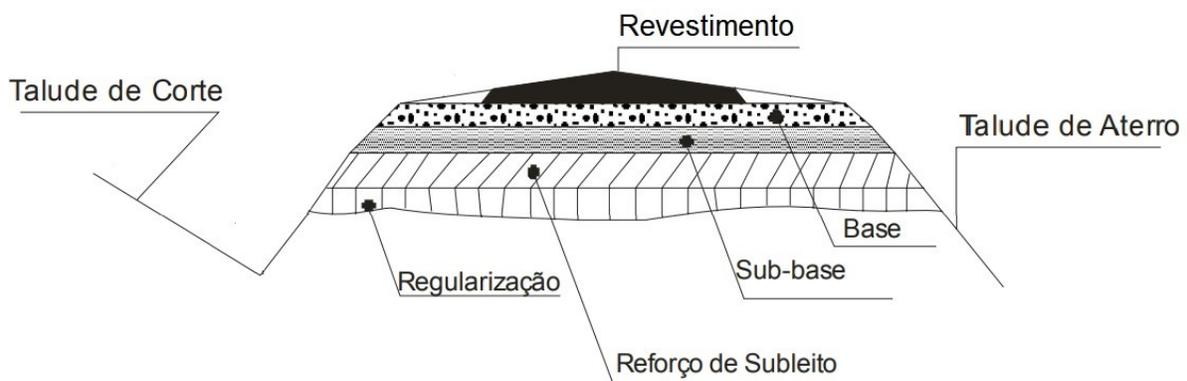


Figura 3. - *Estrutura típica de um pavimento flexível. Fonte: Manual de Técnicas de Pavimentação. Fonte: DINIT, 2008*

b) Pavimento Rígido:

Aquele em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas inferiores e, portanto, absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado. Exemplo típico: pavimento constituído por lajes de betão de cimento Portland.

c) Pavimento Semi-rígido:

-Situação intermediária entre o pavimento flexível e o rígido;

-Quando se tem uma base cimentada sob o revestimento betuminoso, o pavimento é dito semi-rígido. O pavimento reforçado de betão asfáltico sobre placa de betão é considerado como pavimento composto.

-Conforme Manual de Técnicas de Pavimentação (DINIT, 2008), caracteriza-se por uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias como por exemplo, por uma camada de solo cimento revestida por uma camada asfáltica.

+ Subleito:

É o terreno de fundação onde será apoiado todo o pavimento. Deve ser considerado e estudado até as profundidades em que atuam significativamente as cargas impostas pelo tráfego (de 60 a 1, 50 m de profundidade).

+ Regularização do subleito (nivelamento):

É a operação destinada a conformar o leito, transversal e longitudinalmente. Poderá ou não existir, dependendo das condições do leito. Compreende cortes ou aterros até 20 cm de espessura.

+ Reforço do subleito:

É a camada de espessura constante transversalmente e variável longitudinalmente, de acordo com o dimensionamento do pavimento, fazendo parte integrante deste e que, por circunstâncias técnico econômicas, será executada sobre o subleito regularizado. Serve para melhorar as qualidades do subleito e regularizar a espessura da sub-base.

+ Sub-base:

Camada complementar à base. Deve ser usada quando não for aconselhável executar a base diretamente sobre o leito regularizado ou sobre o reforço, por circunstâncias técnico-econômicas. Pode ser usado para regularizar a espessura da base. Nos pavimentos rígidos esta camada é usada para evitar bombeamento de solo do subleito.

Base:

Camada destinada a resistir e distribuir ao subleito, os esforços oriundos do tráfego e sobre a qual se construirá o revestimento. Nos pavimentos rígidos normalmente essa camada é dispensada.

Revestimento:

É camada, tanto quanto possível impermeável, que recebe diretamente a ação do rolamento dos veículos e destinada econômica e simultaneamente:

- Melhorar as condições de conforto e segurança do usuário;
- Resistir aos esforços horizontais que nele atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento;
- Deve ser resistente ao desgaste. Também chamada de capa ou camada de desgaste.

A análise do solo para ser empregado na pavimentação precisa também que se determina qual valor do índice de grupo (IG). Esse valor é determinado pela equação (1) apresentada a seguir. Esse índice só caracteriza os solos com fracção fina, por causa dos valores de limites de consistência.

Equação 1.

$$IG = (f_{200} - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(f_{200} - 15)(IP - 10) \quad (12)$$

Sendo:

f_{200} – Percentagem que passa na peneira N°200

LL – Limite de Liquidez

IP – Índice de Plasticidade

De acordo com Balbo (2007) é de fundamental importância o estudo de solos para a pavimentação, seja no ponto de vista da análise de materiais ou como análise de projecto.

No entanto, em Moçambique esse estudo para finalidades rodoviárias demanda um conhecimento além do comportamento da mecânica dos solos tradicional, devido a existência dos solos nas regiões com clima tropical úmido terem comportamentos diferentes.

2.3. Origem e Formação dos solos

Segundo (Lancellotta, 1995) a formação de solos e seus depósitos são devido a sua composição, estrutura e propriedades os quais resultam da história geológica do solo.

O autor afirma ainda que a porção externa e superficial da crosta terrestre é formada por vários tipos de corpos rochosos que constituem o manto rochoso. Estas rochas estão sujeitas a condições que alteram a sua forma física e sua composição química. Estes fatores que produzem essas alterações são chamados de agentes de intemperismo. Pode-se então conceituar o intemperismo como o conjunto de processos físicos e químicos que modificam as rochas quando expostas ao tempo.

O processo do intemperismo se dá em duas fases:

- Intemperismo físico – que é a desintegração da rocha;
- Intemperismo químico – que é a decomposição da rocha.

A desintegração (intemperismo físico) é a ruptura das rochas inicialmente em fendas, progredindo para partículas de tamanhos menores, sem, no entanto, haver mudança na sua composição. Nesta desintegração, através de agentes como água, temperatura, pressão, vegetação e vento, formam-se os cascalhos e as areias (solos de partículas grossas) e até mesmo os siltes (partícula intermediária entre areia e argila). Somente em condições especiais são formadas as argilas (partículas finas), resultantes da decomposição do feldspato das rochas ígneas. (CHIOSSI, 1979)

A decomposição (intemperismo químico) é o processo onde há modificação mineralógica das rochas de origem. O principal agente é a água, e os mais importantes mecanismos modificadores são a oxidação, hidratação, carbonatação e os efeitos químicos resultantes do apodrecimento de vegetais e animais.

Normalmente a desintegração e a decomposição atuam juntas, uma vez que a ruptura física da rocha permite a circulação da água e de agentes químicos. Os organismos vivos concorrem também na desagregação puramente física e na decomposição química das rochas.

Cada rocha e cada maciço rochoso se decompõem de uma forma própria. Porções mais fraturadas se decompõem mais intensamente do que as partes maciças, e certos constituintes das rochas são mais solúveis que outros. (TEXEIRA, 2000)

As rochas que se dispõem em camadas, respondem ao intemperismo de forma diferente para cada camada, resultando numa alteração diferencial. O material decomposto pode ser transportado pela água, pelo vento, etc.

Os solos são misturas complexas de materiais inorgânicos e resíduos orgânicos parcialmente decompostos. Para o homem em geral, a formação do solo é um dos mais importantes produtos do intemperismo. Os solos diferem grandemente de área para área, não só em quantidade (espessura de camada), mais também qualitativamente.

Os agentes de intemperismo estão continuamente em atividade, alterando os solos e transformando as partículas em outras cada vez menores. O solo propriamente dito é a parte superior do manto de intemperismo, assim, as partículas diminuem de tamanho conforme se aproximam da superfície. (PINTO, 2006)

Os fatores mais importantes na formação do solo são:

- Ação de organismos vivos;
- Rocha de origem;
- Tempo (estágio de desintegração/decomposição);
- Clima adequado;
- Inclinação do terreno ou condições topográficas.

2.3.1. Classificação dos solos quanto à sua origem

Quanto à sua origem, podemos classificar os solos em três grupos principais:

Solos residuais, solos sedimentares e solos orgânicos.

- **Solos residuais** – são os que permanecem no local da rocha de origem (rocha mãe), observando-se uma gradual transição da superfície até a rocha. Para que ocorram os solos residuais, é necessário que a velocidade de decomposição de rocha seja maior que a velocidade de remoção pelos agentes externos. Estando os solos residuais apresentados em horizontes (camadas) com graus de

intemperismos decrescentes, podem-se identificar as seguintes camadas: solo residual maduro, saprolito e a rocha alterada.

- **Solos sedimentares ou transportados**– são os que sofrem a ação de agentes transportadores, podendo ser aluvionares (quando transportados pela água), eólicos (vento), coluvionares (gravidade) e glaciares (gelo).
- **Solos orgânicos**– originados da decomposição e posterior apodrecimento de matérias orgânicas, sejam estas de natureza vegetal (plantas, raízes) ou animal. Os solos orgânicos são problemáticos para construção por serem muito compressíveis. Em algumas formações de solos orgânicos ocorre uma importante concentração de folhas e caules em processo de decomposição, formando as turfas (matéria orgânica combustível).

✓ Física dos solos

O solo é constituído de uma fase fluida (água e/ou gases) e de uma fase sólida. Pode-se dizer que solo é um conjunto de **partículas sólidas** que deixam espaços vazios entre si, sendo que estes vazios podem estar preenchidos com **água**, com **gases** (normalmente o ar), ou com ambos.

Partículas sólidas:

As partículas sólidas dão características e propriedades ao solo conforme sua forma, tamanho e textura. A forma das partículas tem grande influência nas suas propriedades. As principais formas das partículas são:

a) **Poligonais angulares**

- São irregulares, exemplo de solos: areias, siltes e cascalhos.

b) **Poligonais arredondadas**

-Possuem a superfície arredondada, normalmente devido ao transporte sofrido quando da ação da água. Exemplo: seixo rolado.

c) **Lamelares**

-Possuem duas dimensões predominantes, típicas de solos argilosos. Esta forma das partículas das argilas responde por alguma de suas propriedades, como por exemplo, a compressibilidade e a plasticidade, esta última, uma das características mais importantes.

d) **Fibrilares**

- Possuem uma dimensão predominante. São típicas de solos orgânicos. As partículas poligonais (areia) apresentam menor superfície específica que as lamelares (argila), proporcionando às areias atrito interno.

Água:

A água contida no solo pode ser classificada em:

- a) **Água higroscópica** - a que se encontra em um solo úmido ou seco ao ar livre, ocupando os vazios do solo, na região acima do lençol freático. Pode ser totalmente eliminada quando submetida a temperaturas acima de 100°C.
- b) **Água adsorvida** - também chamada de água adesiva, é aquela película de água que envolve e adere fortemente às partículas de solos muito finos (argila), devido a ação de forças elétricas desbalanceadas na superfície dos argilominerais sólida.
- c) **Água de constituição** - é a que faz parte da estrutura molecular da partícula sólida.

d) **Água capilar** - é a que, nos solos finos, sobe pelos vazios entre as partículas, até pontos acima do lençol freático (ascensão capilar). Pode ser totalmente eliminada quando submetida a temperaturas acima de 100°C.

e) **Água livre** - é aquela formada pelo excesso de água no solo, abaixo do lençol freático, e que preenche todos os vazios entre as partículas sólidas. Pode ser totalmente eliminada quando submetida a temperaturas acima de 100°C.

Gases:

Dependendo do tipo de solo e das suas propriedades (principalmente porosidade), podemos ter os vazios preenchidos com ar. Em algumas regiões pantanosas, podemos ter gases (alguns tóxicos) preenchendo estes vazios.

Como vimos, o solo é composto por partículas sólidas que apresentam **vazios** entre si. Estes vazios podem estar preenchidos por água e/ou ar. Assim, temos 3 fases:

- * **Fase sólida** – formada por partículas sólidas;
- * **Fase líquida** – formada pela água;
- * **Fase gasosa** – formada pelo ar (vapor, gases).

2.3.2.A Escolha de Materiais Naturais Para a Pavimentação

Na construção de um Pavimento é necessário o conhecimento acerca dos materiais constituintes das camadas desse pavimento, como também dos materiais constituintes do subleito e dos materiais que possam interferir na construção dos drenos, cortes e aterros. (SENÇO, 2007).

De acordo com o Manual da Companhia Portuguesa de Petróleos (CEPSA), os materiais que são aplicados na execução do processo de terraplanagem têm variação conforme as exigências e tipo, observando o local onde será aplicado. Um mesmo solo pode ser utilizado em várias camadas da fundação do pavimento, dependendo da qualidade apresentada e um eventual tratamento.

Para a seleção e a caracterização dos agregados, emprega-se tecnologia tradicional, pautada principalmente na distribuição granulométrica e na resistência, forma e durabilidade dos grãos. Para os materiais constituídos essencialmente de agregados graúdos e de agregados miúdos, prevalecem as propriedades dessas frações granulares. Para os materiais granulares com presença de frações mais finas, passantes na peneira nº 200, costuma-se tradicionalmente limitar a porcentagem e a atividade dessas frações de solo para uso como materiais de construção de pavimentos. A limitação dos finos, feita em geral pela plasticidade, advém do fato que, na maior parte das vezes esses finos reduzem a permeabilidade dos materiais e sua rigidez, aumentam sua deformabilidade e, principalmente, aumentam sua expansão volumétrica em presença de água, o que causa também uma redução da sua resistência. Mas, essas características indesejadas dos finos podem não ser observadas em solos tropicais, cuja natureza, estrutura e propriedades mecânicas podem diferir substancialmente dos solos finos que ocorrem nas regiões de clima frio e temperado, locais onde a maior parte da tecnologia de pavimentação foi concebida e desenvolvida. (BERNUCCI, 2008)

O autor afirma ainda que os materiais utilizados na execução de camadas de base, sub-base e reforço do subleito podem ser classificados relacionando o comportamento frente ao esforço: materiais granulares, solos, materiais estabilizados quimicamente ou cimentados, e materiais asfálticos.

A melhor classificação para o solo consiste em relacionar o seu potencial quanto a uma dada aplicação em camada de pavimento, ou seja, não é apenas as propriedades físicas, mas sim o comportamento observado quando empregado no pavimento. (BALBO, 2007)

2.3.3. Sistema de Classificação dos Solos

A classificação de um **solo** é obtida a partir da avaliação dos dados morfológicos, físicos, químicos e mineralógicos do perfil que o representam, porém Texeira (2010) afirma que essa não é uma tarefa fácil. Isso se deve ao facto de que o solo forma um meio contínuo ao longo do relevo, sendo que a mudança de um solo para outro acontece de forma

gradual, ou seja, não ocorre de forma brusca, e por esse motivo não é possível definir o local exato da mudança de solo.

Pinto (2006) comenta que os sistemas de classificação do solo surgiram a partir da diferença de comportamento de diversos solos perante as solicitações de interesse na engenharia, e com o objectivo de poder estimar o provável comportamento do solo ou, pelo menos orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um problema.

Os sistemas de classificação do solo, são indispensáveis para todas áreas que utilizam como objecto de estudo, isso se deve pela necessidade de se ter uma referência para se apresentar os resultados baseado em algum tipo de solo. Segundo Terzaghi, citado por Pinto (2006) a classificação de um solo deve ter limites bem definidos, para que todos tenham um entendimento análogo.

Na engenharia os sistemas de classificação mais utilizados são Highway Research Board (HRB), oriundos da American Association State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e o Sistema Unificado. Ambos os sistemas se baseiam nas características granulométricas do solo e os limites de Atterberg, sendo que o primeiro deles é mais empregado para finalidades rodoviárias, enquanto o segundo é mais utilizado na área geotécnica (Braja, 2007).

2.3.4. Sistema Rodoviário de classificação

Um dos Sistemas de classificação mais empregado no seu reconhecimento para a construção de pavimentos rodoviários é o do Highway Research Board (HRB). Esse sistema foi Criado em 1945 como uma revisão da classificação criada pelo órgão governamental americano, Bureau of Public Roads (Escritório de Estradas Públicas), apresentado em 1929. O Sistema de classificação HRB é baseado em análises de vários aspectos do solo, como granulometria, limite de plasticidade, limite de liquidez e índice de grupo, entretanto o dimensionamento de pavimentos está directamente ligado ao índice de grupo.

O índice de grupo é um elemento que auxilia na definição da capacidade de suporte do terreno de fundação do pavimento. É um número inteiro com variação de 0 a 20 e seus extremos representam solos ótimos ou maus respectivamente, ou seja, a determinação dos melhores tipos de solos para utilização em pavimentos. O cálculo leva em consideração os valores dos índices LL e IP, além da percentagem de material que passa na peneira n° 200. (SANTOS, 2006)

Ensaio Necessários para classificar o solo conforme metodologia HRB:

- Limite de Liquidez (LL);
- Limite de Plasticidade (LP);
- Análise Granulométrica; e o
- Índice de Grupo (IG), parâmetro obtido em função dos três ensaios acima.

Nesse sistema de classificação o solo é agrupado de acordo com a percentagem de material que passa na peneira n° 200, os que tem no máximo 35% retido na peneira são considerados solos grossos, trata-se dos solos dos grupos A1, A2 e A3. Os solos finos apresentam mais de 35% de material retido na peneira e são denominados A4, A5, A6 e A7. (PINTO, 2007)

As características dos solos de cada um dos grupos e sub-grupos apresentados na tabela 3 em relação a este sistema de classificação são listados abaixo.

Grupo A-1 – o solo característico deste grupo é formado por mistura de fragmentos bem graduados de pedras ou pedregulhos, areia grossa, areia fina e um aglutinante de solo não plástico ou fracamente plástico.

Subgrupos A-1-a – Encontram-se os materiais contendo, principalmente, fragmentos de pedra ou cascalho, com ou sem material fino bem graduado, funcionando como aglutinante.

Subgrupo A-1-b – Estão incluídos os materiais constituídos, principalmente, de areia grossa, com ou sem aglutinante de solo bem graduado.

Grupo A-2 – Este grupo inclui uma grande variedade de materiais. Estão incluídos todos os solos com 35% ou menos de materiais passados na peneira n° 200, mas que não podem ser classificados como A-1 ou A-3, devido ao teor de finos que contém, ou a plasticidade, ou ambos excedendo os limites estabelecidos para os outros grupos.

Subgrupos A-2-4 e A-2-5 – Neste subgrupo estão incluídos os solos que contém 35% ou menos, passados na peneira n° 200 com uma porção menor retida na peneira n° 40 possuindo as características dos grupos A-4 ou A-5. Estes grupos abrangem os materiais tais como pedregulho e areia grossa, em que o teor de silte e índice de plasticidade ultrapassam os limites estabelecidos para o grupo A-1, e ainda areia fina com silte não plástico excedendo os limites do grupo A-3.

Subgrupos A-2-6 e A-2-7 – o material característico desse grupo é semelhante aos descritos anteriormente exceção feita de porção de finos que contém argila plástica com características dos grupos A-6 ou A-7. Os efeitos combinados dos índices de plasticidade maiores que 10 e percentagem passando na peneira n° 200, maiores que 15, estão refletidos nos valores dos índices de grupo de 0 a 4.

Grupo A-3 – O tipo de solo presente nesse grupo é areia fina de praia ou de deserto, sem silte ou argila, ou possuindo pequena quantidade de silte não plástico. O grupo inclui também misturas de areia fina mal graduada e quantidades limitadas de areia grossa e pedregulhos depositados pelas correntes.

Grupo A-4 – o material característico desse grupo é o siltoso não plástico ou moderadamente plástico, possuindo geralmente, 5% de material passando na peneira n° 200, inclui também misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia fina e pedregulho retidos na peneira n° 200, os valores de índice de grupo variam de 1 a 8.

Grupo A-5 – o material desse grupo é semelhante ao que foi descrito anteriormente, exceto que ele é, geralmente de carácter diatomáceo ou micáceo, altamente elástico, conforme indica o seu elevado limite de liquidez. Os valores dos índices do grupo vão de 1 a 12; esses valores crescentes revelam o efeito combinado do aumento dos limites de liquidez e das percentagens decrescente de material grosso.

Grupo A-6 – O tipo de solo presente nesse grupo é argiloso, plástico, geralmente, 75% ou mais de material passando na peneira n° 200. O grupo inclui também misturas de solos finos argilosos podendo conter até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira n° 200. Os solos deste grupo comumente sofrem elevada mudança de volume entre o estado úmido e seco. Os valores de índice de grupo variam de 1 a 16.

Grupo A-7 – O solo característico desse grupo é semelhante ao descrito no grupo anterior, porém possui as características de alto limite de liquidez do grupo A-5, podendo ainda ser elástico e estar sujeito a elevada mudança de volume. O aumento dos valores dos índices de grupo que vão de 1 a 20 nesse grupo, é em função do crescimento dos limites de liquidez e dos índices de plasticidade, bem como a diminuição dos materiais grossos.

Subgrupo A-7-5 – Nesse subgrupo estão presentes os materiais com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elástico e sujeito a elevadas mudanças de volume.

Subgrupo A-7-5 – o solo típico desse subgrupo possui elevados índices de plasticidade em relação aos limites de liquidez, estando sujeitos elevadas mudanças de volume.

Tabela 1. - Classificação dos Materiais de Subleito de Rodovias. Fonte: Braja M. Das, Fundamentos de Engenharia Geotecnica, 2007.v.6. 71p.

Classificação Geral	Materiais Granulares (35% ou menos da amostra total passa na N° 200)						
	A-1			A-2			
Classificação do grupo	A-1-a	A-1-b	A-3	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7
Ensaio de peneiramento (porcentagem que passa)							
N° 10	50 máx						
N° 40	30 máx	50 máx	51 mín				
N° 200	15 máx	25 máx	10 máx	35 máx	35 máx	35 máx	35 máx
Características da fração que passa na N° 40							
Limite de liquidez				40 máx	41 mín	40 máx	41 mín
Índice de plasticidade	6 máx		NP	10 máx	10 máx	11 mín	11 mín
Tipos usuais de materiais constituintes significativos	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulho e areia siltosos ou argilosos			
Qualidade geral como Subleito	Excelente a boa						
Classificação geral	Materiais argilo-siltosos (mais de 35% da amostra total passa na N° 200)						
Classificação do grupo			A-4	A-5	A-6		A-7 A-7-5 ^a A-7-6 ^b
Ensaio de peneiramento (porcentagem que passa)							
N° 10							
N° 40							
N° 200			36 mín	36 mín	36 mín		36 mín
Características da fração que passa na N° 40							
Limite de liquidez			40 máx	41 mín	40 máx		41 mín
Índice de plasticidade			10 máx	10 máx	11 mín		11 mín
Tipos usuais de materiais constituintes significativos			Solos siltosos		Solos argilosos		
Qualidade geral como subleito			Satisfatória a deficiente				
^a Para A-7-5, $IP \leq LL - 30$							
^b Para A-7-6, $IP > LL - 30$							

2.3.5. Sistema Unificado de Classificação dos Solos (S.U.C.S.)

Este sistema é oriundo do Airfield Classification System idealizado por Arthur Casagrande, e inicialmente utilizado para classificação de solos para construção de aeroportos, e depois expandido para outras aplicações, e normalizado pela American Society for Testing and Materials (ASTM).

Os solos neste sistema são classificados em solos grossos, solos finos e altamente orgânicos. Para a fração grossa, foram mantidas as características granulométricas

como parâmetros mais representativos para a sua classificação, enquanto que para fração fina, Casagrande optou por usar os limites de consistência, por serem parâmetros mais importantes do que o tamanho das partículas. (PINTO, 2006)

Segundo o mesmo autor, refere que os solos grossos ou granulares são os que possuem partículas menores que 75mm e que tenham mais do que 50% de partículas com tamanhos maiores do que 0,075mm (# 200). Uma subdivisão separa os solos grossos em pedregulhos, quando mais do que 50% da fração grossa tem partículas com tamanho maior do que 4,8mm (retido na # 4), e areias, quando uma porcentagem maior ou igual, destas partículas, tem tamanho menor que 4,8mm (passa na # 4). Sempre que as porcentagens de finos estiver entre 5 e 12%, o solo deverá ser representado por um símbolo duplo, sendo o primeiro o do solo grosso (GW, GP, SW, SP), enquanto que o segundo símbolo dependerá da região onde se localizar o ponto representativo dos finos desse solo.

De acordo com o autor, a tabela abaixo do Sistema SUCS apresenta a classificação do solo levando em consideração a porcentagem que passa na peneira nº 200, em vista disso o solo possui três divisões principais: Solos de granulação grossa (fica retido mais de 50% do seu peso na peneira nº 200), solos de granulação fina (fica retido menos de 50% do seu peso na peneira nº 200) e solos altamente orgânicos.

Tabela 2. – Resumo do Sistema unificado de classificação dos solos. Fonte: Adaptado de Matos Fernandes, 2012.

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório (a)				Classificação do solo		
				Símbolo do grupo	Nome do grupo (b)	
SOLOS GROSSOS mais de 50% retido no peneiro nº 200	Cascalho mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro nº 4	Cascalhos limpos (c)	$C_U \geq 4$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	GW	Cascalho bem graduado (f)	
		Menos de 5% de finos	$C_U < 4$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	GP	Cascalho mal graduado (f)	
		Cascalhos com finos (c)	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (f), (g), (h)	
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)	
	Areias 50% ou mais da fracção grossa passa no peneiro nº 4	Areias limpas (d)	$C_U \geq 6$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)	
		Menos de 5% de finos	$C_U < 6$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)	
		Areias com finos (d)	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa (g), (h), (i)	
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)	
	SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro nº 200	Siltos e Argilas $w_L < 50\%$	Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)
				$I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A (j)	ML	Silte (k), (l), (m)
			Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)
			Siltos e Argilas $w_L \geq 50\%$	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH
I_p situa-se abaixo da linha A		MH			Silte elástico (k), (l), (m)	
Orgânico		$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$		OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)	
Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa	

-
- (a) Baseado no material passado no peneiro 3" (75mm)
 - (b) Se a amostra virgem tiver blocos e/ou calhaus junte "com blocos e/ou calhaus" ao nome do grupo
 - (c) Cascalho com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos
GW - GM Cascalho bem graduado com silte
GW - GC Cascalho bem graduado com argila
GP - GM Cascalho mal graduado com silte
GP - GC Cascalho mal graduado com argila
 - (d) Areia com 5% a 12% de finos precisa de dois símbolos
SW - SM Areia bem graduada com silte
SW - SC Areia bem graduada com argila
SP - SM Areia mal graduada com silte
SP - SC Areia mal graduada com argila
 - (e) $C_U = D_{60} / D_{10}$; $C_C = (D_{30})^2 / (D_{10} \times D_{60})$
 - (f) Se o solo contém $\geq 15\%$ de areia, junte "com areia" ao nome do grupo
 - (g) Se os finos se classificam como CL-ML, use dois símbolos: GC-GM, SC-SM
 - (h) Se os finos são orgânicos, junte "com finos orgânicos" ao nome do grupo
 - (i) Se o solo contém $\geq 15\%$ de cascalho, junte "com cascalho" ao nome do grupo
 - (j) Se os limites de Atterberg se situam na zona sombreada da carta de plasticidade, o solo é um CL-ML, argila siltosa
 - (k) Se o solo contém 15 a 30% retido no peneiro nº 200, junte "com areia" ou "com cascalho" conforme o predominante
 - (l) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro nº 200, predominantemente arenoso, junte "arenoso" ao nome do grupo
 - (m) Se o solo contém $\geq 30\%$ retido no peneiro nº 200, predominantemente cascalho, junte "cascalhento" ao nome do grupo
 - (n) $I_p \geq 4$ e situa-se na linha A ou acima desta
 - (o) $I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A
 - (p) I_p situa-se na linha A ou acima desta
 - (q) I_p situa-se abaixo da linha A
-

Tabela 3. – Terminologia do Sistema Unificado

G	Cascalho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo Organico
W	Bem Graduado
P	Mal Graduado
H	Alta Compressibilidade
L	Baixa Compressibilidade
Pt	Turfas

Fonte: Matos Fernandes, 2012.

3. CARACTERIZAÇÃO DO SOLO EM ESTUDO

A amostra do solo utilizado para a realização deste estudo foi extraído no bairro de Albazine, situado a noroeste do bairro de Chiango e a sudeste de Guava na cidade de Maputo que está localizada no sul de Moçambique, a oeste da Baía de Maputo, no Estuário do Espírito Santo, onde desaguam os rios Tembe, o Umbeluzi, o Matola e o Infulene. Está situada a uma altitude média de 47 metros. Os limites do município se encontram entre as latitudes 25° 49' 09" S (extremo norte) e 26° 05' 23" S (extremo sul) e as longitudes 33° 00' 00" E (extremo leste - considerada a ilha de Inhaca) e 32° 26' 15" E (extremo oeste).

O município de Maputo possui uma área de 346,77 quilómetros quadrados e faz fronteira com o distrito de Marracuene, a norte; o município da Matola, a noroeste e oeste; o

distrito de Boane, a oeste; e o distrito de Matutuíne, ao sul; todos, pertencentes à província de Maputo. A cidade de Maputo está situada a 120 quilómetros da fronteira com a África do Sul e 80 quilómetros da fronteira com o Essuatíni.

No local escolhido para a retirada da amostra foi feita, inicialmente, uma limpeza na área, retirando a vegetação superficial, raízes e qualquer outra matéria estranha ao solo, para só depois iniciar o processo de coleta. Foi feita uma escavação até um metro abaixo da superfície do terreno, com uma ferramenta apropriada, até a cota de interesse e, em seguida, a amostra foi coletada; Retirou-se uma quantidade suficiente de solo para a realização dos ensaios. O Laboratório responsável pela realização dos ensaios foi o Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM).

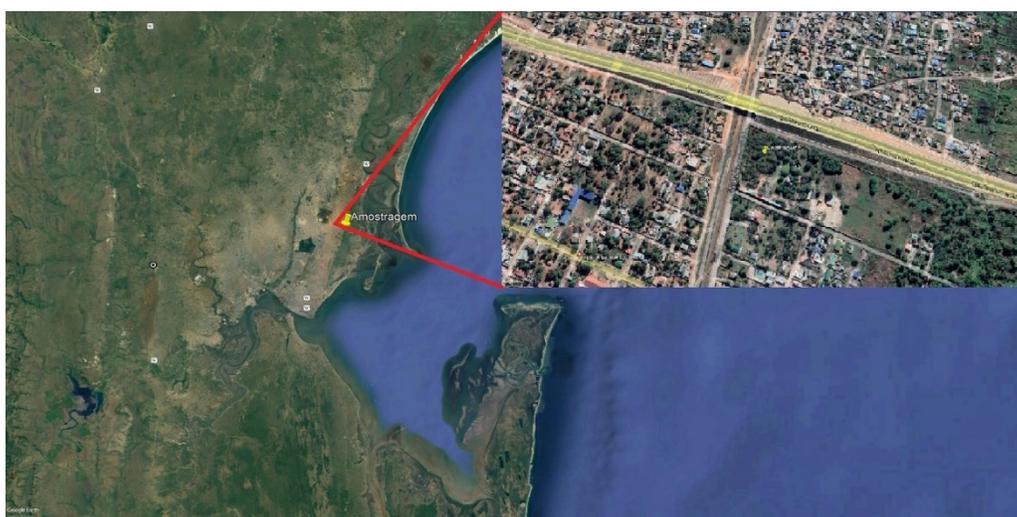


Figura 4 – Localização do local de estudo. Fonte: Google Maps

4. METODOLOGIA

Para a elaboração deste relatório, fez-se uma colecta de informação recorrendo à:

- Uma revisão bibliográfica, no que tange ao levantamento de informações sobre os solos;

- Consulta das Normas que regem cada um dos ensaios a realizar (Limite Liquidez, Limite de Plasticidade, Granulometria, ensaio de corte direto, ensaio Edometrico e Compactação Protor normal);
- Contacto visual e observação dos vários ensaios realizados pelo LEM;
- Processamento de dados obtidos nos ensaios;
- Comunicação com os técnicos da empresa;
- Comunicação com os supervisores (LEM & UEM);
- Compilação do texto e elaboração do relatório.

4.1. Caracterização Geotécnica

4.1.1. Ensaio de Granulometria

A análise granulométrica serve para definir a composição granulométrica de um solo, ou seja, determinar a distribuição, em percentagem, do peso total das partículas de uma amostra de um solo, de acordo com as suas dimensões.

Após a preparação da amostra, faz-se passar uma porção de solo, de peso conhecido, por uma série normalizada de peneiros de malha (quadrada) de dimensões crescentes. O material retido num determinado peneiro representa a fracção do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro, mas inferior à do peneiro precedente. Esse material é pesado para averiguar que percentagem representa do peso total da amostra, ou seja, as fracções retidas nos diversos peneiros são referidas ao peso total inicial. Em solos arenosos a peneiração é geralmente efectuada com o solo seco, enquanto que, em solos com maior fracção argilosa é realizada por via húmida. Esta análise pode ser efectuada com a amostra de solo no estado seco ou húmido. As análises granulométricas da fracção retida no peneiro de 2,00 mm (nº 10) e da fracção passada no mesmo peneiro, são efectuadas separadamente. Para as partículas de maiores dimensões, maiores que 0,06 mm e menores que 2,00 mm, o método que se usa para a determinação da composição granulométrica é ainda o da peneiração.

Segundo (Caputo, 1976), a análise granulométrica, ou seja, a determinação das dimensões das partículas do solo e de suas proporções, é representada graficamente, pela curva granulométrica. Esta curva é traçada por pontos em um gráfico logarítmico,

no qual, sobre o eixo das abscissas temos as dimensões das partículas e no eixo das ordenadas as porcentagens, em peso, da dimensão média da fração considerada, isto é, se o peneiramento foi feito entre peneiras de 5/16" (8mm) e 1/4"(6.3mm) devemos considerar para este intervalo uma dimensão média de 7.15mm. Definem-se nas curvas granulométricas, segundo (Hazen, A, 1892), os dois seguintes parâmetros: Diâmetro efetivo e Grau de uniformidade. Diâmetro efetivo (Def) é o diâmetro que corresponde a 10% em peso total de todas as partículas menores que ele, também conhecido como D10. Este parâmetro nos fornece uma indicação da condutividade hidráulica de areias. O coeficiente de uniformidade (Cu) é a razão entre os diâmetros correspondentes a 60% e a 10%, tomados na curva granulométrica cumulativa.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

Onde:

Cu = Coeficiente de uniformidade;

Def = Diâmetro efetivo;

D60 = Diâmetro em que 60% partículas são menores.

Esta relação nos indica, na verdade, a falta de uniformidade, quanto menor seu valor mais uniforme o material:

- Muito Uniforme: $Cu < 5$;
- Uniformidade média: $5 < Cu < 15$;
- Desuniforme: $Cu > 15$.

Para as partículas de dimensões muito reduzidas, passadas no peneiro de 0,074 mm (nº 200), a análise granulométrica é, em regra, realizada por sedimentação.

O processo de sedimentação consiste em misturar o solo com água destilada e, segundo a especificação LNEC E 196-1966, o ensaio é feito medindo a densidade do líquido em certos intervalos de tempo, segundo a lei de Stokes. A diferença de densidades medirá a quantidade de partículas que sedimentaram ao fim de um certo tempo t. Este método implica uma calibração prévia do densímetro com a proveta que irá ser utilizada.

É ainda necessário que o solo esteja convenientemente desfloculado, isto é, que as partículas estejam separadas umas das outras, de forma a que possam cair livremente

e individualmente. Caso tal não aconteça, os flocos sedimentarão muito mais depressa, falseando a distribuição granulométrica. A desfloculação ou dispersão consiste em remover os materiais de agregação (*cimentos*), o que é conseguido adicionando à mistura solo-água determinados produtos químicos designados por antifloculantes (solução de hexametáfosfato de sódio). O principal *cimento* a remover nos solos das regiões temperadas é a matéria orgânica. Quando haja carbonatos nos solos, estes actuam também como *cimentos*.

Por outro lado, a lei de Stokes aplica-se a partículas esféricas. No entanto, muitas das partículas mais pequenas - precisamente aquelas cujas dimensões são determinadas usando o processo de sedimentação - têm uma forma muito diferente da esférica. Assim, o que acaba por ser determinado pelo processo da sedimentação não é verdadeiramente o diâmetro da partícula mas o diâmetro equivalente, ou seja, o diâmetro de uma esfera do mesmo material que a partícula e que sedimenta com a mesma velocidade desta.

Os resultados da análise granulométrica são registados num grafico de ensaio elaborado para o efeito, em que as dimensões das partículas (em mm) são representadas em abcissas, em escala logarítmica, enquanto as percentagens (em peso) de material com partículas inferiores a uma determinada dimensão surgem em ordenadas. Assim, um determinado valor da curva obtém-se da soma de todos os outros valores que lhe são inferiores.

As curvas granulométricas permitem aferir a distribuição granulométrica das partículas constituintes do solo e se existe (ou não) predominância e homogeneidade entre elas. Por comparação com curvas granulométricas que limitem determinadas gamas, permitem avaliar a adequabilidade de determinado solo a um tipo de aplicação em construção civil.

Dos diversos métodos utilizados para sedimentação, o mais simples foi o desenvolvido por Casagrande.

A expressão da lei de Stokes é dada pela equação 2:

$$V = \frac{2}{9} + \frac{g * (\gamma_g - \gamma_a)}{\eta} * \frac{d^2}{2} \quad (2)$$

Onde:

η = Coeficiente de viscosidade do líquido (m²/s);

d = Diâmetro equivalente da partícula (m);

g = Aceleração da gravidade (m/s²);

γ_g = Peso específico das partículas do solo(kg/m³);

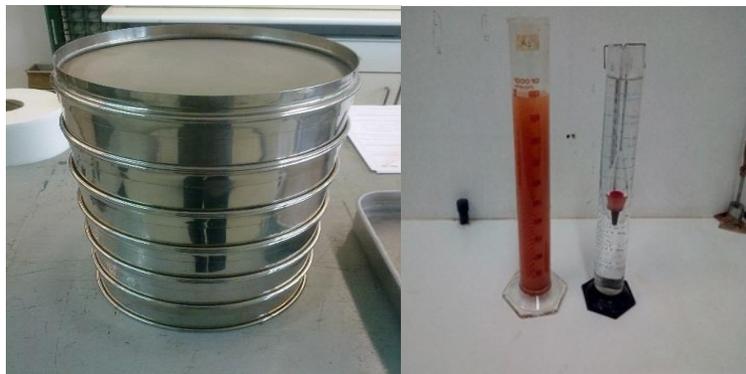
γ_a = Peso específico do líquido(kg/m³);

v = Velocidade de sedimentação da partícula (m/s)

Isolando “d” na equação 3 e o expressando em milímetros, temos:

$$d = \sqrt{\frac{1800 * \eta * v}{\gamma_g - \gamma_a}} \quad (3)$$

Lembrando que a lei de Stokes só é válida para partículas menores que 0.2mm de diâmetro e aquelas que são afetadas pelo movimento browniano, isto é, aproximadamente 0.2 micron.



a)

b)

Figura 5. - a) Conjunto de peneiros para a realização da peneiração; b) proveta com solo em suspensão e outra com água destilada que contém no interior o densímetro e o termómetro.

4.1.2. Ensaio de Limites de Consistência

Algumas características físicas do material de solo são definidas pelos índices de consistência ou Limites de Atterberg. Para cada limite existe uma norma específica para sua definição, os quais são determinados pelos ensaios de Limite de Liquidez (LL) e o Limite de Plasticidade (LP). A norma técnica NP – 143 da ASTM define os procedimentos de preparação das amostras para ensaios de caracterização.

Do ponto de vista da caracterização da pavimentação, os ensaios de consistência são realizados para caracterizar o tipo de solo, ou seja, através desses dados é possível determinar o caráter argiloso de um material. Os valores dos limites indicam a quantidade de argila presente no solo, e para casos que não há presença de argila os solos são considerados não plásticos como as areias.

4.1.2.1. Preparação das Amostras

A amostra de solo deve passar pelo processo de secagem e destoramento com auxílio de almofariz e a mão de gral com o cuidado de não destorar o tamanho das partículas. Logo após essa etapa é feita a separação da amostra representativa que poderá ser realizado pelo método de esqueteamento ou com auxílio de repartidor de amostra. O tamanho da amostra depende do tipo de solo a ser ensaiado, sendo 1500g para argilosos ou siltosos, e 2000g para arenosos ou cascalhosos.

Em seguida, o material selecionado para o ensaio deve ser passado na peneira com abertura de 2 mm. Essa amostra é recolhida, e novamente passada em outra peneira com abertura 0,42 mm, e sempre observando para que todos torrões tenham sido destorados, caso contrário é realizado o procedimento com almofariz e a mão de gral novamente para destoramento dos mesmos. Após esse procedimento, é realizado a separação das amostras para os ensaios de caracterização. Da quantidade de solo recolhido e separado cerca de 70 g para o ensaio de limite de liquidez e 50 g para o ensaio de limite de plasticidade. As figuras mostram os aparelhos utilizados para a realização dos ensaios de consistência.



Figura 6. - *Aparelhos utilizados para a realização dos ensaios de consistência.* Fonte: O Autor

4.1.2.2. Limite de Liquidez

O Limite de Liquidez é descrito como teor de umidade do solo para que uma ranhura aberta no solo, seja fechada em 25 golpes, após a realização de várias tentativas, com o solo em diferentes umidades vai sendo anotado o número de golpes para fechar a ranhura e por interpolação chega-se ao resultado.

A determinação do limite de liquidez (LL) é feita pelo aparelho de Casagrande, conforme a Norma NP 143 da ASTM (Determinação do limite de liquidez (LL)).

O ensaio é realizado através da obtenção de cinco pontos, conforme, que obedecem cinco intervalos de números de golpes do aparelho de Casagrande: de 5 a 15 (ponto 1), de 15 a 25 (ponto 2), de 25 a 35 (ponto 3), de 35 a 45 (ponto 4) e de 45 a 55 golpes (ponto 5). A umidificação do solo permite a variação do número de golpes.

As cinco amostras são, então, colocadas em estufa por um período de 24 ± 4 horas, sendo pesadas após. Com os valores obtidos, traça-se a linha de escoamento do material, a qual tem o intervalo compreendido entre 05 e 55 golpes. Por definição, o limite de liquidez (LL) do solo é o teor de umidade para o qual o se fecha com 25 golpes.

4.1.2.3. Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade (LP) é determinado pelo cálculo da porcentagem de umidade para a qual o solo começa a se fraturar quando se tenta moldar.

O ensaio é realizado conforme a Norma NP – 143 da ASTM e para o seu desenvolvimento há a moldagem de cinco cilindros, baseada em um gabarito (de 3 mm de diâmetro e cerca de 100 mm de comprimento), até que haja o aparecimento de fraturas neles.

O Limite de Plasticidade é caracterizado como o menor teor de umidade onde é possível moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, sendo utilizada a palma da mão para rolar o solo. As amostras são, então, colocadas em estufa por um período de 24±4 horas, sendo pesadas após para a obtenção das umidades e, conseqüentemente, do valor do limite de plasticidade. A determinação do limite de plasticidade do solo é realizada seguindo-se o seguinte procedimento:

- 1) Prepara-se uma pasta com o solo que passa na #40, fazendo-a rolar com a palma da mão sobre uma placa de vidro esmerilhado, formando um pequeno cilindro.
- 2) Quando o cilindro de solo atingir o diâmetro de 3mm e apresentar fissuras, mede-se a umidade do solo.
- 3) esta operação é repetida pelo menos 5 vezes, definindo assim como limite de plasticidade o valor médio dos teores de umidade determinados.

4.1.2.4. Índice de Plasticidade (IP)

Denomina-se índice de Plasticidade a diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade:

$$IP = LL - LP \quad (4)$$

Ele define a zona em que o terreno se acha no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e mínimo para as areias, fornece o critério para se ajuizar do caráter argiloso de um solo, assim, quanto maior for o IP, tanto mais plástico será o solo (Caputo, 1976).

Os solos podem ser classificados como:

- Fracamente plástico.....1 < IP < 7
- Medianamente plástico.....7 < IP < 15
- Altamente Plástico.....IP > 15

Materiais como areia que não apresentam plasticidade, considera-se o índice de plasticidade nulo e escreve-se $IP = NP$, que significa não plástico. Uma pequena percentagem de matéria orgânica pode elevar o valor de LP, sem elevar o LL, por isso apresentam um baixo IP. Ainda quanto maior for o Índice de plasticidade mais compressíveis serão as argilas.

4.1.3. Ensaio de Compactação

Compactação é o processo que pode ser manual ou mecânico que visa reduzir o volume de vazios do solo, melhorando as suas características de resistência, deformabilidade e permeabilidade. Sua aplicação prática se dá na engenharia geotécnica no caso de uma investigação de um solo para futuras obras, onde são avaliados os requisitos estabelecidos em projetos para aquele determinado solo e determinar sua viabilidade tanto técnica como financeira a respeito das características presentes no solo relativas a resistência.

Os fundamentos da compactação de solos são recentes foram desenvolvidos por Ralph Proctor, que, na década de 20, postulou ser a compactação uma função de quatro variáveis:

- a) Peso específico seco,
- b) Umidade,
- c) Energia de compactação e,
- d) Tipo de solo (solos grossos, solos finos, etc.).

A compactação dos solos tem uma grande importância para as obras geotécnicas, já que através do processo de compactação consegue-se promover no solo um aumento de sua resistência estável e uma diminuição da sua compressibilidade e permeabilidade. Em 1933, o Eng. Norte americano Ralph Proctor postulou os procedimentos básicos para a execução do ensaio de compactação. A energia de compactação utilizada na realização destes ensaios é hoje conhecida como energia de compactação "Proctor Normal".

A seguir são listadas, de modo resumido, as principais fases de execução de um ensaio de compactação. Ao se receber uma amostra de solo (no caso, deformada) para a realização de um ensaio de compactação, o primeiro passo é colocá-la em bandejas de modo que a mesma adquira a umidade higroscópica (secagem ao ar). O solo então é destorroado e passado na peneira #40, após o que adiciona-se água na amostra para a obtenção do primeiro ponto da curva de compactação do solo. Para que haja uma perfeita homogeneização de umidade em toda a massa de solo, é recomendável que ela fique em repouso por um período de aproximadamente 24 horas. Após preparada a amostra de solo, a mesma é colocada em um recipiente cilíndrico com volume igual a 1000ml e compactada com um soquete de 2500g, caindo de uma altura de aproximadamente 30cm, em três camadas com 25 golpes do soquete por camada.

O ensaio de Compactação Proctor é realizado para a obtenção do teor de umidade ótima e da densidade (massa específica) Aparente Seca de solos compactados. O ensaio de compactação é baseado na Norma “ASTM D 2166-00 - (E 197- 1966 LNEC); Que definem os procedimentos para a sua execução e determina os parâmetros específicos de acordo com o projeto de pavimentação requerido.

É feita a moldagem de cinco corpos-de-prova com teores crescentes de umidade para caracterizar a curva de compactação.

Sabe-se hoje que o aumento do peso específico de um solo, produzido pela compactação depende fundamentalmente da energia dispendida e do teor em água no solo. Observe que “compactação” é a expulsão de ar, e “adensamento” a expulsão de água.

Quando se realiza a compactação de um solo, variando a Teor em água para uma dada energia, obtemos a curva de variação de peso específico (γ), em função do teor em água (h).

Para traçarmos a curva de compactação utilizamos a equação número 5:

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1+h} \quad (5)$$

Onde:

γ_d = Peso específico do solo seco (kg/m^3);

γ_n = Peso específico natural do solo (kg/m^3);

h = Teor em água.

No gráfico ainda possuímos os termos:

h_{ot} = Teor em água ótimo;

$\gamma_d, \text{máx}$ = Peso específico aparente máximo(kg/m^3).

Analisando o gráfico, a curva nos mostra que há um determinado ponto para qual γ_d é máximo com sua h_{ot} . Para cada solo, sob uma dada energia de compactação, existe, então, um teor em água ótima e um peso específico aparente máximo.

O comportamento do solo pode ser explicado considerando que à medida que cresce o teor de Teor em água, até um certo valor (h_{ot}), o solo se torna mais trabalhável, daí resultando γ_d maiores e teores de ar menores. Como, porém, não é possível expulsar todo o ar do solo, a curva de compactação nunca alcançará a curva de saturação (Volume de ar = 0), justificando-se assim a parte descendente da curva de compactação.

Obtemos a curva de saturação da seguinte equação:

$$\gamma_d = s * \frac{1+h}{1+e} * \gamma_a \quad (6)$$

Onde:

S = Grau de saturação;

γ_a = Peso específico da água(kg/m^3).

e = Volume de vazios.

Considerando volume de vazios sendo igual o volume de água (volume de ar = 0), para o peso específico aparente (γ_d) temos:

$$\gamma_d = s * \frac{s}{(1+h)*s} * \gamma_a \quad (7)$$

Ainda da equação (7) podemos tirar outra que nos permite calcular o teor em água necessária para saturar um solo:

$$h = \left(\frac{\gamma_a}{\gamma_s} - \frac{1}{s} \right) * 100 \quad (8)$$



Figura 7. - Utensílios utilizados para a realização do ensaio de compactação.

Fonte: O Autor

4.1.4. Ensaio de Corte Direto – Caixa de Corte

4.1.4.1. Objetivo e a Finalidade.

Podemos definir a resistência ao corte do solo como a máxima tensão cortante que o solo pode resistir sem sofrer ruptura das massas, ou uma combinação das tensões normal e tangencial que podem produzir alterações plásticas na massa de solo e até o deslocamento de algumas partículas relacionada às outras. Na (Figura 8) é esquematizado o ensaio da caixa de corte:

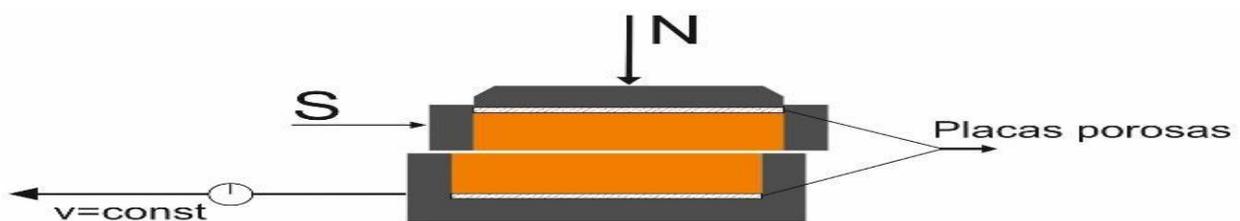


Figura 8. - Esquema do ensaio de corte direto. (Adaptado de Head, 1994).

A **Resistência** ao corte envolve dois elementos:

- **Atrito:** Força de contato que atua quando dois corpos se colidem e tendem a se movimentar. Uma parte da resistência relacionada ao atrito pode ser demonstrada com o atrito entre grãos e também com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma área plana horizontal.

- **Coesão:** Força de atração entre os átomos e moléculas que resiste que um corpo quebre. A atração química entre as partículas pode provocar a existência de uma coesão real; A lei utilizada é a lei de **Mohr-Coulomb**.

A Norma de referência do ensaio de caixa de corte é a Norma ASTM D3080 - 04 - "Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions".

O objetivo deste ensaio é determinar a resistência de corte. O ensaio baseia-se em submeter uma amostra a uma tensão normal fixa e logo após aplicar uma tensão cortante crescente, através de uma superfície pré-determinada, até que a ruptura por corte do solo aconteça. Com isso, se obtém uma correlação entre a tensão cortante na ruptura e a tensão normal, definindo-se diretamente a envoltória de Mohr-Coulomb.

O Ensaio de Corte Direto é de fundamental importância pois garante, aos projetistas, a determinação dos parâmetros geotécnicos: *coesão* e *ângulo de atrito*, dados indispensáveis para subsidiar estudos geotécnicos. Como por exemplo, a coesão e o ângulo de atrito, são parâmetros "de entrada" para calcular o Fator de Segurança (FS) de Taludes (análise de estabilidade); e/ou elaborar Projetos de Contenção; e também para possibilitar a Análise de Estabilidade de Fundações.

4.1.5. Ensaio Edométrico

O Ensaio de Adensamento Unidimensional também é conhecido como Ensaio de Adensamento Confinado ou Edométrico. A Norma de referência do ensaio edométrico é a Norma ASTM D2435; Seu objetivo é determinar as propriedades de compressibilidade do solo. E isso é feito medindo-se as deformações de um material quando submetido a um carregamento e a velocidade com que essas deformações ocorrem.

No Ensaio de Adensamento Unidimensional o corpo de prova é confinado lateralmente. Assim ele é submetido a sucessivos incrementos de cargas verticais, permitindo-se a drenagem pelo topo e base do corpo de prova.

Durante a realização do ensaio, o corpo de prova pode também ser inundado ao final de qualquer estágio. Isso possibilita a medição de colapso ou expansão do solo. Ensaios para determinação do coeficiente de permeabilidade à carga variável também podem ser realizados após a inundação e ao final de cada estágio de carregamento. Além disso, pode-se também determinar a expansão do solo pelo alívio das cargas ao final dos carregamentos.

O Ensaio de Adensamento Unidimensional pode ser realizado em células de anel fixo ou flutuante. Quando se deseja a realização de medidas do coeficiente de permeabilidade, o ensaio deve ser realizado sempre em célula de anel fixo.

Os principais parâmetros que podem ser determinados no ensaio de adensamento são:

❖ **Coeficiente De Adensamento (CV)**

O coeficiente de adensamento expressa a velocidade na qual um solo se deforma quando solicitado por um acréscimo de tensão.

O coeficiente de adensamento pode ser determinado no ensaio de adensamento unidimensional através do método de Casagrande ou de Taylor.

A determinação pelo método de Taylor é realizada da seguinte forma:

- Para cada incremento de carga aplicada, desenha-se a curva de adensamento, marcando-se no eixo das ordenadas a altura do CP e no eixo das abcissas a raiz quadrada do tempo;
- Determina-se o ponto correspondente a 0% do adensamento primário (H_0), prolongando a reta definida pelos pontos iniciais de adensamento até o eixo das ordenadas;
- Traça-se por este ponto uma linha reta com coeficiente angular igual a 1, 15 vezes o coeficiente angular da reta obtida no item anterior. A interseção desta reta com a curva de adensamento define o ponto correspondente a 90% do adensamento primário, obtendo, dessa forma os valores t_{90} e H_{90} ;

- Calcula-se a altura do CP correspondente a 50% do adensamento primário:

$$H_{50} = H_0 - 5/9 (H_0 - H_{90}) \quad (9)$$

$$C_v = 0,848 (0,5 H_{50})^2 / t_{90} \quad (10)$$

- Traça-se o gráfico C_v x Log. da pressão média do estágio.

✓ Pressão De Pré-Adensamento

A pressão de pré-adensamento pode ser determinada pelo processo de Pacheco e Silva ou pelo processo de Casagrande.

❖ Índice De Compressão (Cc)

- I. A determinação do Índice de Compressão no Ensaio de Adensamento só é feita caso a curva “Índice de Vazios x Logaritmo da Pressão Aplicada” apresente um trecho retilíneo entre a pressão de pré-adensamento e a pressão final de carregamento (Trecho Virgem). Caso este trecho esteja presente, o Índice de Compressão é realizado da seguinte forma:
- II. Toma-se o gráfico “Índice de Vazios x Logaritmo da Pressão Aplicada”;
- III. Determina-se dois índices de vazios correspondentes a dois pontos quaisquer do trecho virgem, e_1 e e_2 ;
- IV. Determina-se as pressões associadas aos índices de vazios obtidos no item anterior, $\log p_2$ e $\log p_1$;

$$C_c = e_1 - e_2 / \log p_2 - \log p_1 \quad (11)$$

- V. No caso de ensaios com inundação, determina-se o coeficiente de colapso estrutural:

$i = (\text{índice de vazios antes da inundação} - \text{índice de vazios após a inundação}) / 1 + (\text{índice de vazios antes da inundação})$.

5. CASO DE ESTUDO

5.1. Enquadramento do Problema

Considerando que o solo é o material de construção mais barato e abundante na natureza e serve de base para todos tipos de edificações, é de suma importância o conhecimento de suas propriedades, para que seja possível o desenvolvimento de projetos aliando a segurança e economia. As patologias em edificações, estradas e em outras obras de engenharia podem ter causas diversas. Normalmente o baixo desempenho das fundações é refletido de maneira a comprometer aspectos estruturais, funcionais e estéticos. As fundações de uma estrutura podem ser mal dimensionadas pela incapacidade do profissional projetista, por erros de cálculos e também, ou, principalmente, por falta de conhecimento das propriedades geotécnicas do solo de suporte dessas edificações. Por essas razões, o presente trabalho foi analisado um caso de estudo de Caracterização Geotécnica de um solo do Bairro de Albasine, localizado no Município de Maputo

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

As análises foram realizadas com uma amostra ensaiada em Laboratório respeitando os procedimentos determinados por normas e recomendações citados no capítulo de metodologia.

6.1. Análise Granulométrica

Os resultados da análise granulométrica estão apresentados na tabela em anexo com as percentagens indicadas de cada tipo de material presente em cada uma das peneiras. A curva granulométrica está representada no gráfico 1, o qual relaciona as percentagens de material que passa nas peneiras de acordo com abertura das mesmas. É possível observar que a amostra apresenta uma graduação com uma variação nas percentagens de material que as constitui.

Em relação a composição granulométrica em si, pode se afirmar que a amostra apresentou percentagens de materiais com valores de composição de 70% de Areia, 19% de Argila, 10% de Silte e 1% de Cascalho.

Da composição granulométrica apresentada pela amostra, é possível destacar que o solo ensaiado apresenta uma granulação fina, sendo que há predominância de partículas da fração areia com características mal graduadas.

Argila	Silte	Areia	Cascalho
--------	-------	-------	----------

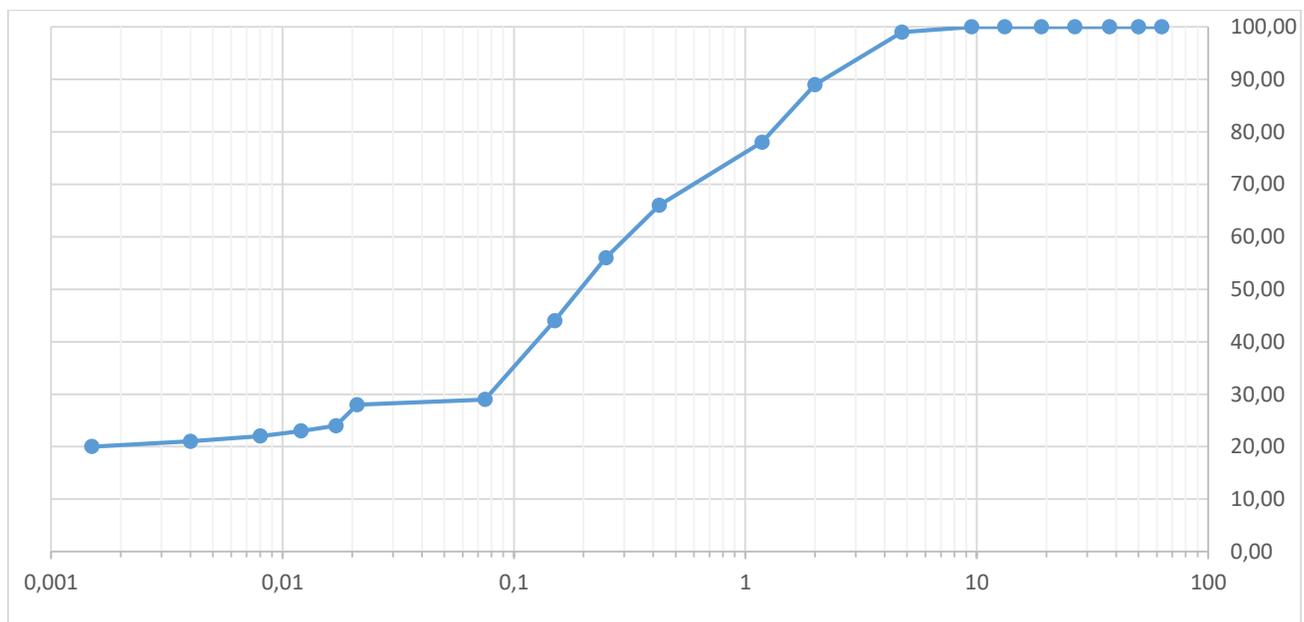


Gráfico 1. - Curva de Distribuição Granulométrica (Autor, 2022 Adaptado Microsoft Excel).

Os resultados da análise granulométrica do material mostram uma proporção de materiais de 1% Cascalho, 10% Silte, 19% argila e 70% de areia. Observa-se no gráfico acima, que a amostra apresenta o valor de 29% do material que passa no peneiro nº 200.

6.2. Limite de Consistência

Dependendo do seu conteúdo de água , um solo pode aparecer em um dos quatro estados: sólido, semissólido, plástico e líquido. Em cada estado, a consistência e o comportamento de um solo são diferentes e, conseqüentemente, suas propriedades de engenharia também. Assim, a fronteira entre cada estado pode ser definida com base em uma mudança no comportamento do solo. Os limites de Atterberg podem ser usados para distinguir entre silte e argila , e para distinguir entre diferentes tipos de silte e argila.

6.2.1.Limite de Liquidez

Para o limite de liquidez, a amostra apresentou 33%.

6.2.2.Limite de Plasticidade

Para o Limite de plasticidade, a amostra apresentou 19%.

6.2.3.Índice de plasticidade

O índice de plasticidade é a diferença entre limite de liquidez e limite de plasticidade e a amostra apresenta um índice de plasticidade de 14%.

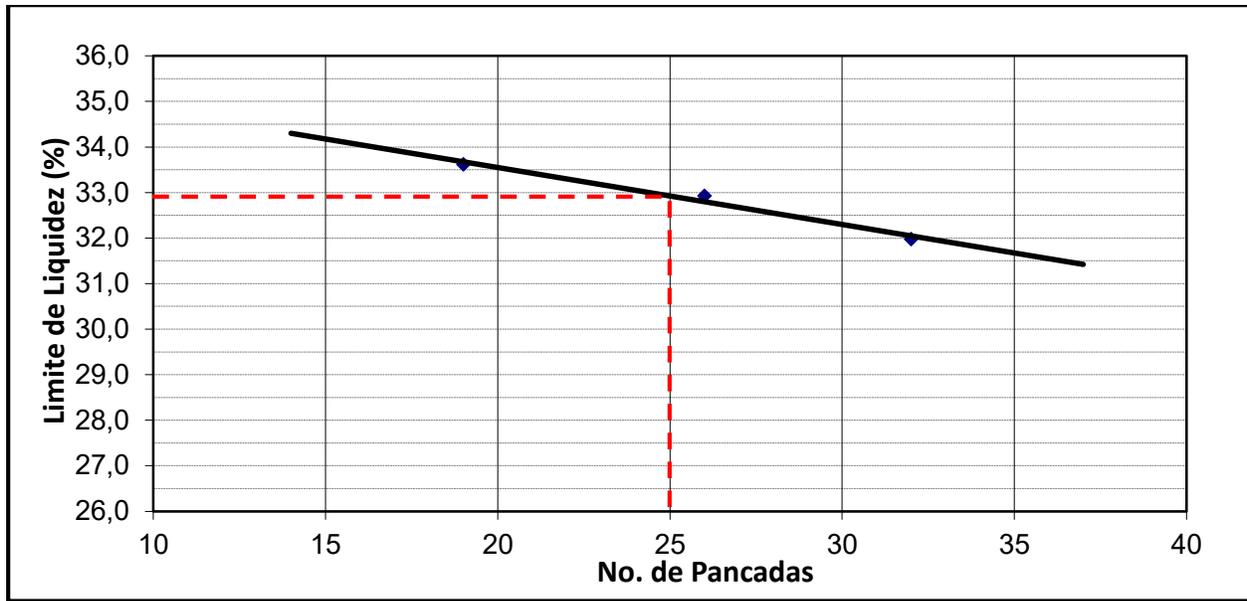


Gráfico 2. - Ensaio de Consistência (Autor, 2022 Adaptado Microsoft Excel).

Após os resultados apresentados de granulometria e limite de consistência, foi possível calcular o índice de grupo para encontrar a classificação SUCS e TRB aplicando a seguinte fórmula:

$$IG = (f_{200} - 35)[0,2 + 0,005(LL - 40)] + 0,01(f_{200} - 15)(IP-10) \quad (12)$$

6.3. Classificação para Pavimentação Rodoviária (TRB)

Analizando a tabela 1 de Classificação do solo TRB da esquerda para a direita como determina a norma, o primeiro a se encaixar nas exigências impostas será o grupo correto. Segundo essa análise e observando a tabela 1 de Classificação, foi possível determinar o grupo de solo da amostra em estudo de acordo com as características apresentadas nos ensaios.

A amostra foi classificada como solos granulares com finos argilosos de baixa plasticidade e contém 29% de material passando na peneira nº 200; pertence ao grupo **A-2-6**; Que Segundo a tabela 1 de Classificação (TRB), para o grupo em alusão o

material deve ter no máximo 35% passando na peneira nº 200, limite de Liquidez no máximo 40 e Índice de Plasticidade de no mínimo 11.

6.4. Classificação Geotécnica dos Materiais (SUCS)

A Classificação do solo no Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) é realizada através da análise dos valores da composição granulométrica, ou seja, a porcentagem do solo que passa na peneira nº 200 identifica as características do solo. Seguindo a tabela 2 de Classificação da esquerda para a direita e analisando os valores das porcentagem exigidos em cada peneira, o grupo será aquele que atender todos os requisitos.

A amostra analisada foi classificada como solo mal graduado pertencente ao grupo **SP** (areia mal graduada) e possui 29% de material passando na peneira nº 200.

6.5. Ensaio de Compactação

A tabela abaixo apresenta os valores de teor de água ótima (12.3 W %), e de baridade máxima seca (1.91 $\gamma_{\text{máx}}$ (g/cm³)), para o solo.

Tabela 3. - Resultado de valores de teor de água ótima e baridade máxima seca. (Autor, 2022)

Solo	Teor de água ótimo (W %)	Baridade máxima $\gamma_{\text{máx}}$ (kg/cm ³)
Amostra	12.3	1.91

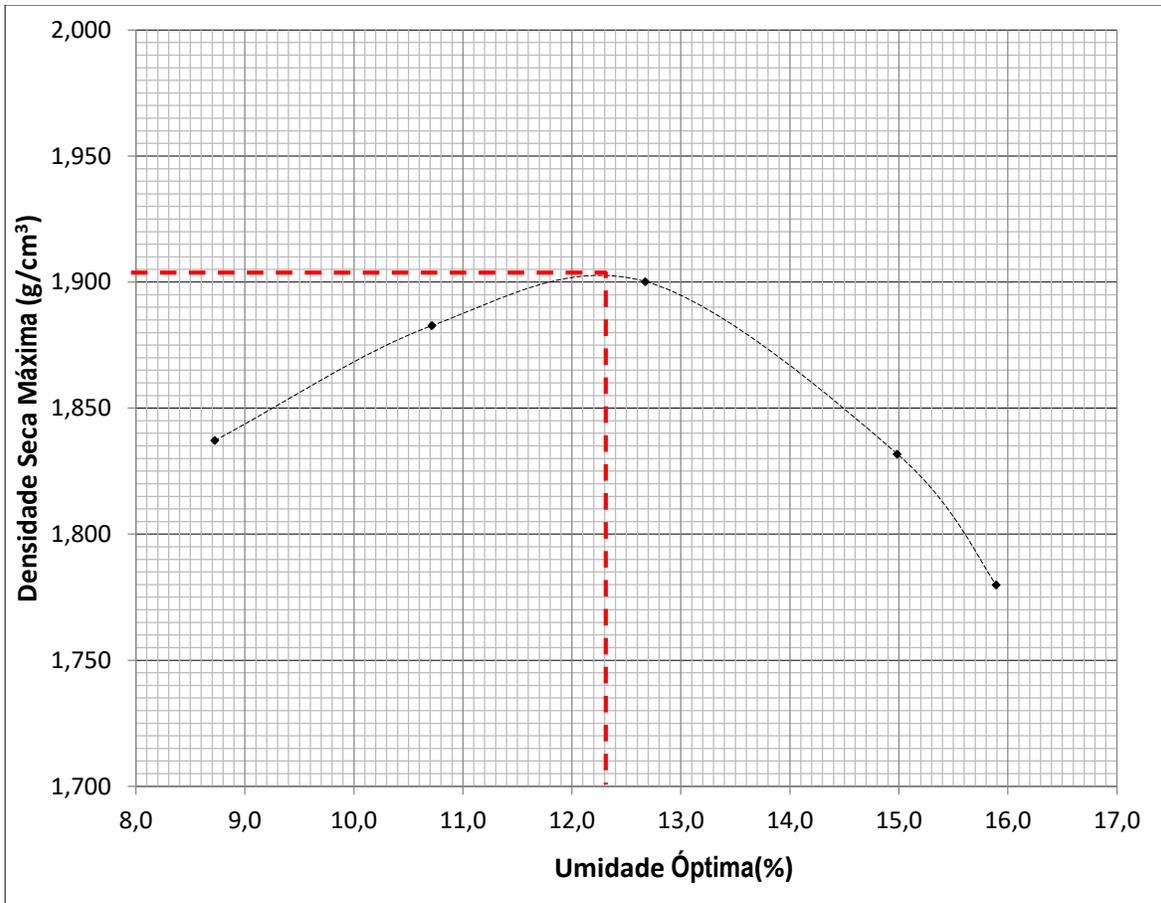


Gráfico 2. - Curva de Compactação Proctor Normal. Fonte: (Autor, 2022. Adaptado do Microsoft Excel).

Percebe-se que, pela curva de compactação, cresce na medida em que aumenta o teor de água, e quando o material atinge a saturação, (baridade seca máxima ou densidade máxima) ele decresce. Logo o teor de água é directamente proporcional a baridade seca máxima.

6.6. Ensaio de Corte Directo

Seguem-se os resultados obtidos nos ensaios de corte directo, da amostra. Neste ensaio utilizou-se sistematicamente velocidade de corte de 0.16mm/min, sendo esta a mais baixa compatível com a realização de ensaio durante um dia de trabalho, visto que o equipamento de corte directo disponível não está equipado para registar automaticamente os resultados do ensaio à medida que este decorre. A selecção da

velocidade mais baixa exequível nas condições laboratoriais disponíveis justificou-se pela necessidade de obter condições de ensaio que permitissem obter resultados próximos dos de ensaios em condições drenadas, ou seja, resultados que poderão ser tomados como estimativa dos parâmetros de resistência em termos de tensões efectivas. É de notar que neste tipo de ensaio não é realmente possível assegurar que os ensaios decorrem em condições drenadas, visto que não é possível monitorizar as tensões neutras geradas no interior das amostras pela distorção provocada pelo corte. Neste contexto, a única possibilidade prática de minimizar os efeitos das tensões neutras geradas durante o corte consiste na redução da velocidade de corte para o valor mais baixo exequível. As cargas aplicadas nos provetes constam da tabela em anexo e os resultados obtidos nos ensaios de corte estão resumidos na tabela. As curvas de variação da tensão de corte com o deslocamento de corte corrigido estão no grafico. Como seria de esperar, no ensaio da amostra intacta, obtiveram-se picos de resistência ao corte razoavelmente definidos, aos quais se seguiram decréscimos de resistência para patamares de valores que se assumem como próximos de condições residuais.

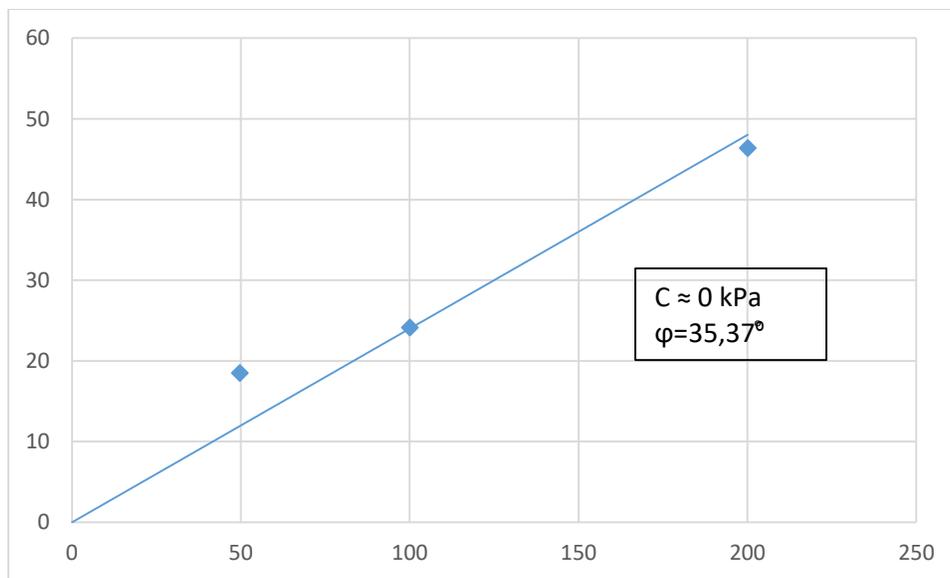


Grafico 3. - Gráfico tensão normal vs. resistência ao corte para a amostra.

Fonte: (Autor, 2022. Adaptado do Microsoft Excel).

Nas envoltórias das resistências representadas no *gráfico* acima constata-se que o ensaio apresenta uma coesão de aproximadamente igual a 0, 0 KPa, do qual corresponde a um ângulo de atrito de 35, 37°.

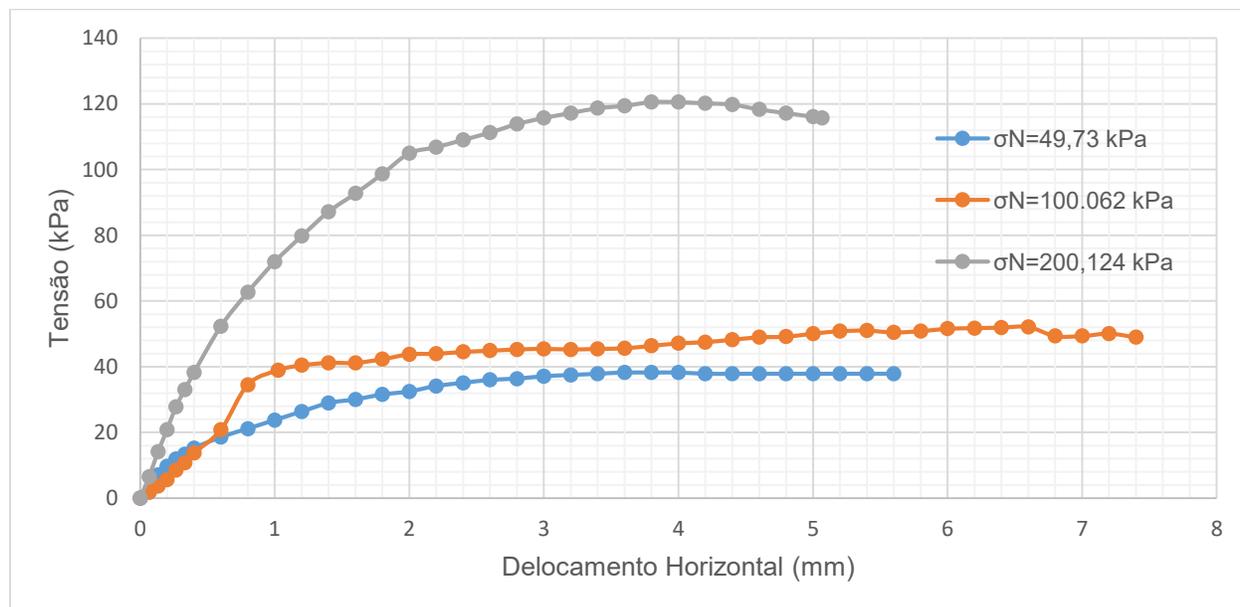


Gráfico 4. - *Envoltória de Resistência de pico do solo estudado. Fonte: (Autor, 2022. Adaptado do Microsoft Excel).*

6.7. Ensaio Edométrico

O ensaio edométrico também conhecido por ensaio de consolidação unidimensional consiste em submeter um provete a carregamentos crescentes estando ele confinado lateralmente, sujeito a drenagem livre, quer no topo quer na base. Este ensaio permite prever os assentamentos que o solo sofrerá na sequência de variações volumétricas que decorrem da aplicação de determinados escalões de carga. O provete é saturado e a drenagem de água é permitida através das pedras porosas colocadas na face superior e inferior do provete. Admite-se um tempo de 24 horas entre cada incremento de tensão, este está relacionado com o tempo necessário para a dissipação do excesso de pressão neutra, ou seja, tempo necessário para que a carga aplicada se transforme em tensão efetiva.

De forma a enunciar todas as relações obtidas do ensaio edométrico são apresentados os resultados completos da amostra indeformada, nas direções transversal e vertical.

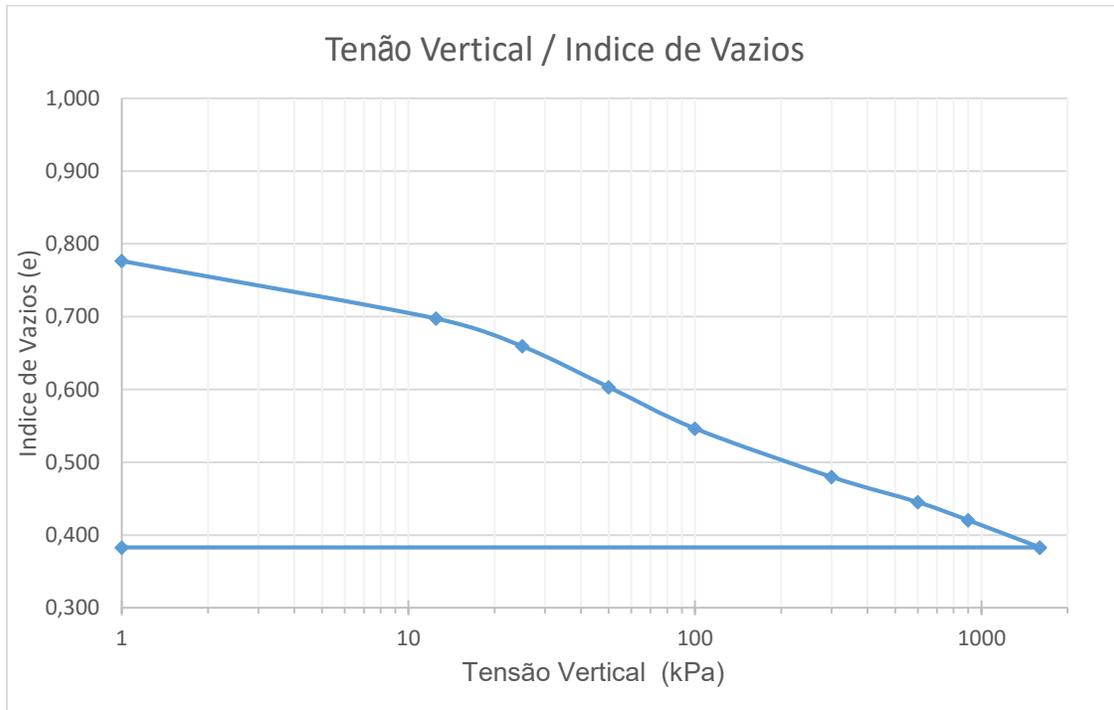


Grafico 5. – Tensão Vertical vs Índice de Vazios. Fonte: (Autor, 2022. Adaptado do Microsoft Excel)

7. CONCLUSÃO

Após a realização dos ensaios, constatou-se que a fração predominante é a areia, vindo a seguir a fração de argila; Da observação dos valores, nota-se que o solo possui ainda pequenas quantidades de silte e cascalho. Com os valores encontrados, foi buscado junto à tabela de classificação SUCS, identificar o tipo de solo, chegando à conclusão que o solo do local estudado é classificado como SP (Areia mal graduada).

De acordo com a classificação AASHTO, o Solo se enquadra no grupo A-2-6 (0).

Em relação à granulometria, a amostra apresentou características de material com uma percentagem de areia correspondente a 70% com distinções mal graduadas.

O ensaio de compactação, do material revelou valores de teor de umidade ótima e densidade seca máxima de 12,3% e 1,91 kg/cm³ respectivamente.

Apesar da metodologia adotada não ser conclusiva sobre a avaliação destes solos para fins rodoviários, esta avaliação permitiu uma análise preliminar do seu potencial de utilização como base ou sub-base de pavimentos rodoviários. A partir deste estudo, novos trabalhos podem ser conduzidos para melhoria das propriedades geotécnicas do solo (no caso dos solos arenosos da região baixa de Albazine).

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BRAJA, M.Das. Fundamentos de Engenharia Geotécnica, Thomson Learning, 2007.
- CASAGRANDE, A. 1936. The determination of the pre-consolidation load and its practical significance. In: First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Proceedings. Cambridge, v, III, discussion D-34.
- MEDINA, Jacques; MOTTA, Laura. Mecânica dos pavimentos. 2ª ed., Rio de Janeiro, 2005.
- BALBO, José Tadeu. Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projecto e Restauração. São Paulo: Oficina de textos, 2007.
- ASTM D3080, 1998. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- CHIOSSI, N.J. Geologia Aplicada à Engenharia. 2 ed. São Paulo: Grêmio Politécnico, 1979.
- MARINHO, F.A.M. & PINTO, C.S.(1997). Evaluation of pore size characteristic of plastic Soils. III Simpósio de Solos Não Saturados, Rio de Janeiro- RJ, vol. 1, p. 1- 11.
- CAPUTO, H.P. Mecânica dos solos e suas aplicações, V.1, Livros técnicos e científicos. Editora S.A.1988.
- LNEC (1966). "Solos – Análise granulométrica". E 196-1966, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal
- SENÇO.W. Manual de Técnicas de Pavimentação.São Paulo: Pini, 1997.v.2. 671p.
- SOUZA, M. L. Projeto de Pavimento Flexível. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Publicação 772, Rio de Janeiro, RJ, 1981.

ANEXOS

ANEXO 1 – Tabela de Granulometria

Peneiro (mm)	Retido (g)	Retido (%)	Passado (%)
63			100.00
50			100.00
37.5			100.00
26.5			100.00
19			100.00
13.2	0.00	0.00	100.00
9.50	0.12	0.12	100.00
4.75	0.68	0.68	99.00
2.000	9.70	9.70	89.00
1.180	10.58	10.58	78.00
0.425	12.72	12.72	66.00
0.25	10.39	10.39	56.00
0.15	11.36	11.36	44.00
0.075	14.75	14.75	29.00
pan			
Sedimentação			
0.021	8min		28
0.017	15min		24
0.012	30min		23
0.008	60min		22
0.004	250min		21
0.0015	24h		20

Tabela 1. Dados obtidos para o Ensaio de Granulometria

ANEXO 2 – Tabelas de Limites de Concistência

Limite de Liquidez			
N° de Pancadas	15	28	35
Capsula n°	L 42	L 18	L 10
Peso do Solo humido + Tara (g)	37.02	40.03	36.98
Peso do Solo seco + Tara (g)	31.47	33.78	31.62
Tara	14.96	14.8	14.86
Peso da Agua (g)	5.55	6.25	5.36
Peso do Solo seco (g)	16.51	18.98	16.76
Teor em Agua	33.62	32.93	31.98

Tabela 2. Dados obtidos para Limite de Liquidez

Limite de Plasticidade			
Capsula n°	L 8	L 47	L 30
Peso do Solo humido + Tara (g)	23.63	22.57	22.82
Peso do Solo seco + Tara (g)	22.34	21.32	21.61
Tara	15.11	14.95	14.9
Peso da Agua (g)	1.29	1.25	1.21
Peso do Solo seco (g)	7.23	6.37	6.71
Teor em Agua	17.84	19.62	18.03

Tabela 3. Dados obtidos para Limite de Plasticidade

ANEXO 3 – Tabelas de Ensaio de Compactação e Corte Direto:

Água=240 ml

Volume do Molde=2298	1	2	3	4	5
Peso do Cilindro+ amostra humida (g)	9560	9760	9890	9810	9710
Peso do Cilindro (g)	4970	4970	4970	4970	4970
Peso da amostra humida (g)	4590	4790	4920	4840	4740
Peso específico humida (g/cm ³)	2	2.08	2.14	2.11	2.06
Capsula n°	P 1	F 15	F 3	F 5	F 10
Peso da amostra humida + tara (g)	57.9	61.91	75.66	72.74	70.32
Peso da amostra seca + tara (g)	55.11	58.18	69.73	66.47	63.75
Peso da água (g)	2.79	3.73	5.93	6.27	6.57
Tara (g)	23.13	23.37	22.94	22.33	22.41
Peso da amostra seca (g)	31.98	34.81	46.79	44.14	41.34
Teor em água - W %	8.72	10.7	12.67	14.2	15.9
Peso específico seco (g/cm ³)	1.84	1.88	1.9	1.85	1.78

Tabela 4. Resultados do Ensaio de Compactação

Tensão Normal	Tensão de Corte
0	
54.9174	21.5746
108.85	76.4919
217.71	118.675

Tabela 4. Resultados do Ensaio de Corte Directo

ANEXO 4 – Tabela de Ensaio Edométrico

<i>Tensão (kPa)</i>	<i>Índice de Vazios</i>
<i>1</i>	<i>0.776</i>
<i>12.5</i>	<i>0.697</i>
<i>25</i>	<i>0.659</i>
<i>50</i>	<i>0.603</i>
<i>100</i>	<i>0.546</i>
<i>200</i>	<i>0.480</i>
<i>300</i>	<i>0.445</i>
<i>600</i>	<i>0.420</i>
<i>1600</i>	<i>0.383</i>
<i>1600</i>	<i>0.383</i>
<i>1</i>	<i>0.383</i>

Tabela 5. Resultados do Ensaio Edométrico