UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Licenciatura

IDENTIFICAÇÃO LABORATORIAL DE SOLOS COM COMPORTAMENTO LATERÍTICO E POTENCIAL APLICAÇÃO EM CAMADAS ESTRUTURAIS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Malaquias Dinis Macia

Supervisores:

Prof. Doutor Carlos Quadros, Eng. (Professor Auxiliar)

Eng. Adérito Guilamba (Administração Nacional de Estradas – ANE, IP)

Maputo, Março de 2025

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

Trabalho de Licenciatura

IDENTIFICAÇÃO LABORATORIAL DE SOLOS COM COMPORTAMENTO LATERÍTICO E POTENCIAL APLICAÇÃO EM CAMADAS ESTRUTURAIS DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Malaquias Dinis Macia

Supervisores:

Prof. Doutor Carlos Quadros, Eng. (Professor Auxiliar)

Eng. Adérito Guilamba (Administração Nacional de Estradas – ANE, IP)

Maputo, Março de 2025

DEDICATÓRIA

A Deus e a minha família.

> “Age como se tudo dependesse de ti e reza como se tudo dependesse de Deus. Que o equilíbrio entre ação e fé nos conceda conhecimento, força, perseverança e positividade”
>
> Santo Inácio de Loyola

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de expressar a minha profunda gratidão a Deus, fonte de toda ciência e sabedoria, por ter-me inspirado e fornecido energias nas ocasiões em que estas pareciam escassear.

Dirijo meus sinceros agradecimentos ao meu supervisor, Prof. Doutor Carlos Quadros, pelo acompanhamento dedicado, orientação, motivação, esclarecimento de dúvidas ao longo deste percurso e momentos proporcionados na área da Engenharia Civil.

Agradeço igualmente ao meu co-supervisor, Engenheiro Adérito Guilamba, pela prontidão, rigor técnico e disponibilidade para esclarecer dúvidas, fornecimento de amostras e material bibliográfico, além das valiosas experiências proporcionadas durante a realização do trabalho.

À toda equipa do Laboratório da Empresa ROADLAB, em especial à Engenheira Olga Honchar, quero expressar minha gratidão por terem aberto as portas do laboratório e terem compartilhado conhecimentos práticos essenciais para a condução dos ensaios a resultados satisfatórios.

Um agradecimento especial aos meus pais, Dinis Macia (*in memoriam*) e Paula Macia, cujo apoio incondicional foi fundamental para minha formação académica e pessoal. Aos meus irmãos: Nhicazane Macia, Neide Macia, Igor Macia e Denise Macia, ao meu primo Tony Macia e a minha tia Margarida Mussepe, que contribuíram diretamente para o meu desenvolvimento no âmbito académico.

Aos docentes que contribuíram para minha formação, em especial: Prof. Doutor Carlos Quadros, Professora Alexandra Neves, Prof. Doutor Dinis Juízo, Professor Pedro Sing-Sang, Engenheiros Carlos Caupers, Celso Nicol´s, Jorge Pindula e Saturnino Chembeze, agradeço por transmitirem, de forma inspiradora e sábia, conhecimentos e paixão pela Engenharia Civil, especialmente pelas áreas de Vias de Comunicação e Geotecnia.

Agradeço aos meus amigos, em especial: Aldrija Langa, Amir Rafiq, Cleide Santos, Dulce Manjate, Gullyt Mendes, Issufo Ibrahimo, Jeff Quetxoaio, Luís Guambe, Márcia Cuna, e Sheldon Maduela, pelo apoio moral prestado e experiências proporcionadas ao longo de vários anos.

Por último, mas não menos importante, agradecer aos colegas no geral, especialmente: Elton Nassoro, Fernando Zunguze, Kelvin Tsandzana, Martin Mendes, Mateus Cambaza e Walter Abrão, pelas experiências, momentos e conhecimentos compartilhados ao longo do curso.

ÍNDICE GERAL

DEDICATÓRIA ..... **I**
AGRADECIMENTOS ..... **II**
LISTA DE SIGLAS ..... **V**
LISTA DE FIGURAS ..... **VI**
LISTA DE TABELAS ..... **VI**
RESUMO ..... **VII**
ABSTRACT ..... **VIII**
1. INTRODUÇÃO **1**
1.1. Contextualização do problema 1
1.3. Justificativa do estudo 2
1.4. Estrutura do trabalho 2
1.5. Metodologia 3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **4**
2.1. Solos Tropicais 4
2.1.1. Características dos solos tropicais 4
2.1.2. Solos Lateríticos 5
2.2. Metodologia clássica para a construção de pavimentos rodoviários 8
2.2.1. Introdução 8
2.2.2. Materiais para camada de base 9
2.3. Metodologia Mini Compactado Tropical (MCT) 11
2.3.1. Considerações iniciais 11
2.3.2. Particularidades da Metodologia MCT 12
2.3.3. Uso de solos lateríticos em Pavimentos rodoviários e seu desempenho 13
3. TRABALHO DE LABORATÓRIO **14**
3.1. Descrição das áreas de estudo em Moçambique 14
3.1.1. Clima 14
3.1.2. Geologia 14
3.1.2.1. Formações Geológicas 15
3.2. Caracterização das Amostras 16
3.3. Procedimentos experimentais na metodologia clássica 18
3.3.1. Ensaios para Caracterização Física 18
3.3.2. Ensaios de Compactação e CBR 19
3.4. Procedimentos experimentais para a metodologia MCT 19
3.4.1. Programa de ensaios da metodologia MCT 19
3.5. Procedimentos experimentais para o Ensaio Mini-DCP 28
4. RESULTADOS **32**

4.1. Análise Mineralógica 32
4.1.1. Difractometria de Raio-X (DRX) 32
4.1.2. Fluorescência de Raios-X (FRX) 33
4.2. Resultados dos ensaios utilizando a metodologia Clássica 36
4.2.1. Granulometria 36
4.2.2. Limites de Consistência 39
4.2.3. Classificação USCS & AASHTO 40
4.2.4. Ensaio Proctor, CBR e Expansão 41
4.3. Resultados dos ensaios realizados segundo a Metodologia MCT 44
4.3.1. Ensaios Classificatórios: Mini-MCV e Perda de massa por imersão 44
4.4. Ensaios para aferição da Resistência 47
4.4.1. Ensaio Mini-CBR 48
4.4.2. Ensaio Mini-DCP 49
4.5. Comparação dos resultados entre as duas metodologias 52
5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES 56
5.1. Conclusão 56
5.2. Limitações e desafios 57
5.3. Recomendações para futuras pesquisas 57
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 59
ANEXOS 62

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	*American Association of State Highway and Transportation Oficials*
ANE	Administração Nacional de Estradas
CBR	Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio*)
CBR_{HM}	Índice de Suporte Califórnia na humidade de moldagem
cp	Corpo de prova
CTC	Capacidade de Troca Catiónica
DCP	Cone de Penetração Dinâmica (*Dynamic Penetration Cone*)
DN	Rácio de Penetração por pancada
DRX	Difratometria por Raio-X
e	Índice de vazios
FRX	Fluorescência de Raio-X
INAMI	Instituto Nacional de Minas
IP	Índice de Plasticidade
ISSMEF	Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MDD	Densidade seca máxima (*Maximum Dry Density*)
MEAS	Massa Específica Aparente Seca
MINI-CBR	Índice de suporte Califórnia realizado em escala miniatura
MINI-DCP	Ensaio do cone de penetração dinâmica realizado em cp em miniatura
MINI-MCV	*Moisture Condition Value* realizado em cp em miniatura
PI	Perda de massa por imersão, expressa em %
SAFL	Solo Arenoso Fino Laterítico
SATCC	*Southern Africa Transport and Communications Comission*
USCS	*Unified Soil Classification System*
W	Teor de Humidade, expresso em %
W_{OPT}	Teor de humidade óptimo, expresso em %

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1: REPRESENTAÇÃO DO PROCESSO DE FORMAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS 4
FIGURA 2: REPRESENTAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS E SAPROLÍTICOS..... 5
FIGURA 3: REPRESENTAÇÃO DOS HORIZONTES A, B E C 6
FIGURA 4: PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DO PAVIMENTO FLEXÍVEL E DO PAVIMENTO RÍGIDO 8
FIGURA 5: DIVISÕES GEOLÓGICAS DE MOÇAMBIQUE 15
FIGURA 6: DISTRIBUIÇÃO GEOGRÁFICA DAS AMOSTRAS ANALISADAS. 17
FIGURA 7: COLHEITA DA AMOSTRA DE SOLO DE ZERO-MOPEIA POR UM TÉCNICO DA ANE.
FIGURA 8: ILUSTRAÇÃO DO EQUIPAMENTO DE COMPACTAÇÃO.. 21
FIGURA 9: REPRESENTAÇÃO DA PRENSA DO MINI-CBR. 23
FIGURA 10: MOLDE E CORPO DE PROVA SOB O SUPORTE PARA IMERSÃO. 25
FIGURA 11: CLASSIFICAÇÃO MCT 27
FIGURA 12: PRINCIPAIS CONCEITOS ASSOCIADOS AO ENSAIO MINI-DCP..... 31
FIGURA 13: ÁBACO DA CLASSIFICAÇÃO DA MCT COM AS AMOSTRAS REPRESENTADAS. 46
FIGURA 14: AMOSTRA DE CHIULUGO APÓS 24H DE SUBMERSÃO SOB TEORES DE HUMIDADE VARIÁVEIS 47
FIGURA 15: AMOSTRA AVM APÓS 24H DE IMERSÃO. FONTE: ARQUIVO DO AUTOR. 47
FIGURA 16: ACÇÃO DO GRADIENTE TÉRMICO. 48
FIGURA 17: A) CORPO DE PROVA LOGO APÓS ENSAIO MINI-CBR COM FENDAS RADIAIS E B) CORPO DE PROVA EXTRUDADO DO MOLDE APÓS O ENSAIO. 49

LISTA DE TABELAS

TABELA 1: DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS RECOMENDADAS PARA MATERIAIS GRANULARES NATURAIS E ROCHAS INTEMPERIZADAS 10
TABELA 2: LIMITES DE CONSISTÊNCIA PARA OS DIFERENTES TIPOS DE BASE 10
TABELA 3: FUSO GRANULOMÉTRICO PARA OS DIFERENTES TIPOS DE BASE. 10
TABELA 4: USO DE SOLOS LATERÍTICOS EM DIFERENTES PAÍSES. 13
TABELA 5: LOCALIZAÇÃO DAS AMOSTRAS ANALISADAS 17
TABELA 6: CARACTERIZAÇÃO DAS AMOSTRAS NO LOCAL DE COLHEITA..... 18
TABELA 7: FRX DAS AMOSTRAS DE LIDGEGO E MOAMBA. 34
TABELA 8: CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS DE ACORDO COM WINTERKORN. 35
TABELA 9: CLASSIFICAÇÃO PEDOGENÉTICA DAS AMOSTRAS ANALISADAS PELA FRX. 35
TABELA 10: CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS ANALISADAS POR GIDIGASU. 36
TABELA 11: ANÁLISE DO BREAKDOWN COEFFICIENT. 39
TABELA 12: LIMITES DE CONSISTÊNCIA. 39
TABELA 13: CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS SEGUNDO A PLASTICIDADE 40
TABELA 14: CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS SEGUNDO A USCS. 40
TABELA 15: CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS SEGUNDO A AASHTO. 41
TABELA 16: DENSIDADE SECA MÁXIMA E TEOR DE HUMIDADE ÓPTIMO DAS AMOSTRAS 42
TABELA 17: EXPANSÃO DAS AMOSTRAS ANALISADAS. 43
TABELA 18: RESUMO DAS PROPRIEDADES DAS AMOSTRAS SEGUNDO A METODOLOGIA MCT. 46
TABELA 19: TEORES DE HUMIDADE DAS AMOSTRAS SUJEITAS AO ENSAIO MINI-DCP..... 51
TABELA 20: RESUMO DA CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS. 53
TABELA 21: ÍNDICE DE VAZIOS E GRAU DE SATURAÇÃO DAS AMOSTRAS, METODOLOGIA CLÁSSICA..... 55
TABELA 22: ÍNDICE DE VAZIOS E GRAU DE SATURAÇÃO DAS AMOSTRAS, METODOLOGIA MCT. 55

RESUMO

Em Moçambique, dadas as características há potencial para a ocorrência de solos com comportamento laterítico, favorecida pela localização do país em zona tropical, caracterizada por condições climáticas favoráveis a laterização. No entanto, há total ausência de estudos sobre as características geotécnicas e mineralógicas desses solos no país, características essas de interesse para a Engenharia Civil, particularmente para a área de pavimentos rodoviários. Este trabalho teve como objetivo identificar, caracterizar e avaliar o potencial de aplicação dos referidos solos, com possibilidade de ocorrência em determinadas regiões do país.

No estudo, foram realizados ensaios laboratoriais para determinar as propriedades físicas e mecânicas dos solos, tais como análise mineralógica, granulometria, limites de consistência, ensaio de compactação (Proctor modificado) e CBR. Adicionalmente, foi usada a metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical) dentro da qual foram realizados os ensaios classificatórios e o mini-CBR e complementarmente o ensaio mini-DCP, estes dois últimos para obtenção das características de resistência dos solos.

Os ensaios realizados permitiram evidenciar a ocorrência de solos com comportamento laterítico em algumas regiões estudadas, com características mineralógicas típicas (predominância de óxidos de ferro e alumínio na sua composição). Alguns solos analisados apresentaram propriedades de resistência compatíveis com o requerido em camadas estruturais de pavimentos rodoviários ficando evidente o potencial de aplicação como tal.

Palavras Chave: Solos com comportamento laterítico, camadas estruturais de pavimentos, ensaios laboratoriais, metodologia MCT, Mini-DCP.

ABSTRACT

In Mozambique, given the specific characteristics, there is potential for the occurrence of soils with lateritic behavior, which is favored by the country's location in a tropical zone, characterized by climatic conditions conducive to laterization. However, there is a complete absence of studies on the geotechnical and mineralogical characteristics of these soils in the country, characteristics that are of interest to Civil Engineering, particularly in the area of road pavements. This study aimed to identify, characterize, and evaluate the potential application of these soils, which are likely to occur in certain regions of the country.

In the study, laboratory tests were conducted to determine the mechanical properties of the soils, such as mineralogical analysis, particle size distribution, consistency limits, compaction tests (modified Proctor), and CBR (California Bearing Ratio). Additionally, the MCT (Miniature Compacted Tropical) methodology was used, within which classificatory tests, mini-CBR, and, complementarily, the mini-DCP (Dynamic Cone Penetrometer) test were performed. The last two tests were conducted to obtain the resistance characteristics of the soils.

The tests carried out revealed the occurrence of soils with lateritic behavior in some of the studied regions, with typical mineralogical characteristics (predominance of iron and aluminum oxides in their composition). Some of the analyzed soils exhibited resistance properties compatible with those required for structural layers of road pavements, demonstrating their potential for such applications.

Keywords: Soils with lateritic behavior, structural layers of road pavements, laboratory tests, MCT methodology, Mini-DCP.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Contextualização do problema

Moçambique é um país localizado numa zona tropical, onde a ocorrência de solos com comportamento laterítico é possível devido às condições climáticas favoráveis (altas temperaturas e elevada precipitação) ao intemperismo químico intensivo, onde a combinação de calor e humidade aceleram as reações químicas que formam o referido tipo de solos. Estes solos são caracterizados por uma elevada concentração de óxidos de ferro e alumínio, resultando em propriedades que os diferenciam de outros tipos de solos. Devido à sua ocorrência natural e custo relativamente baixo, os solos com comportamento laterítico podem ser usados em diversas aplicações de Engenharia Civil, notoriamente na construção de habitações de baixo custo e pavimentos rodoviários.

Contudo, a utilização dos referidos solos em camadas estruturais de pavimentos rodoviários requer uma avaliação das suas propriedades geotécnicas, de modo a garantir a estabilidade e durabilidade das infra-estruturas. A identificação laboratorial destes solos é um passo importante neste processo, uma vez que permite a caracterização de suas propriedades físicas e químicas que fornecem dados para a avaliação do possível desempenho como material para uso em pavimentos rodoviários.

Neste contexto, será realizada uma análise de amostras de solos presumivelmente lateríticos, aplicando tanto a metodologia MCT que é específica para solos tropicais quanto os ensaios de caracterização de solos para geotecnia rodoviária, designados por metodologia clássica. A comparação dos resultados obtidos através destas metodologias permitirá determinar a adequabilidade destes solos para uso em camadas estruturais de pavimentos rodoviários, bem como identificar possíveis limitações.

1.2. Objetivos do estudo

Geral

Aferir a viabilidade de aplicação em camadas estruturais de pavimentos rodoviários de solos com comportamento laterítico através de ensaios laboratoriais.

Específicos

- Identificar a ocorrência de solos com comportamento laterítico em Moçambique;

- Aplicar a metodologia MCT para classificação de solos com comportamento laterítico;

- Aferir a resistência dos solos com comportamento laterítico de Moçambique;

- Efectuar uma análise comparativa entre os resultados obtidos pela aplicação da metodologia clássica e da MCT;

- Avaliar a viabilidade técnica do uso de solos com comportamento laterítico em pavimentos rodoviários.

1.3. Justificativa do estudo

A construção e manutenção de pavimentos rodoviários desempenham um papel no desenvolvimento socioeconómico de um país. Em Moçambique, com uma rede rodoviária em expansão, adoptar abordagens inovadoras e económicas pode gerar eficiência na construção e durabilidade das infra-estruturas rodoviárias. Neste contexto, os solos com comportamento laterítico - assim definidos pela metodologia MCT em função do comportamento em ensaios específicos, contrariamente a definição clássica de solos lateríticos proveniente da pedogênese e análise mineralógica, podem surgir como uma alternativa atractiva em pavimentos rodoviários, pois podem oferecer vantagens técnicas e económicas em comparação com os solos comumente usados. No entanto, apesar do potencial dos referidos solos, não há registo oficial de estudos que abordem a sua viabilidade e vantagens em pavimentos rodoviários em Moçambique.

Este trabalho justifica-se pela necessidade de explorar e avaliar a viabilidade dos solos com comportamento laterítico em pavimentos rodoviários em Moçambique. Ao realizar esta análise, espera-se contribuir para o ramo da Engenharia Civil no país, oferecendo uma alternativa economicamente viável e tecnicamente eficaz para a construção de pavimentos rodoviários.

1.4. Estrutura do trabalho

O presente trabalho de licenciatura está organizado em **cinco (5)** capítulos. No **capítulo 1**, é feita a introdução e contextualização do tema, destacando-se a importância dos solos com comportamento laterítico, são apresentados os objetivos do estudo, a justificativa do trabalho e a metodologia adoptada. O **capítulo 2** é dedicado à revisão bibliográfica, onde são abordadas as características e propriedades dos solos lateríticos, incluindo a sua origem, composição mineralógica típica e comportamento geotécnico, seguida da metodologia Miniatura Compactado Tropical (MCT).

No **capítulo 3**, é descrito o trabalho de laboratório realizado. Inicialmente, são apresentadas as áreas de estudo com uma breve descrição das amostras. Segue-se a descrição dos procedimentos experimentais, divididos em duas partes: a metodologia clássica, que inclui ensaios de granulometria, limites de consistência, Proctor e CBR, e a metodologia MCT para fins classificatórios, sendo realizados os ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão. Por último foram descritos os ensaios para aferição da resistência: Mini-CBR e Mini-DCP – que foi desenvolvido para o propósito deste trabalho.

O **capítulo 4** apresenta os resultados obtidos ao longo do trabalho. Inicia-se com a análise mineralógica dos solos. São depois apresentados os resultados dos ensaios realizados segundo a metodologia clássica, dos ensaios classificatórios da metodologia MCT e dos ensaios de resistência: Mini-CBR e Mini-DCP, é realizada ainda comparação entre os resultados obtidos pelas duas metodologias.

No **capítulo 5**, são apresentadas as conclusões e recomendações do estudo. Nas conclusões, é destacada a relevância dos solos com comportamento laterítico como material de construção de estradas. São também identificadas as limitações e desafios encontrados durante a investigação, bem como as recomendações para futuras pesquisas. A seguir são apresentadas as **referências bibliográficas** que fundamentam este estudo e por fim são apresentados os **anexos** que complementam o conteúdo com gráficos, imagens e tabelas relevantes para o estudo.

1.5. Metodologia

Com vista a atingir os objetivos traçados, apresenta-se a seguir a metodologia adoptada:

- Revisão de Bibliografia sobre solos Tropicais com enfoque para os solos lateríticos.

- Estudo das normas que regulam projetos de estradas em Moçambique.

- Análise mineralógica dos solos para identificar a composição química das amostras.

- Realização de ensaios laboratoriais para caracterização dos solos: Granulometria, Limites de consistência, Ensaio de Compactação e CBR.

- Realização de ensaios laboratoriais para classificação dos solos do ponto de vista da Metodologia MCT.

- Realização de ensaios para aferir a resistência dos cp´s: Mini-CBR e Mini-DCP.

- Análise criteriosa dos resultados obtidos com enfoque na utilidade dos solos com comportamento laterítico em camadas estruturais de pavimentos rodoviários.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Solos Tropicais

2.1.1. Características dos solos tropicais

Segundo Nogami e Villibor 1995, solo tropical é aquele que apresenta particularidades em termos de propriedades e de comportamento em decorrência da actuação no mesmo, de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais húmidas. Para que um solo possa ser considerado tropical, não basta que tenha sido formado em região de clima tropical húmido. É indispensável que possua particularidades de interesse geotécnico.

O processo de formação dos solos tropicais decorre em ambientes com temperaturas elevadas, grande intensidade pluviométrica e alta evaporação, ocasionando, conforme ilustrado na Figura 1, as etapas físicas (a) e química (b) da meteorização da rocha.

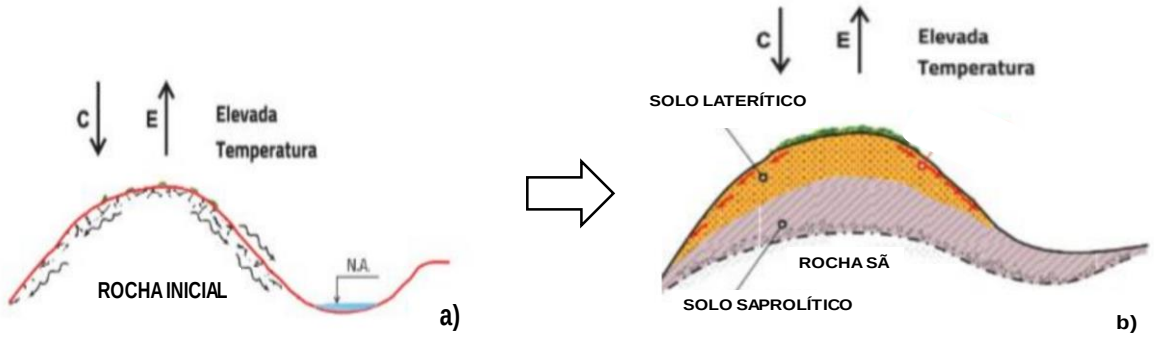


Figura 1: Representação do processo de formação de solos tropicais (Villibor e Alves 2019).

As particularidades do comportamento de solos tropicais merecem atenção, em virtude do processo de formação destes, pois sofrem influência do transporte e deposição devido a acção do intemperismo, o que afeta as propriedades mecânicas (Roque 2006), logo é importante uma análise cuidada sobre aspectos mineralógicos e geotécnicos.

Balbo 2007 afirma que nos diferentes processos de intemperização das rochas, o quartzo (SiO_2) indica o aspecto do solo arenoso, por outro lado os silicatos, calcários e argilitos são grupos que se decompõem com mais eficiência, resultando em argilominerais, como dos grupos da caulinite e esmectite. Dos argilominerais, a caulinite, do grupo dos filossilicatos, bem presente nos solos tropicais, contribui na formação de solos estáveis e bem drenados, elementos essenciais em obras de pavimentação, por outro lado, a formação de esmectite, proporciona solos com drenagem ineficiente.

Nogami e Villibor 2007 constataram que solos tropicais apresentam particularidades decorrentes das condições ambientais sendo importante definir os tipos de solos dessas

regiões específicas. Entre os solos predominantes nas regiões tropicais húmidas, destacam-se os **solos lateríticos** e os **solos saprolíticos**.

Solos Saprolíticos são resultantes da meteorização da rocha, contendo geralmente, minerais não totalmente modificados pela ação das intempéries e processos pedológicos, como feldspatos e mica, geralmente apresentam anisotropia (Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - ISSMEF 1988).

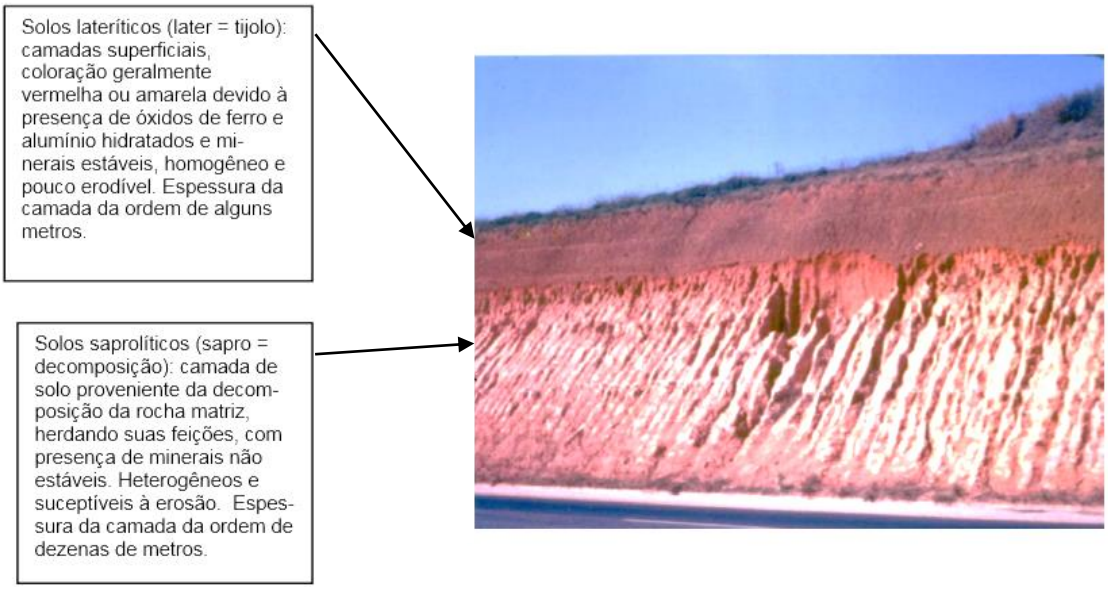


Figura 2: Representação de solos lateríticos e saprolíticos (Fortes 2006).

2.1.2. Solos Lateríticos

2.1.2.1. Origem

As referências ao termo ´laterite´ remontam ao século XVIII na Índia, onde Buchanan constatou que aquele tipo de solo secava e tornava-se bastante rijo quando exposto ao sol, daí os relatos da sua primeira utilização como tijolos para construção conforme referenciado por Bamisaye et al 2011. Todavia solos lateríticos e laterites têm de ser diferenciados pelo facto de os primeiros apresentarem menores concentrações de óxidos.

Em As Laterites do Ultramar Português define-se solo laterítico como: "Solo cuja fração argilosa tem uma relação molecular (sílica-sesquióxidos) <2 e apresenta baixa expansibilidade".

Os solos lateríticos são materiais formados a partir de um processo intenso de intemperização em solos residuais de zonas tropicais e húmidas, onde as elevadas temperaturas e abundantes precipitações produzem a infiltração da água no solo provocando a lixiviação de partículas finas e alguns catiões básicos, deixando no solo as

partículas pesadas como o ferro e o alumínio. Estas partículas formam vínculos cimentantes entre as partículas do solo, dando origem a partículas de maiores dimensões, conhecidas como **Laterites** - massas consolidadas, maciças ou porosas, de mesma mineralogia dos solos lateríticos (Santos 2006; Reschetti 2008).

Para o Comitê de Solos Tropicais da ISSMEF apenas solos que se encontram entre a camada mineral com enriquecimento da matéria orgânica (horizonte A) e apresentam máxima expressão de cor, estrutura e/ou que possuam materiais deslocados (horizonte B) de perfis bem drenados, desenvolvidos sob actuação de clima húmido podem receber a designação de solos lateríticos conforme citado por com Nogami e Villibor 1995, sendo o horizonte C referente aos solos saprolíticos na Figura 3.

Figura 3: Representação dos horizontes A, B e C (Marangon 2004).

2.1.2.2. Características

O processo de laterização pode ser descrito como um conjunto de complexas reações químicas interligadas (hidrólise, hidratação, oxi-redução, dissolução), agindo sobre rochas pré-existentes expostas a superfície da terra. A macrofábrica dos solos lateríticos apresenta-se quase sempre homogênea e a sua particularidade mais característica é a agregação das argilas, formando torrões quase sempre bem distinguíveis e resistentes, mesmo após a molhagem ou humedecimento (Morais 2007).

Cientificamente, a mecânica dos solos clássica considera os solos como sendo lateríticos se apresentarem características como formação por um processo pedológico inerente aos perfis de solos bem drenados, desenvolvidos em climas quentes e húmidos; a permanência da caulinite como o argilo-mineral predominante e fração argila predominantemente constituída por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio; morfologia

caracterizada por camadas horizontalizadas, cores típicas e macrofábrica aglomerada (Nogami e Villibor 2009).

Melfi 1997 afirma que o alumínio e o ferro, insolúveis em água, acumulam-se na forma de óxidos e/ou hidróxidos nas partículas de solo. Os elementos alcalinos e alcalino terrosos são totalmente lixiviados, enquanto que a sílica é também mobilizada, porém, com velocidade mais baixa que os alcalinos, havendo possibilidade, em certas situações de recombinação de parte dessa sílica com o alumínio que permanece in situ, gerando argilominerais.

A fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilominerais do grupo caulinite e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. A estabilidade na presença de água das agregações dá-se pela combinação desses componentes, pois o recobrimento dos argilominerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados reduz a capacidade de adsorção de água pelos argilominerais. As frações de areia e silte são compostas principalmente por quartzo e, em menor escala, por minerais pesados (Santos 2006; Suarez 2008).

No processo de laterização, o enriquecimento no solo de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio e a permanência da caulinite como argilo-mineral predominante e quase exclusivo, conferem a estes solos uma coloração típica: vermelho, amarelo, castanho e alaranjado (Zorzi 2008).

2.1.2.3. Propriedades

Para Bernucci et al. 2006, alta resistência, baixa plasticidade e baixa expansibilidade são propriedades características de solos lateríticos. A caulinite é um argilomineral pouco expansivo, em virtude das ligações pontes de hidrogênio, que existem nos intervalos da estrutura cristalina, que propiciam ao argilomineral baixa densidade de carga superficial, e consequente redução na plasticidade (Carvalho et al. 2015).

As propriedades de engenharia dos solos lateríticos são especiais devido à variedade desses materiais de diferentes rochas geradoras em condições variadas de acordo com o continente e latitude. Com isso, os solos lateríticos apresentam características geotécnicas diferentes daquelas classicamente adoptadas, sendo essas características relacionadas à região, tipo de clima, topografia, vegetação e ao tempo de formação dos solos (Nogami e Villibor 2009; Portelinha et al 2012; Carvalho et al 2015).

Para a previsão do comportamento de um solo, como camada integrante de um pavimento, é necessário que se saiba se esse solo é expansivo - por consequência perde

suporte; se ele apresenta coesão suficiente para garantir uma fácil trabalhabilidade no campo; e se ele garante a manutenção, ao longo do tempo, das características obtidas na sua compactação (Fabbri, 1994).

2.2. Metodologia clássica para a construção de pavimentos rodoviários

2.2.1. Introdução

Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas e espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente, a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos utentes melhores condições de rolamento com conforto, economia e segurança (Bernucci et al 2006).

Segundo a norma brasileira NBR 7207, os pavimentos são classificados, de acordo com a rigidez da estrutura, como:

a) **Pavimento flexível:** associado a revestimentos betuminosos construídos sobre bases granulares, ou solos estabilizados quimicamente.
b) **Pavimento rígido:** em geral, constituído por placas de betão de cimento Portland apoiadas em sub-bases de solo cimento ou outro tipo de fundação reforçada com material granular.

A diferença entre os dois sistemas construtivos reside na forma com que são distribuídas as tensões decorrentes da solicitação pelo tráfego ao sub-leito. Nos pavimentos flexíveis o revestimento absorve apenas parcialmente as cargas, em área mais restrita, permitindo que as demais camadas absorvam suas parcelas de tensões conforme as características de rigidez e espessura. Por outro lado, os pavimentos rígidos tendem a distribuir os esforços em uma grande área comparada àquela do contacto do pneu com a camada de rolamento, reduzindo os esforços no sub-leito.

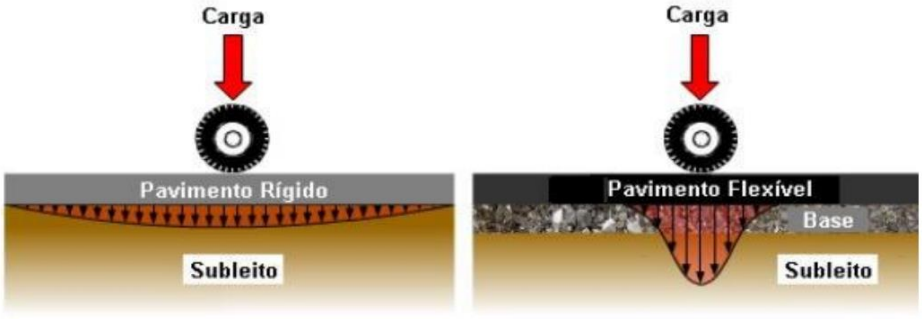


Figura 4: Princípio de funcionamento do pavimento flexível e do pavimento rígido (CNT 2017)

De acordo com Cabral 2014, os pavimentos rodoviários flexíveis são constituídos por quatro camadas principais, assim definidas:

a) **Sub-leito**: camada inferior do pavimento, que serve de base de sustentação para as camadas superiores. É composta de material in-situ, granular ou argiloso, compactado para garantir distribuição de cargas.
b) **Sub-base**: camada intermediária, situada acima do sub-leito e abaixo da camada de base. Geralmente é feita de brita ou cascalho, e tem a função de distribuir as cargas de tráfego para o sub-leito, quando se justifica a sua existência.
c) **Base**: principal camada destinada a resistir e distribuir os esforços verticais oriundos dos veículos sobre a qual se constrói um revestimento.
d) **Revestimento**: camada, tanto quanto possível impermeável, que recebe diretamente a acção do rolamento dos veículos, que se destina a: melhorar as condições do rolamento quanto à comodidade e segurança; resistir aos esforços que nela actuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.

O Manual de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semi-rígidos da Administração Nacional de Estradas (ANE) de 2019 refere-se ao pavimento flexível como um pavimento com um revestimento betuminoso e com uma camada de base com ou sem ligante de cimento. Os pavimentos flexíveis incluem pavimentos com camadas de agregados granulares não ligados e pavimentos com agregados ligados com betume. Também inclui pavimentos que podem conter camadas de agregados ligados (ou estabilizados) com ligantes hidráulicos, como cimento e cal, mas com níveis relativamente baixos de ligante.

2.2.2. Materiais para camada de base

De acordo com o Manual de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semi-rígidos da ANE de 2019, pode ser usada uma vasta gama de materiais não ligados para camada de base, incluindo rocha britada, agregado solto britado, estabilizado mecanicamente, modificado ou que ocorre naturalmente. Entretanto todos os materiais de base têm que apresentar uma granulometria e forma de partículas que proporcionem alta estabilidade mecânica e devem conter finos suficientes passando pelo peneiro de 0,425 mm para produzir um material denso quando compactados.

O manual citado salienta que no caso de uso de materiais granulares lateríticos, este deve ser limitado à categoria de tráfego inferior a T3 (3 milhões de *ESA – Equivalent Standard Axel*) salvo indicação contrária de estudos locais que demonstrem melhores hipóteses. O valor de CBR mínimo submerso é de 65%.

São aceites materiais granulares lateríticos com índice de plasticidade no intervalo de 6-12 para uso como material de base e o fuso granulométrico recomendado está representado na Tabela 1.

Tabela 1: Distribuições granulométricas recomendadas para materiais granulares naturais e rochas intemperizadas (ANE 2019).

Abertura da malha (mm)	Percentagem que passa, em relação a massa total		
	Dimensão nominal máxima das partícula		
	37,5 mm	19 mm	9,5 mm
50	100	-	-
37,5	80 – 100	100	-
19	60 – 80	80 – 100	100
9,5	45 – 65	55 – 80	80 – 100
4,75	30 – 50	40 – 60	50 – 70
2,36	20 – 40	30 – 50	35 – 50
0,425	10 – 25	12 – 27	12 – 30
0,075	5 – 15	5 – 15	5 – 15

Por outro lado, as normas da SATCC referem que o agregado usado para base deverá ser derivado da rocha original dura, sã, durável e inclinada. Ele não deverá conter nenhum material que cause dano tal como rocha decomposta, argila ou xisto. O agregado de brita deverá obedecer, entre outros, aos requisitos apresentados nas Tabela 2 e 3, onde são apresentados os valores máximos admissíveis, à excepção do CBR cujo valor apresentado é o mínimo exigido:

Tabela 2: Limites de Consistência para os diferentes tipos de base (SATCC 1994, adaptada pelo autor).

Tipo de Base	LL	IP	CBR	Retração
Base de Cascalho	N.E. (1)	6	80	N.E.
Base de brita	25	6	N.E.	3
Macadame hidráulico	25	6	N.E.	3

(1) Não especificado na Norma.

Tabela 3: Fuso granulométrico para os diferentes tipos de base (SATCC 1994, adaptada pelo autor).

Abertura do Peneiro (mm)	Material passado (%)				
	Base de Brita		Base de Cascalho	Macadame Hidráulico	
	Ø máximo: 37.5 mm	Ø máximo: 26.5 mm	Base Natural	Material Grosso	Material Fino
75.0	100	100	N.E.	100	
53.0	100	100	N.E.	85-100	
37.5	100	100	80-100	35-70	
26.5	84-94	100	N.E.	0-15	
19.0	71-84	85-95	60-90	0-5	
13.2	59-75	71-84	N.E.	N.E.	N.E.
9.5	N.E. (1)	N.E.	N.E.		100
4.75	36-53	42-60	30-65		85-100
2.00	23-40	27-45	20-50		N.E.
0.425	11-24	13-27	10-30		N.E.
0.075	4-12	5-12	5-15		10-25

(1) Não especificado na norma.

2.2.3. Materiais Para Camada de Sub-base

De acordo com o Manual de dimensionamento de pavimentos flexíveis e semi-rígidos da (ANE) de 2019, em Moçambique, solos lateríticos são alguns dos materiais largamente disponíveis que podem ser usados como material de sub-base. As laterites que satisfazem os requisitos de granulometria podem ser utilizados para classes de tráfego até 3 milhões de ESA, desde que os seguintes requisitos sejam satisfeitos:

i) CBR (%) (depois de submersão) > 30
ii) Índice de Plasticidade (%) < 25
iii) Módulo de Plasticidade (PM) < 500

2.3. Metodologia Mini Compactado Tropical (MCT)

2.3.1. Considerações iniciais

Duas classificações clássicas têm sido mais usadas para obras rodoviárias: a *AASHTO* e a *USCS*. Essas classificações consideram fundamentais a determinação da granulometria, do limite de liquidez (LL) e do Índice de plasticidade (IP) (Nogami e Villibor 2009).

Os métodos clássicos praticados pela engenharia rodoviária, desenvolvidos para solos de clima frio e temperado mostraram-se inadequados quando se tratava de classificar solos tropicais principalmente para uso em obras rodoviárias uma vez que estes contra-indicavam o uso de solos finos ou combinações de solo-agregado com presença de finos – partículas menores que 2mm (Bernucci et al 2006).

Bernucci et al 2007, relatam que com o desenvolvimento dos países de clima tropical, notoriamente com a construção de obras geotécnicas de vulto, como estradas, barragens e aterros, observou-se uma incongruência entre as propriedades esperadas dos solos finos e as que realmente se exibiam. Conceitos de geologia e pedologia passaram a ser importantes para a geotecnia no sentido de se compreender o mecanismo diferenciador na formação dos solos existentes nas regiões tropicais e sua influência no comportamento geotécnico. A prática da engenharia mostrou que as técnicas clássicas para classificação e aplicadas aos solos tropicais lateríticos eram inadequadas, pois não faziam previsão correcta das propriedades mecânicas.

Fabbri 1994 afirma que em 1981, tendo verificado as limitações descritas no parágrafo anterior, Nogami e Villibor propuseram uma tecnologia designada MCT (Miniatura Compactado Tropical), que é específica para solos tropicais, onde apartir dos resultados

de determinados ensaios os solos podem ser classificados, **segundo seu comportamento**, em lateríticos e não lateríticos (Fabbri 1994).

Cozzolino e Nogami 1993 afirmam que a metodolgia MCT teve o objectivo preliminar de aproveitar solos arenosos finos lateríticos (SAFL), em camadas de base de pavimentos, material este que era considerado inapropriado pelas normas clássicas. De acordo cm Nogami e Villibor 2009, o SAFL é definido como um soloe que:

- Possui menos de 10% de fração retida no peneiro de 2,00 mm;
- Possui mais de 50 % de fração retida no peneiro de 0,075 mm;
- Essas frações devem ser constituídas, predominantemente, de grãos de quartzo;
- Pertence à classe de solos de comportamento laterítico e a um dos grupos LA, LA' ou LG', da classificação Geotécnica MCT.

2.3.2. Particularidades da Metodologia MCT

Silveira 2000 afirma que a classificação MCT adota um procedimento de compactação similar ao desenvolvido por Parsons do *TRL – Transport and Road Research Laboratory*, em 1976. O procedimento de Parsons é conhecido como *MCV-Mositure Condition Value* e o procedimento adaptado chama-se Mini-MCV em virtude da utilização de corpos de prova de 50mm. Com os resultados do ensaio Mini-MCV são obtidos os parâmetros a e b (a´ e b´ na MCT).

Cozzolino e Nogami 1993, acrescentam que a´ e b´ não distinguiam os solos lateríticos dos saprolíticos, daí a necessidade de se introduzir um novo coeficiente c´, o ensaio de perda de massa por imersão (PI) e a consideração da inclinação do ramo seco da curva de compactação que corresponde ao coeficiente d´. Portanto, para a classificação MCT foram criados 3 parâmetros: **PI**, **e´** e **d´** que definem carácter laterítico dos solos e o parâmetro **c´** que define a granulometria tirada pelo comportamento do solo na compactação. A determinação do grupo a que o solo estudado pertence na classificação MCT, foi traduzida no ábaco da Figura 11.

A classificação MCT tem como principais vantagens a **ausência da necessidade do uso de considerações geológicas**, **geoquímicas** e **pedológicas**, para diferenciar os tipos de solos tropicais; a utilização de ensaios de laboratório (como compactação e imersão em água), que representam, de certa forma, as situações a que os solos são submetidos quando usados em obras rodoviárias (Marson 2004).

2.3.3. Uso de solos lateríticos em Pavimentos rodoviários e seu desempenho

Autores de diversos países do mundo relatam o uso de solos lateríticos como material integrante de camadas de pavimento rodoviários. A Tabela 4 sintetiza as diversas experiências.

Tabela 4: Uso de solos lateríticos em diferentes países.

País	Uso			Propriedades	Fonte
	B	SB	SL		
Angola	X	X		CBR e E – elevados LL e IP – elevados Cor: Vermelha e Ocre	Dutra 2014
Brasil	X	X	X	CBR e E – elevados LL e IP – baixos Cor: Vermelha e alaranjado	Bernucci et al 2006 Nogami et al 2009
Costa do Marfim			X	C, E e IP baixos	Dutra 2014
Gana		X	X	CBR – elevado E, LL e IP – baixos Cor: laranja/ avermelhada	Dutra 2014
Guiné-Equatorial		X	X	C – elevada E e IP – baixos Cor: avermelhada e amarelada	Dutra 2014
Índia		X		CBR na ordem dos 30%	Biswal et al 2016
Moçambique		X		E e C – baixos LL e IP – elevados	Dutra 2014
Nigéria		X	X	CBR – baixo LL e IP – elevados	Alhassan et al 2007
Senegal			X	C, E, LL, IP – baixos Cor: amarelo alaranjado e vermelho	Dutra 2014

Onde: **B** – Base; **C** – contração; **E** – expansão; **SB** – Sub-base; **SL** – Sub-Leito.

Nogami e Villibor 2009 relatam que pavimentos construídos em 1972 no Estado de São Paulo tiveram um comportamento excepcional, além do esperado, tendo alguns casos ultrapassado 30 anos com bom desempenho. Os principais fatores que contribuíram para esse comportamento foram: características mecânicas e hídricas das bases constituídas por solos arenosos finos com comportamento laterítico “SAFL”, Projeto e técnica construtiva específicos de pavimentos com bases de SAFL, que permitem aproveitar as particularidades do ambiente tropical húmido.

3. TRABALHO DE LABORATÓRIO

3.1. Descrição das áreas de estudo em Moçambique

3.1.1. Clima

No geral, Moçambique é caracterizado por um clima quente e húmido. As principais variações climáticas relacionam-se com a continentalidade, altitude e posição geográfica. O carácter predominantemente tropical do clima moçambicano é evidenciado pela coincidência entre o período de chuvas e o período quente. Em Moçambique, existem predominantemente duas estações: a estação quente e chuvosa que começa em Outubro e termina em Março, e a estação seca e moderadamente fria que vai de abril a setembro (Cumbe 2007). A influência do oceano contribui para uma certa uniformização do clima ao longo do litoral, onde a temperatura é de aproximadamente 24 graus e a pluviosidade varia entre 800 a 1400mm, as regiões mais afastadas do Oceano têm climas secos e semi-áridos (Muchangos 1999).

Segundo Muchangos 1999, a temperatura média anual de Moçambique é superior a 20º, excepto nas regiões montanhosas das províncias do Niassa, Zambézia, Tete e Manica, onde as temperaturas são inferiores a 16º devido a altitude. As temperaturas mais altas ocorrem entre dezembro e fevereiro, podendo atingir entre 38 e 49º C. Os meses mais frios são junho e julho. O período das chuvas, que começa em outubro, é mais curto que o período seco, excepto em algumas regiões costeiras, onde as chuvas duram aproximadamente 6 meses.

3.1.2. Geologia

Moçambique situa-se na costa sudoeste de África, possui uma geologia diversificada que é caracterizada por uma variedade de formações geológicas que abrangem desde o Pré-Câmbrico ao Cenozóico.

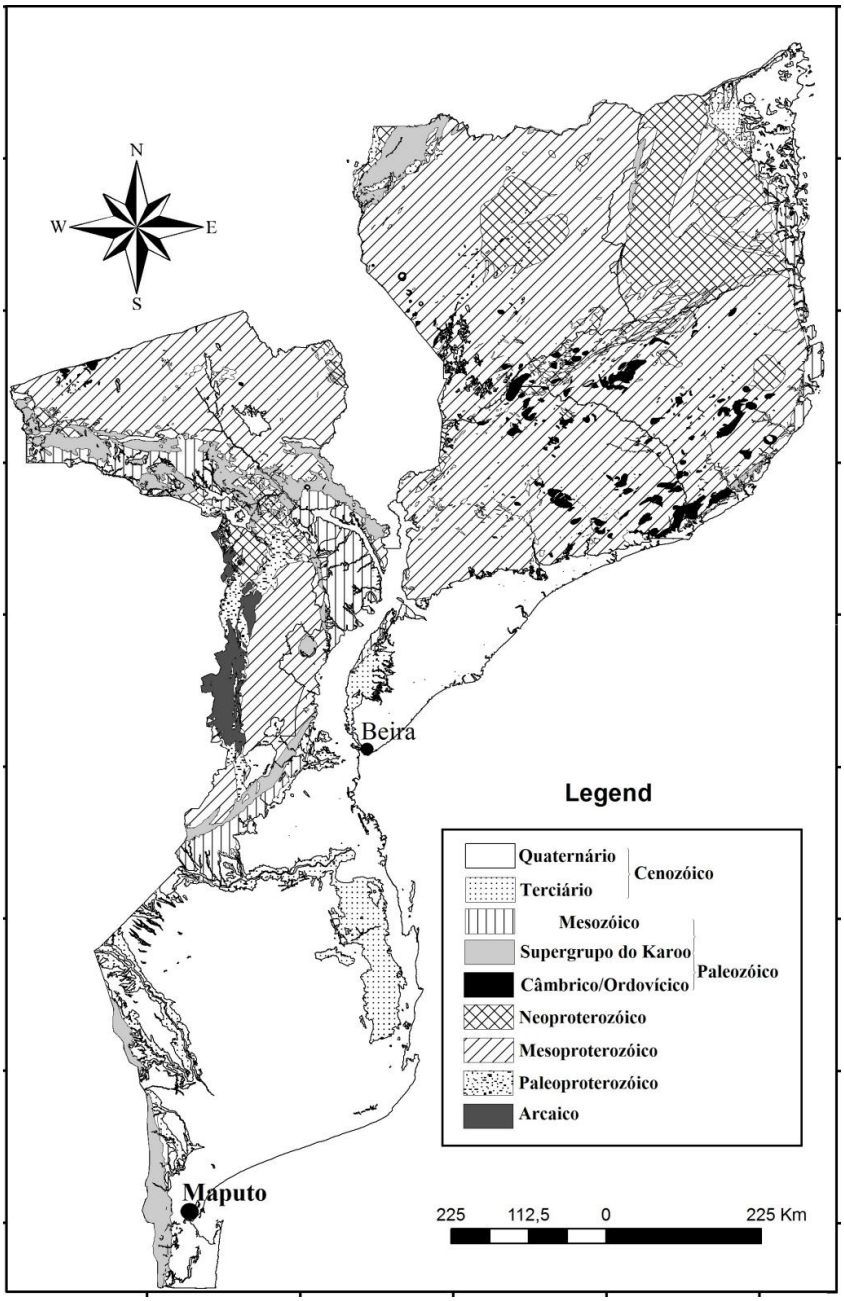


Figura 5: Divisões geológicas de Moçambique (Vasconcelos 2014).

3.1.2.1. Formações Geológicas

No **Pré-Câmbrico,** compreendido entre o **Arcaico** e o **Neoproterozóico**, destacam-se o Escudo Moçambicano, composto por gnaisses, granitos e xistos que formam a base do Cratão Africano, e o Cinturão Moçambicano, com rochas metamórficas de alto grau, como granulitos e migmatitos, formadas durante a orogenia Pan-Africana (Grantham et al 2003).

No **Fanerozóico,** que compreende o **Paleozóico** e o **Cenozóico**, a Bacia do Karoo, no sul, contém arenitos, siltitos e camadas de carvão, depositados em ambientes fluviais e lacustres durante o Permiano-Jurássico (Catuneanu et al 2005). A Bacia do Rovuma, no

norte, é composta por arenitos e calcários, depositados em ambientes marinhos e deltaicos durante o Mesozoico-Cenozoico. No centro do país, ocorrem formações vulcânicas, como basaltos e riolitos, associadas à divisão do Gondwana (Salman & Abdula 1995).

No **Cenozóico**, formação geológica actual, predominam os depósitos aluviais ao longo dos principais rios, como o Zambeze e o Limpopo, compostos por areias, siltes e argilas, e os depósitos costeiros, que incluem dunas de areia, sedimentos marinhos e recifes de coral ao longo da costa. Estas formações refletem uma história geológica marcada pela colisão e fragmentação de supercontinentes e abertura do Oceano Índico (Ucuane 2001).

3.1.2.2. Geomorfologia

A geomorfologia de Moçambique é influenciada por uma combinação de processos tectónicos, erosivos e deposicionais. O país pode ser dividido em três principais zonas morfológicas: planícies, planaltos e montanhas, além de depressões.

As planícies costeiras de Moçambique são caracterizadas por terrenos baixos e relativamente planos que se estendem ao longo da costa com altitudes inferiores a 200m. Essas áreas são formadas por sedimentos quaternários, depósitos aluviais e marinhos. São altamente susceptíveis a erosão costeira e inundações (GTK Consortium 2006)

Os planaltos abrangem grande parte do interior de Moçambique, estendendo-se de norte a sul. Caracterizam-se por superfícies aplainadas, com altitudes que variam entre 200 e 1000 metros, intercaladas por vales fluviais e colinas isoladas. O Planalto Central é composto principalmente por rochas cristalinas antigas, como granitos e gnaisses, que remontam ao Pré-Câmbrico, submetidas a intensos processos erosivos ao longo do tempo, resultando em um relevo suave e ondulado (GTK Consortium 2006).

Moçambique possui algumas áreas montanhosas significativas, como a Serra da Gorongosa, o Monte Namúli e a Serra de Chimanimani. Esses maciços são formados por rochas metamórficas e ígneas, e suas altitudes podem ultrapassar 2000 metros. (Vicente et al 1973).

3.2. Caracterização das Amostras

Tendo em conta uma necessidade de abrangência geográfica e a facilidade de obtenção das amostras, serão analisados solos representados na Tabela 5. A referida tabela mostra o resumo das características do solo notadas na sua colheita no local.

Tabela 5: Localização das amostras analisadas

Referência	Amostra	Província	Localização
1	AVM	Maputo	Distrito de Marracuene
2	Moamba	Maputo	Distrito da Moamba
3	Nampevo-Gurúe	Zambézia	Câmara de Empréstimo da estrada
4	Zero-Mopeia	Zambézia	Estrada Zero-mopeia KM 33+200
5	Mocuba	Zambézia	Vila de Mocuba
6	Lioma-Mutuali	Zambézia	Câmara de Empréstimo da estrada
7	Lidgego	Niassa	Câmara de empréstimo em Lidgego
8	Chiulugo	Niassa	Câmara de empréstimo em Chiulugo

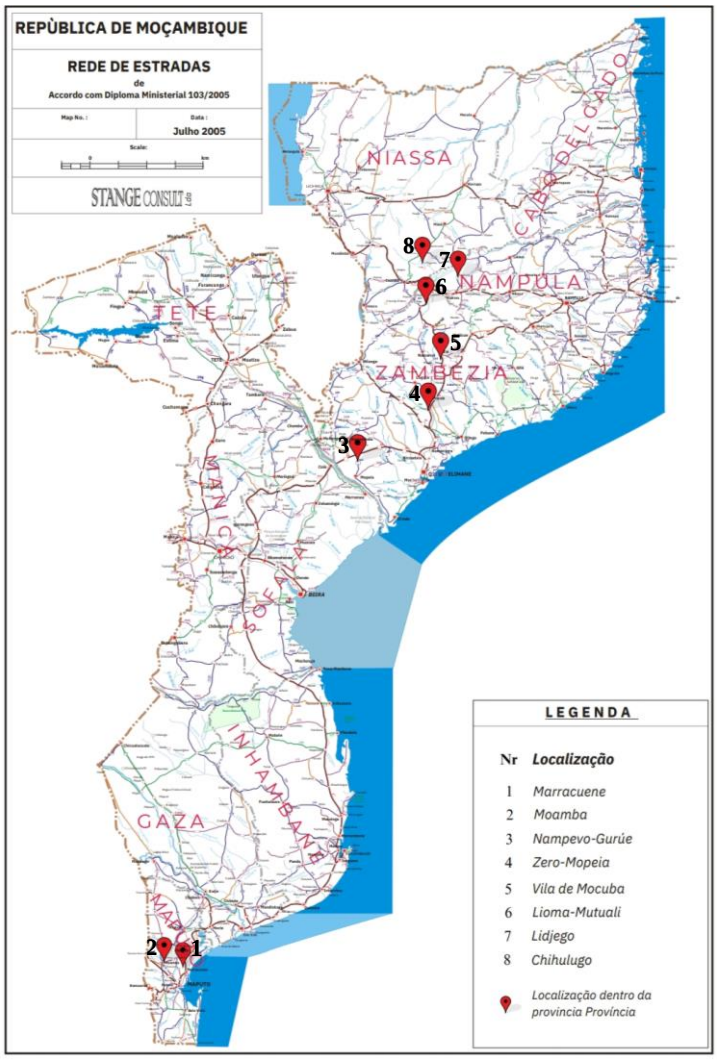


Figura 6: Distribuição Geográfica das amostras analisadas. Adaptado do Mapa de estradas elaborado por STANGE CONSULT 2005.

As amostras foram colhidas principalmente em câmaras de empréstimo usadas para construção de estradas. A maioria das amostras foi colhida por técnicos da ANE, com excepção das amostras de solos da Moamba e Areias vermelhas de Maputo “AVM”, que foram coletadas pelo autor deste trabalho.

Figura 7: Colheita da amostra de solo de Zero-Mopeia por um técnico da ANE. Fonte: arquivo do autor.

Tabela 6: Caracterização das amostras no local de colheita.

Amostra	Localização	Profundidade (m)	Cor	Aspecto Visual
AVM	Maputo	1,8	Vermelho claro	solo arenoso
Chiulugo	Niassa	2	Laranja amarelado claro	solo arenoso fino
Lidgego	Niassa	1	Laranja amarelado claro	solo arenoso
Lioma-Mutuali	Zambézia	1.5	Castanho claro	solo arenoso com pedras quebradiças
Moamba	Maputo	1	Vermelho claro	solo arenoso
Mocuba	Zambézia	1	Vermelho claro	solo arenoso com pedras duras e quebradiças
Nampevo-Gurúe	Zambézia	1	Vermelho claro	solo arenoso
Zero-Mopeia	Zambézia	4	Laranja amarelado-claro	solo arenoso

3.3. Procedimentos experimentais na metodologia clássica

Nesta secção, serão descritas as etapas realizadas em laboratório, que compreendem os ensaios de caracterização e os procedimentos necessários para classificar os materiais de acordo com a *USCS* e *AASHTO*. O processo de preparação das amostras para os ensaios de caracterização, compactação (Proctor) e CBR foi realizado de acordo com o estabelecido nas normas do *TMH1 – Standard Methods of Testing Road Construction Materials.* A excepção foi o ensaio de granulometria, realizado segundo as normas da *ASTM (American Society for Testing Materials).* Os ensaios referentes a metodologia clássica foram realizados no Laboratório da Empresa ROADLAB em Moçambique.

3.3.1. Ensaios para Caracterização Física

Por forma a caracterizar os solos foram realizados os seguintes ensaios: i) análise granulométrica por peneiramento, ii) limites de consistência e adicionalmente o ensaio para obtenção da densidade específica das partículas. Após a preparação das amostras, foi realizado um ensaio de granulometria por peneiramento de cada uma das amostras de solo, por forma a obter a percentagem de cada fração na amostra de solo. Relativamente aos limites de consistência, foram ensaiadas as amostras a fim de se obterem as suas propriedades em termos de plasticidade.

3.3.2. Ensaios de Compactação e CBR

O ensaio de compactação tem por objetivo a obtenção das condições óptimas de compactação dos solos em termos da densidade seca máxima ($\gamma d\ máx$) e o teor de humidade óptimo. Entretanto, para simulação das condições reais de compactação foi realizado o ensaio Proctor na energia modificada.

Por outro lado, o ensaio CBR tem por objetivo conhecer a capacidade de suporte do solo, este ensaio foi realizado para a condição do solo na humidade de moldagem (Hm) e submerso em água por 4 dias (Sub). Faz-se menção que para a condição de solos tropicais estes 4 dias poderão ser reduzidos, contudo foi assim fixado neste trabalho.

3.4. Procedimentos experimentais para a metodologia MCT

Nesta secção, serão abordados os procedimentos necessários, os ensaios e as etapas realizadas em laboratório para os solos quanto à metodologia MCT, tendo sido realizados os ensaios classificatórios e o mini-CBR.

A metodologia tem como base obtenção de propriedades em corpos de prova cilíndricos compactados em equipamentos com dimensões reduzidas, doravante referidos como "miniatura", de acordo com as normas DNIT 258/2023 – ME e DNIT 254/2023 – ME. Todos ensaios para a metodologia MCT foram realizados no Laboratório da Empresa ROADLAB em Moçambique.

3.4.1. Programa de ensaios da metodologia MCT

O conjunto de ensaios da metodologia MCT é constituído por:

3.4.1.1 – Ensaio de Compactação Mini-Proctor (M1);

3.4.1.2 – Ensaio Mini-CBR e Expansão (M2);

3.4.2.3 – Ensaio de Contração (M3);

3.4.2.4 – Ensaios de Infiltrabilidade e Permeabilidade (M4);

3.4.2.5 – Ensaio de compactação Mini-MCV (M5);

3.4.2.6 – Ensaio de Penetração da Imprimadura Betuminosa (M6);

3.4.2.7 – Ensaio Mini-CBR de Campo – Procedimento Dinâmico (M7);

3.4.2.8 – Ensaio de Perda de Massa por Imersão (M8);

3.4.2.9 – Classificação Geotécnica MCT (M9).

Para classificação, são suficientes apenas os ensaios M5 e M8. Entretanto para melhor aplicação foi complementarmente realizado o ensaio M2.

Para realização deste trabalho foi seguido o programa de ensaios denominado **Programa II – Mini-MCV e ensaios associados** descrito por Nogami e Villibor 2009.

Estes ensaios, designados classificatórios, visam verificar se o solo tem, ou não, **comportamento tecnológico laterítico**, por meio da metodologia MCT, além de preverem propriedades dos grupos integrantes das mesmas. O programa compreende os seguintes ensaios:

- Ensaio Mini-MCV;

- Ensaio de Perda de massa por Imersão.

Adicionalmente foram realizados o ensaio Mini-CBR, para obtenção da capacidade de carga do solo, da metodologia MCT e o ensaio Mini-DCP sobre corpos de prova no molde cilíndrico.

Sendo os ensaios da metodologia MCT pouco conhecidos no meio rodoviário, especialmente em Moçambique, os aspectos essenciais dos ensaios efectuados para a realização deste trabalho serão descritos a seguir, de acordo com o apresentado por Nogami e Villibor 2009:

3.4.1.1 Ensaio de Compactação Mini-Proctor (M1)

Para compactação usam-se dois tipos de soquete: o **leve** (2,27 kg) e o **pesado** (4,50 kg). Para reproduzir as condições próximas da energia dita Normal (*ASTM*-D-698 ou *AASHTO*-99), aplicam-se 5 golpes de cada lado do corpo de prova, com soquete leve, em apenas uma camada e, para energia conhecida como Intermediária no Brasil (DNER-ME-129-94), aplicam-se 6 golpes de cada lado, com soquete pesado. Os corpos de prova são moldados de maneira que sua altura atinja 50 ± 1 mm sem arrasamento.

Materiais e equipamentos específicos:

1- **Moldes:** $\emptyset_{int}$ de 50mm e 130 mm de altura feitos de aço cadmiado ou aço inoxidável;
2- **Compactador:** composto por: dispositivos para medida da altura do corpo de prova (extensómetro, conjunto contendo escala submilimétrica), extractor de alavancas, padrão cilíndrico para aferição, pistão inferior e armação da base
3- **Anéis de Vedação:** de aço inoxidável, latão ou bronze, secção triangular (catetos de 2,5 mm) e $\emptyset_{ext}$ de 50mm.

4- **Soquetes:** do tipo leve e pesado de pés circulares com Ø de 49,8mm, com massas de 2,270g e 4,500g, respectivamente e altura de queda de 30cm.
5- **Espaçadores:** altura de 70,0 mm e raio interno de 50,0mm.
6- **Dispositivo de medida:** da altura dos corpos de prova compactados, provido de extensómetro de 0,01 mm de leitura direta.
7- **Assentador Cilíndrico:** com Ø de 49mm, comprimento de 90,0mm de madeira dura ou PVC rígido.
8- **Bastão:** de bambu ou plástico rígido de 25,0mm para empurrar solo solto introduzido no molde.
9- **Funil:** de metal ou plástico com ângulo de 30º para introduzir solo no molde.

Figura 8: Ilustração do equipamento de compactação. Fonte: arquivo do autor.

3.4.1.2 Ensaio Mini-CBR e Expansão (M2)

O equipamento e procedimentos básicos são os desenvolvidos na *Iowa State University* (1956), com o equipamento modificado por Nogami (1972) e tendo denominado o valor de suporte **Mini-CBR.** Os corpos de prova compactados são obtidos de acordo com a metodologia descrita no ítem anterior. A Tabela A1. 1, no Anexo I, apresenta um resumo das principais características dos ensaios Mini-CBR e CBR.

A fórmula para o cálculo da Expansão é a mesma da expressão do CBR clássico, a saber:

$$E = \frac{L_f - L_i}{L_0} \times 100\ [\%] \qquad (1)$$

Onde:

E = Expansão.

L_f *e* L_i = Leitura final e inicial do cp.

L_0 = Altura inicial do cp.

Os valores de Expansão E são designados E_C e E_S, conforme as condições de sobrecarga e imersão do cp.

Condições de imersão e sobrecarga

Para cada teor de humidade de compactação podem-se obter valores de Expansão e podem ser determinados os valores de capacidade de suporte para as seguintes condições:

- **Sem imersão com uso da sobrecarga-padrão** de 490 g na penetração e com teor de humidade de moldagem Hm. O índice de suporte assim obtido, designado **Mini-CBRHm**, é o Mini-CBR na humidade de moldagem. Quando a penetração é feita na humidade óptima Ho, é designado **Mini-CBRHo**.

- **Com imersão por 24 horas e uso da sobrecarga-padrão** de 490 g, no período de imersão e na penetração. O índice de suporte assim obtido é designado **Mini-CBRic** e a Expansão E_C, Expansão com sobrecarga.

- **Com imersão por 24 horas, sem sobrecarga** no período de imersão e na penetração. O índice de suporte assim obtido é designado **Mini-CBRis** e a Expansão, E_S, Expansão sem sobrecarga.

Materiais e equipamentos específicos:

1- **Prensa:** macaco mecânico com carga até 1000 kgf, anel dinamométrico com capacidade de 400 kgf, pistão de 16,0 mm de diâmetro, dispositivo para indicar o valor da penetração no pistão e uma armação rígida.
2- **Relógio analógico:** ajustado a velocidade de voltas/min.
3- **Recipiente para embebição:** armação para determinação da expansão, suporte e sobrecargas de 340 g.

Figura 9: Representação da prensa do mini-CBR. Fonte: arquivo do autor.

3.4.1.5 Ensaio de Compactação Mini-MCV (M5)

É um ensaio de compactação em que a massa é constante e a energia variável, esta variação é aplicada pelo número de golpes do soquete até que seja atingida altura constante do corpo de prova, e o equipamento utilizado é o indicado na Figura 8. O processo consiste em aplicar ao corpo de prova, com um determinado teor de humidade, um número crescente de golpes até não haver acréscimo sensível na densidade que é o critério de paragem (diferença entre golpes sucessivos de 0.1mm). Durante o processo de compactação são realizadas medidas da altura do corpo de prova para determinação da Massa Específica Aparente Seca (MEAS). A cada teor de humidade de compactação (Hc), corresponde uma curva de deformabilidade; o coeficiente angular, dado pela inclinação de cada uma delas, é denominado **coeficiente c´**.

Para fins classificatórios adoptou-se a curva de deformabilidade correspondente ao Mini-MCV = 10, que, entretanto, raramente pode ser obtida na prática, a partir dos resultados de ensaios. Utiliza-se, então, uma curva traçada por interpolação gráfica, que fornece o valor de c´ com precisão para tal fim.

O **coeficiente d´** é a inclinação, medida nas proximidades da MEASmáx, da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente a 10 ou 12 golpes do ensaio Mini-MCV, conforme a série usada para o ensaio; seu valor é obtido pela expressão:

$$d' = \frac{\Delta MEAS}{\Delta H_C} \qquad (2)$$

Materiais e equipamentos específicos:

Idênticos aos do Ensaio Mini-Proctor.

Para realização deste ensaio, foi utilizada a série simplificada, considerada mais adequada para classificação dos solos (Nogami e Villibor 2009). Para simular as condições reais dos equipamentos empregues no processo de compactação, especialmente durante a execução de camadas estruturais, foi realizada a compactação utilizando o soquete pesado de 4,54 kg. Este procedimento enquadra-se no que é descrito como energia intermediária do ensaio Mini-Proctor.

3.4.1.8 Ensaio da Perda de Massa por Imersão (M8)

Para sua execução os corpos de prova devem ser compactados segundo o método Mini-MCV e somente poderão ser aproveitados aqueles dos quais se possa ter uma curva de deformabilidade completa. Os cp´s escolhidos são extraídos apenas parcialmente, a fim de que fiquem expostos , exatamente, 10 mm da sua parte inferior; a seguir, os cp´s são imersos em água, na posição horizontal e é feita a pesagem das massas desprendidas. Em seguida representam-se os valores de PI em função dos respectivos Mini-MCV e são obtidas as perdas por interpolação correspondente aos seguintes casos:

- Corpos de prova com altura final > 48mm: calcular perda no Mini-MCV = 10.
- Corpos de prova com altura final < 48mm: calcular perda no Mini-MCV = 15.

A Perda de Massa por Imersão “PI” é calculada por:

$$Pi = 100 \times \frac{Mi \times L_{cp}}{Ms \times Lf} \times Fc\ [\%] \qquad (3)$$

Onde:

$Mi =$ Massa seca desprendida $[g]$.

$Ms =$ Massa seca do corpo de prova, logo após a sua compactação $[g]$.

L_{cp} = Altura final do cp, logo após a compactação $[mm]$.

Lf = 10 mm = Altura do cp, para molde.

F_C = 0,5 ou 1,0 quando ocorre um desprendimento como monobloco ou normal.

Materiais e equipamentos específicos:

1- **Suporte dos moldes de compactação.**
2- **Tanque:** que permita acomodar pelo menos 5 cilindros, com corpos de prova extrudados, dispostos horizontalmente

Figura 10: molde e corpo de prova sob o suporte para imersão. Fonte: DNIT 258/2023 – ME

Após a extrusão dos 10mm do corpo de prova, coloca-se em imersão em água por um período de 20h, durante este período é importante observar a absorção de água pelo corpo de prova e a forma de desagregação do material.

A Tabela A1. 2 mostra os ensaios e determinações da Metodologia MCT e respectivas associações com as propriedades físicas das bases de SAFL, principais problemas e defeitos construtivos das mesmas.

3.4.1.9 Classificação Geotécnica MCT

Esta classificação veio permitir a verificação do **comportamento laterítico**, ou não, dos solos e dar subsídios à avaliação das propriedades mecânicas e hídricas dos solos típicos dos climas tropicais húmidos. Com essa solução foram superados muitos problemas de estudo geotécnico, incluindo os ocorridos na escolha de solos para fins rodoviários.

O coeficiente c´ correlaciona-se aproximadamente com a granulometria, desconhece-se eventual deste com a laterização. Este coeficiente corresponde à inclinação da curva de afundamento relativa ao Mini-MCV=10, que é hipotética como referido anteriormente. Para sua obtenção interpola-se uma curva que passe pelo ponto correspondente a 10 golpes e um afundamento de 2mm, tendo como base as curvas próximas, como é representado no **Gráfico 1**. No **Gráfico 2** é ilustrada a obtenção do coeficiente d´ cujo procedimento é descrito acima.

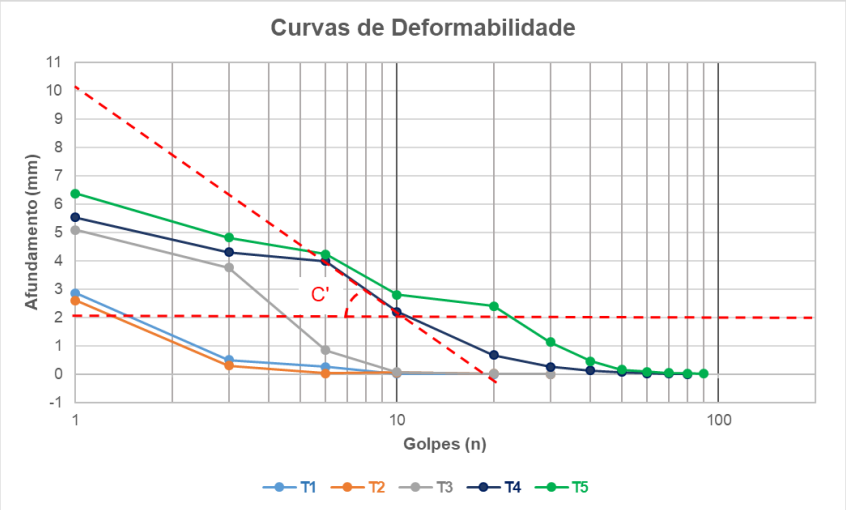


Gráfico 1: Obtenção do coeficiente c´.

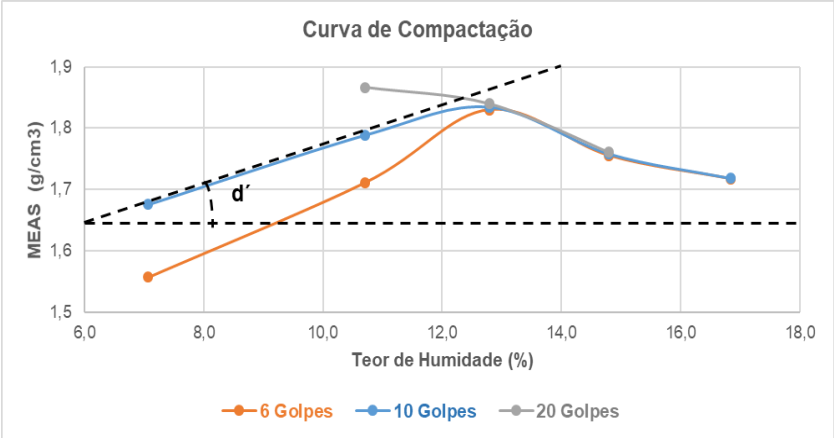


Gráfico 2: Obtenção do coeficiente d´.

Com os valores de PI e d´ obtém-se o **Índice e´** pela expressão:

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{Pi}{100}\right) + \left(\frac{20}{d'}\right)} \qquad (4)$$

Onde:

e´ = Índice de laterização, sendo mais laterizado quanto menor for o índice.

Segundo Nogami e Villibor 1995 o índice **e´** foi concebido para indicar o **comportamento laterítico ou não laterítico**. Verificou-se que o comportamento laterítico começa a se manifestar quando d´ > 20 e PI < 100, o que permitiu o estabelecimento da linha horizontal principal (correspondente a **e´=1,15**), que separa os **solos com comportamento laterítico** (**L**) dos com comportamento não laterítico (**N**). para os solos arenosos em particular, a transição ocorre para valores mais altos de PI, o que levou ao

estabelecimento da linha horizontal secundária em posição um pouco acima (correspondente a **e´= 1,40**).

A classificação MCT é dividida em duas classes, conforme a Figura 11: **L** e **N**, associada a granulometria obtida através das curvas de deformabilidade que resultam do comportamento na compactação e 7 grupos: **LA**, **LA´**, **LG´**, **NA**, **NA´**, **NS´** e **NG´**.

A classe **L** representa **solos com comportamento laterítico**, mais apropriados para uso em obras rodoviárias e a classe **N** representa **solos não lateríticos**, formada principalmente por solos saprolíticos que apresentam propriedades não adequadas para o uso em obras rodoviárias, como é o caso da expansão na presença de água.

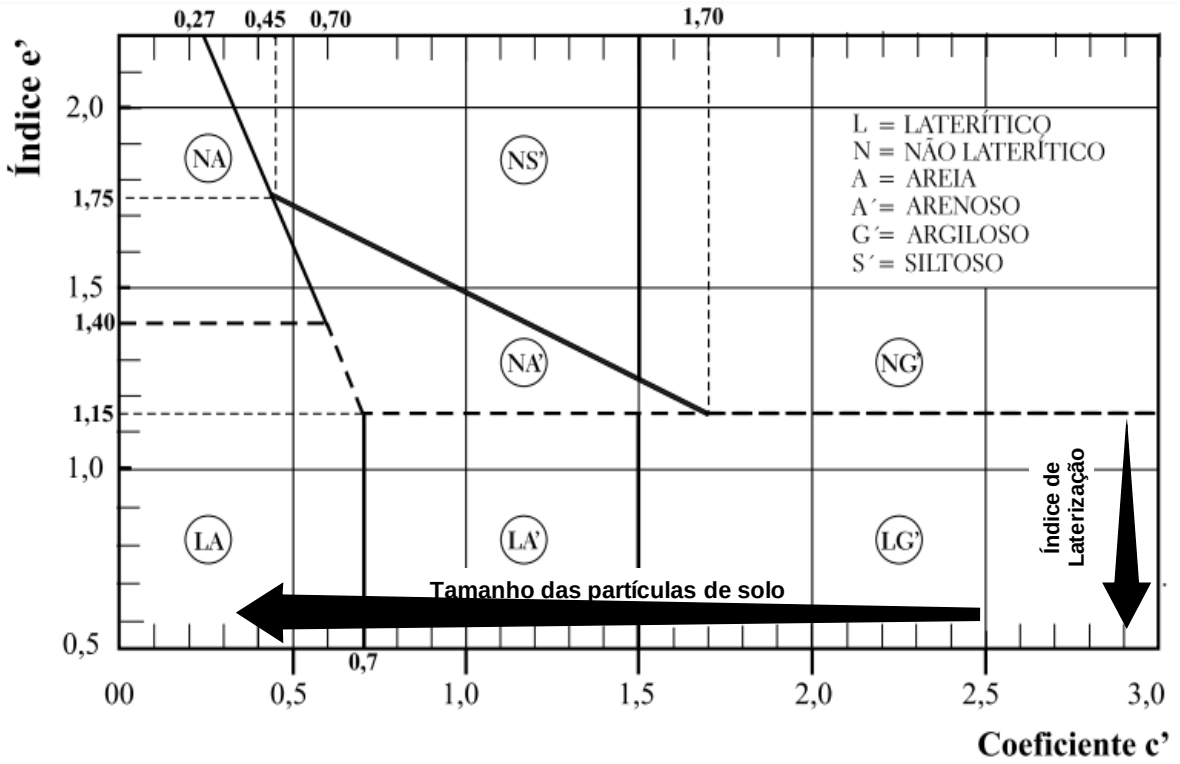


Figura 11: Classificação MCT (Nogami e Villibor 2009, adaptada pelo autor).

Os 7 grupos da classificação MCT são descritos como:

a) **Grupo NA**: de comportamento não laterítico, composto por areias, siltes e misturas de areias e siltes. Praticamente não possuem material que passa na peneira 0.075 mm.
b) **Grupo NA´**: os solos desse grupo são de comportamento não laterítico, sobretudo misturas de areia quartzosas com finos passando na peneira de 0.075 mm.
c) **Grupo NS´**: compreendem, sobretudo, os solos saprolíticos silto-arenosos, de constituição predominantemente feldspática/micácea.
d) **Grupo NG´**: saprolitos argilosos, que derivam de rochas sedimentares argilosas. Classificam-se nesse grupo os solos superficiais pedogenéticos não lateríticos.

e) **Grupo LA**: incluem-se neste grupo areias com poucos finos de comportamento laterítico.
f) **Grupo LA´**: os solos deste grupo são tipicamente arenosos.
g) **Grupo LG´**: os integrantes mais frequentes deste grupo têm sido as argilas e as argilas arenosas.

Importa referir que os solos N, pelo comportamento não laterítico, a sua aplicação em estradas se fundamenta no conceito clássico de granulometria, plasticidade e expansibilidade o que faz com que os solos finos sejam liminarmente descartados.

Os solos com comportamento laterítico L, devem ser analisados tendo em conta a sua microestrutura rica em óxidos de ferro e alumínio que, associadas ao ambiente tropical, levam a um comportamento que os qualifica para aplicação em camadas estruturais quando devidamente compactados.

3.5. Procedimentos Experimentais para o ensaio Mini-DCP

O ensaio Mini-DCP, desenvolvido pelo co-supervisor deste trabalho, foi realizado no laboratório da Empresa ROADLAB em Moçambique sem a observância de uma norma padronizada, uma vez tratar-se de um desenvolvimento próprio como réplica em miniatura do DCP padrão. O equipamento foi desenvolvido com base no DCP convencional, adaptado para execução em laboratório e replicado em escala reduzida, com objetivo de avaliar a resistência dos corpos de prova através do índice *DN* (*Dynamic Cone penetration Index*) no modelo reduzido do corpo de prova e equipamento.

Os corpos de prova foram compactados de acordo com a metodologia MCT, para ensaio Mini-CBR. Após a compactação, o conjunto molde-corpo de prova foi posicionado em local apropriado para realização do ensaio. De seguida, foram aplicados golpes com o soquete, e a penetração do cone foi medida com auxílio de um extensómetro, permitindo a obtenção de dados quantitativos para análise da resistência ao corte, dos materiais ensaiados.

Este procedimento, embora não seja normatizado, permitiu uma avaliação das propriedades mecânicas dos corpos de prova em miniatura, fornecendo dados para uma melhor compreensão do seu comportamento sob condições controladas. A réplica em escala reduzida permitiu uma análise viável e expedita, contribuindo para o estudo. Uma representação do aparelho para o ensaio Mini-DCP pode ser encontrada na Figura A2. 1.

A Figura 12 representa o comportamento constatado no ensaio Mini-DCP para dada amostra com vários teores de humidade, onde observa-se o comportamento do solo em função da humidade, verifica-se que, quanto mais afastadas estão as linhas uma da outra

(a preto), maior é a suscetibilidade de determinada amostra à variação do DN em função da humidade. As amostras com menor humidade situam-se mais à esquerda (maior resistência na humidade de moldagem), enquanto as com maior humidade se posicionam mais à direita (menor resistência). O gráfico apresenta com destaque o comportamento típico das amostras analisadas, representado pela linha média, com menor resistência na parte superior, maior resistência na zona intermédia e resistência intermédia na parte inferior.

Ao analisar os resultados em profundidade, distinguem-se três zonas principais:

zona 1

Sequência de Compactação:

1) Durante a compactação esta foi a primeira zona de contacto do material com o soquete em queda (estando o solo solto).
2) Dada a condição do solo (solto), o desprezível confinamento do solo (máxima tensão desviatória "σ_1-σ_3") resulta no deslocamento do solo com pouco adensamento.
3) O protocolo da compactação, na Energia intermediária, define a inversão do molde após 6 golpes por face.
4) Na sequência de 6 golpes seguintes na zona-3, a **zona-1** fica sujeita a menor energia de compactação por fricção das paredes e protecção da mesma pela zona-3 em contacto directo com o soquete nesta fase.

Propriedades Mecânicas:

- Como resultado do mecanismo da compactação, esta zona é a que apresenta o menor adensamento e por conseguinte a menor resistência.
- Pode-se constatar que, a conjugação das propriedades mecânicas do solo (coesão e ângulo de atrito interno), a profundidade da zona de influência desta menor resistência pode ganhar maior expressão (Ex. AVM).
- Hipoteticamnte, uma segunda inversão do molde, levaria ao aumento da resistência desta zona para níveis equiparáveis a zona-3, por influência duma maior carga directa (que não se efectiva pela interrupção da compactação aos 12 golpes).

zona 2

Sequência de Compactação:

1) No processo de compactação, esta zona não chega a entrar em contacto directo com o soquete, tanto na primeira assim como na segunda sequência de 6 golpes.
2) Presume-se que as condições envolventes (zonas 1 e 3), ambas compactadas, associado a reduzida energia causada pela fricção das paredes

Propriedades Mecânicas:

- Pela melhor condição da zona envolvente, esta será a zona com melhor adensamento e por conseguinte, maior resistência ao corte.
- Por apresentar maior uniformidade da resistência "DN", foi a zona escolhida como

do molde cilíndrico, sejam condições favoráveis a mobilização da mínima tensão desviatória "σ_1-σ_3", portanto, melhor condição para o adensamento.

representativa da resistência do solo compactado, para determinado teor de humidade, exceptuando-se a amostra AVM, que apresenta maior uniformidade na Zona-1.

zona 3

Sequência de Compactação:

1) Devido ao procedimento da compactação a zona-3 é a primeira a entrar em contacto com o substracto firme e o mecanismo de adensamento do solo inicia-se por esta zona, em sentido ascendente, invertido após 6 golpes na zona-1.
2) Dado o adensamento previamente induzido segundo o número anterior, a segunda sequência de 6 golpes sobre esta zona, associado as propriedades mecânicas do solo, coesão (c) e ângulo de atrito interno (Φ), propiciam o adensamento do solo nesta zona.
3) Propriedades mecânicas do solo também são a principal razão da instabilidade do material, podendo levar a descompressão da zona (ex. Solo AVM).

Propriedades Mecânicas:

- A zona-3 é tendencialmente a que apresenta resistência intermédia.
- Entretanto, há casos excepcionais de falta de coesão do material como se pode constatar no caso da amostra AVM.

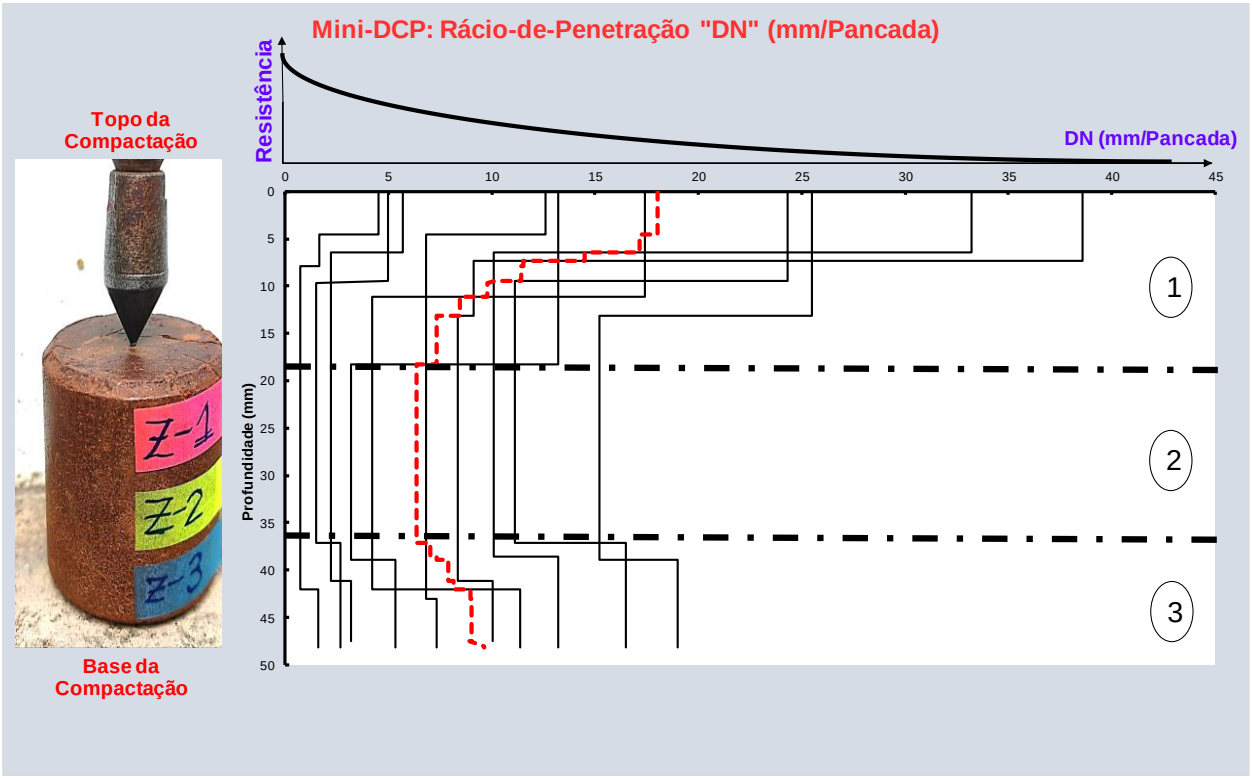


Figura 12: Principais conceitos associados ao ensaio Mini-DCP.

Contribuições do ensaio DCP e Mini-DCP para o contexto prático da construção de pavimentos

A presença e profundidade da Zona-1 depende das propriedades mecânicas do solo bem como das condições reais de compactação como o teor de humidade e pressão de contacto com o cilindro compactador. Um monitoramento dessa zona é relevante para definição da profundidade do possível corte da camada compactada na execução da base com uso de SAFL (na metodologia MCT), como na execução de camadas de pavimentos segundo a metodologia clássica (com base no protocolo da SATCC). Nada obsta que a observação destas 3 zonas levam a identificação e quantificação da profundidade de corte da chamada "*sacrificial layer*".

É também expectável que seja formada a Zona-1 sempre que a compactação seja realizada com o uso do cilindro pé-de-carneiro em solos não coesivos (arenosos), sendo que sua profundidade aumenta conforme as características mecânicas do solo forem menos favoráveis (coesão e ângulo de atrito), por este motivo não é recomendável o seu uso para este tipo de solos. Em casos específicos no campo, dependendo das condições do local, a zona 2 ou 3 pode ser representativa da compactação, o que pode ser confirmado através do ensaio DCP ou Mini-DCP.

4. RESULTADOS

4.1. Análise Mineralógica

4.1.1. Difractometria de Raio-X (DRX)

A mineralogia principal foi determinada por difração de raios X no laboratório do instituto nacional de minas (INAMI). As determinações foram feitas na amostra total e na fração argila. A análise mineralógica por Difratometria de Raio-X (DRX), tem como base a natureza regular das redes cristalinas dos minerais, conjugada com a propriedade dos raios-X de se difratarem em fase, sem alteração do comprimento de onda, após incidirem sobre os planos cristalinos segundo um ângulo específico (Teixeira et al. 2017).

A análise realizada revelou que todas as amostras de solos estudados são caracterizados pela presença de elevadas concentações de caulinite e quartzo, embora este último em quantidades reduzidas nalgumas amostras, de acordo com os Gráficos 3 e 4. O Gráfico A4-1 apresenta de forma ampliada os dados da análise mineralógica para a fração total e fração argila para todas as amostras. Nos referidos gráficos, os minerais mais prejudiciais às propriedades de resistência dos solos foram posicionados mais a direita.

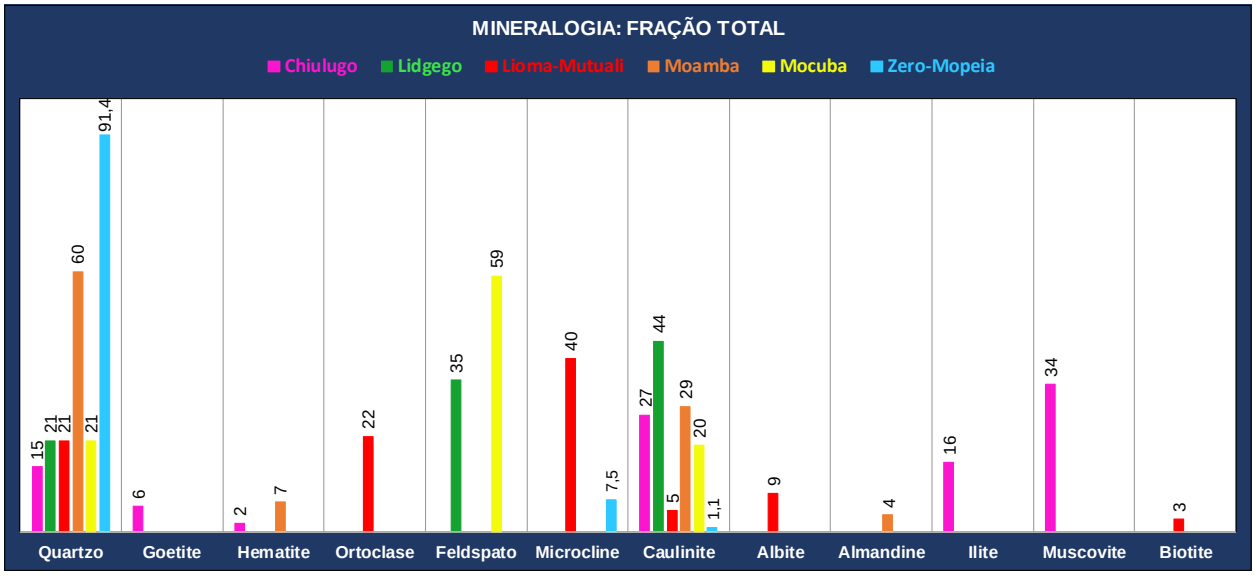


Gráfico 3: DRX das amostras (exclusivamente para fração total).

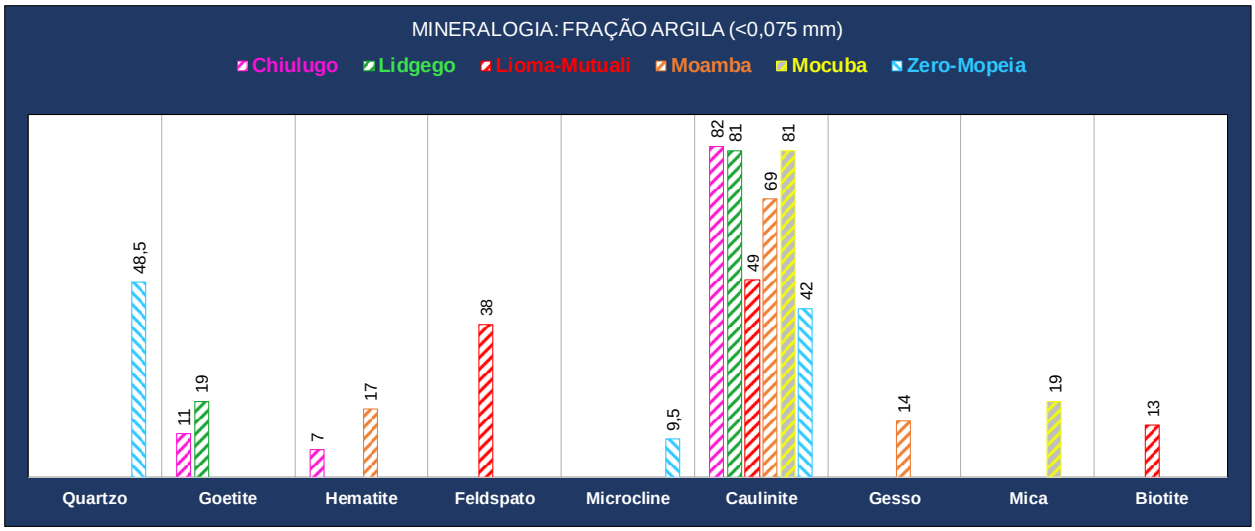


Gráfico 4: DRX das amostras (exclusivamente para fração argila)

Ao analisar os resultados, verifica-se a presença de óxidos de ferro (hematite e goetite) em três das amostras analisadas. Este é um factor importante para a classificação clássica de solos como sendo lateríticos do ponto de vista da pedogénese. Observa-se nos Gráficos 3 e 4, a presença do mineral caulinite em todas amostras, isto é também um factor que pode indicar a presença de solos lateríticos, uma vez que este é o argilomineral do grupo dos filossilicatos predominante neste tipo de solos. Nota-se também a presença de minerais como Ilite e Micas que apresentam capacidade de troca catiónica (CTC) alta devido à estrutura em camadas e presença de catiões nessas camadas..

4.1.2. Fluorescência de Raios-X (FRX)

As análises químicas foram realizadas pelo método de espectrometria de fluorescência de raios-x (FR-X) no laboratório do INAMI, com o objetivo de identificar a composição química e determinar a concentração na forma de óxidos das amostras coletadas. Este estudo focou-se, sobretudo, nas concentrações de SiO_2, Fe_2O_3 e Al_2O_3, que são usados para classificação clássica dos solos em lateriticos ou não lateríticos.

Por limitações de índole financeira, foram analisadas apenas duas amostras, e a análise destas permitiu uma avaliação da presença e proporção dos componentes anteriormente mencionados nomeadamente óxidos de ferro e alumínio, fundamentais para classificar os solos como lateríticos, os resultados são apresentados na Tabela 7.

Tabela 7: FRX das amostras de Lidgego e Moamba.

Parâmetros analisados	Lidgego Resultados (%)	Moamba Resultados (%)
Al_2O_3	35.11	30,55
Au	0.02	0,02
BaO	0.39	0,3
CaO	0.09	0,25
Co_3O_4	0.05	-
Cr_2O_3	0.03	-
CuO	0.02	-
Fe_2O_3	17.61	17,24
I	0.37	0,4
K_2O	0.47	0,14
MgO	0.28	0,23
MnO	0.13	0,22
Nb_2O5	-	0,02
Nd_2O3	-	0,1
NiO	0.02	-
P_2O5	0,29	0,1
PtO_2	0.02	-
SiO_2	43.22	48,05
SO_3	-	0,11
SrO	0.02	-
TiO_2	1.81	1,96
Y_2O_3	0.01	0,03
ZnO	0.02	0,02
ZrO_2	0.02	0,26

A análise realizada permitiu identificar e quantificar a concentração dos principais óxidos presentes. A amostra de Lidgego revelou 43,22% de SiO_2, 35,11% de Al_2O_3 e 17,61% de Fe_2O_3, enquanto que a da Moamba revelou 48,05% de SiO_2, 30,55% de Al_2O_3 e 17,24% de Fe_2O_3.

As elevadas concentrações de SiO_2, Al_2O_3 e Fe_2O_3 predominantes em ambas amostras, são **características típicas de solos lateríticos**, formados em ambientes tropicais (Silva et al 2015). A elevada presença de sílica (SiO_2) indica que os solos possuem uma boa quantidade de quartzo contribuindo para durabilidade e resistência. Os altos teores de alumina (Al_2O_3) revelam a presença significativa de minerais como caulinite e/ou gibbsite, comuns em solos tropicais. A concentração de óxidos de ferro (Fe_2O_3) fornece estabilidade e resistência adicional aos solos (Teixeira et al. 2017).

A caulinite é tipicamente representada por: $Al_2Si_2O_5(OH)_4$.

A análise destas amostras confirma que os solos possuem os elementos químicos tipicamente presentes em solos lateríticos.

Determinados solos são definidos como solos lateríticos, quando a relação molecular sílica-sesquióxidos for menor que 2, definida pela equação 5:

$$\frac{S}{R} = \frac{\frac{SiO_2}{60}}{\frac{Al_2O_3}{102} + \frac{Fe_2O_3}{160}} \quad (5)$$

Onde:

S/R = Relação molecular sílica-sesquióxido

SiO_2 = Sílica

Al_2O_3 = Sesquióxido de alumínio

Fe_2O_3 = Sesquióxido de ferro

Winterkorn citado por Gidigasu 2011 estabelece a subdivisão indicada na Tabela 8 para classificar solos de acordo com a relação sílica-sesquióxidos:

Tabela 8: Classificação de solos de acordo com Winterkorn.

S/R	Classificação
<1,33	Laterite verdadeira
1,33 - 2,00	Solo lateritico
>2,00	Não laterítico

A Tabela 9 apresenta a relação sílica-sesqiuióxidos para as amostras analisadas. Os resultados indicam que os solos podem ser classificados como lateríticos, com valores próximos ao limite superior da faixa de laterização. Em particular, a amostra da Moamba sugere a possibilidade se de tratar de solo laterítico jovem, que não sofreu laterização intensa. Winterkorn e a norma brasileira do DNIT classificam as amostras como solos lateríticos, sendo que foram classificadas como não lateríticos de acordo com o DNER devido ao critério da expansão.

Tabela 9: Classificação pedogenética das amostras analisadas pela FRX.

Amostra	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	S/R	Expansão (%)	Classificação		
						WINTERKORN	DNIT	DNER
Lidgego	43,22	35,11	17,61	1,59	0,63	Solo Laterítico	Solo Laterítico	Não Laterítico
Moamba	48,05	30,55	17,24	1,97	0,43	Solo Laterítico	Solo Laterítico	Não Laterítico

Gidigasu 2011 aborda o provável desempenho de solos tendo reportado na Tabela 10 seguinte. À esquerda estão representados os valores obtidos pelo referido autor e a direita valores calculados no presente trabalho para obter a classificação dos referidos solos.

A mesma fonte menciona outros critérios relevantes para avaliar o comportamento de solos lateríticos em pavimentos rodoviários, como a densidade específica das partículas, a absorção de água após 24h de imersão, a resistência à abrasão no ensaio Los Angeles e características relacionadas à plasticidade. O autor também discute o possível desempenho desses solos em serviço, com base em análises realizadas em solos do Oeste de África, especialmente da Nigéria. É importante referir que no caso da Nigéria $Al_2O_3 > Fe_2O_3$, enquanto que para o caso de Moçambique $Al_2O_3 < Fe_2O_3$.

Tabela 10: Classificação das amostras analisadas por Gidigasu.

Amostra	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	Possível Aplicação	S/R	Expansão (%)	Classificação		
							WINTERKORN	DNIT	DNER
#1	8,4	17,4	65,1	Base	0,2424	-	Laterite Verdadeira	Solo Laterítico	-
#2	15,5	19,7	53,9	Base	0,4874	-	Laterite Verdadeira	Solo Laterítico	-
#3	19,1	27,3	50	Base	0,5487	-	Laterite Verdadeira	Solo Laterítico	-
#4	39,3	20,2	30,4	Sub-base e aterro	1,688	-	Solo Laterítico	Solo Laterítico	-
#5	48,1	16	25,4	Sub-base e aterro	2,54	-	Não Laterítico	Não Laterítico	-
#6	38,1	20	28,5	Sub-base e Sub-leito	1,6969	-	Solo Laterítico	Solo Laterítico	-
#7	41,2	16,8	28,6	Sub-base e Sub-leito	1,9993	-	Solo Laterítico	Solo Laterítico	-
#8	40,8	41,6	5,8	Sub-base e Sub-leito	1,5312	-	Solo Laterítico	Solo Laterítico	-

4.2. Resultados dos ensaios utilizando a metodologia Clássica

4.2.1. Granulometria

As curvas granulométricas representadas no Gráfico 5 abaixo, realizadas **antes da compactação**, indicam que a amostra AVM é mal graduada. As restantes curvas são representativas de solos com granulometria relativamente extensa. Quatro dessas amostras (Chiulugo, Lidgego, Moamba e Nampevo-Gurúe) apresentam altos teores de argila+silte, enquanto as restantes amostras possuem percentagens de cascalho, sendo bem graduadas e com baixas quantidades de argila+silte.

A amostra mal graduada apresenta uma curva com grande inclinação vertical, refletindo um certo diâmetro predominante que a classifica como areia monogranular (ver Tabela 14). Das amostras com altos teores de argila+silte, algumas apresentam curvas com pequena inclinação, nomeadamente as de Chiulugo e Lidgego.

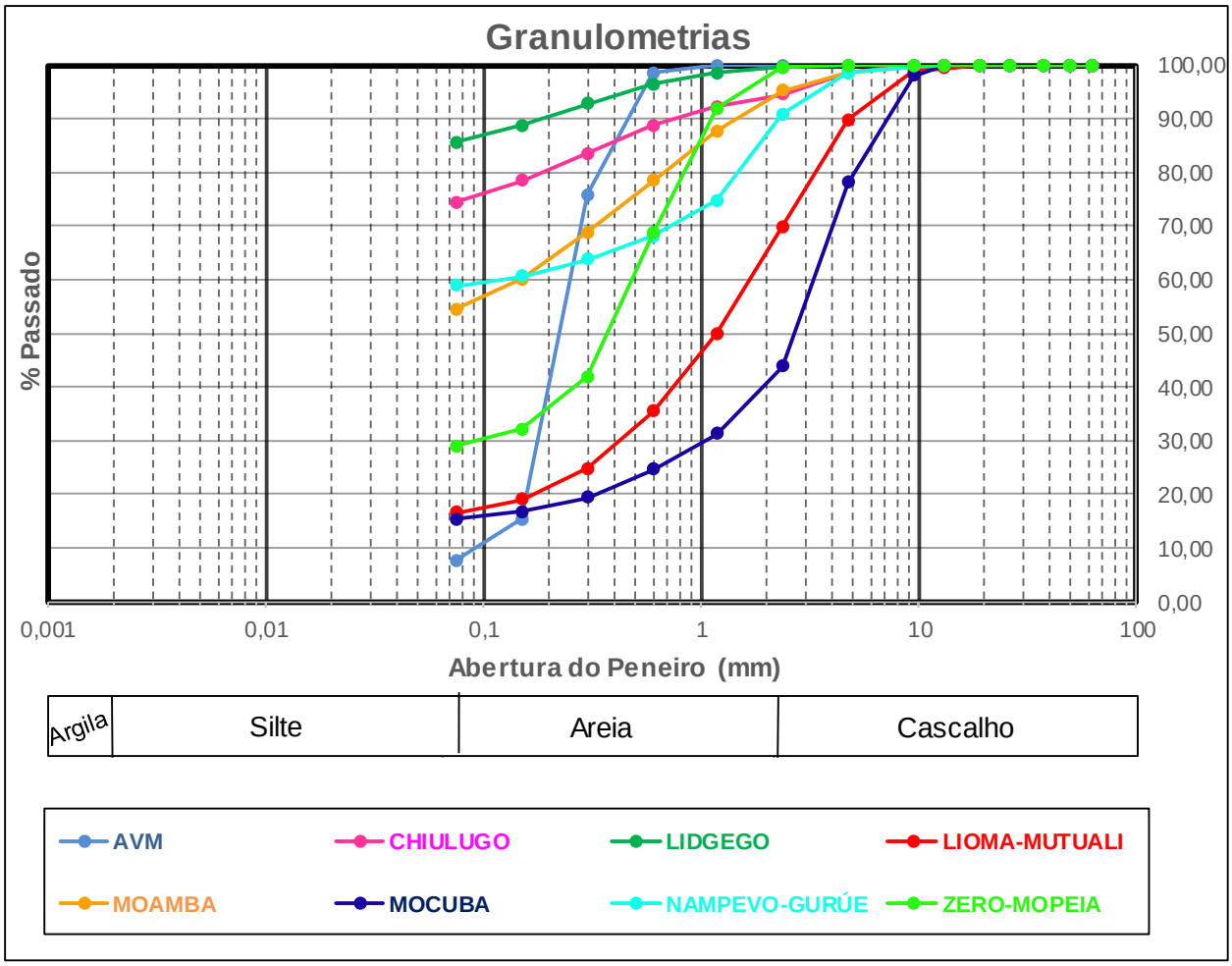


Gráfico 5: Granulometrias das amostras analisadas.

Observa-se a presença pouco pronunciada da fração cascalho nas amostras analisadas. As percentagens mais elevadas encontram-se nos solos de Lioma-Mutuali e Vila de Mocuba, com 30 e 55%, respectivamente. Nas restantes amostras destaca-se a predominância da fração fina (silte+argila), sendo que esta predomina nas características de 4 amostras: Chiulugo, Lidgego, Moamba e Nampevo-Gurúe com todas a apresentarem percentagens superiores a 50%.

Nos Gráficos 6 e 7 são apresentadas duas curvas granulométricas para cada amostra de solo: a traço cheio, que representa a granulometria antes da compactação, e a traço interrompido a **granulometria após a compactação**.

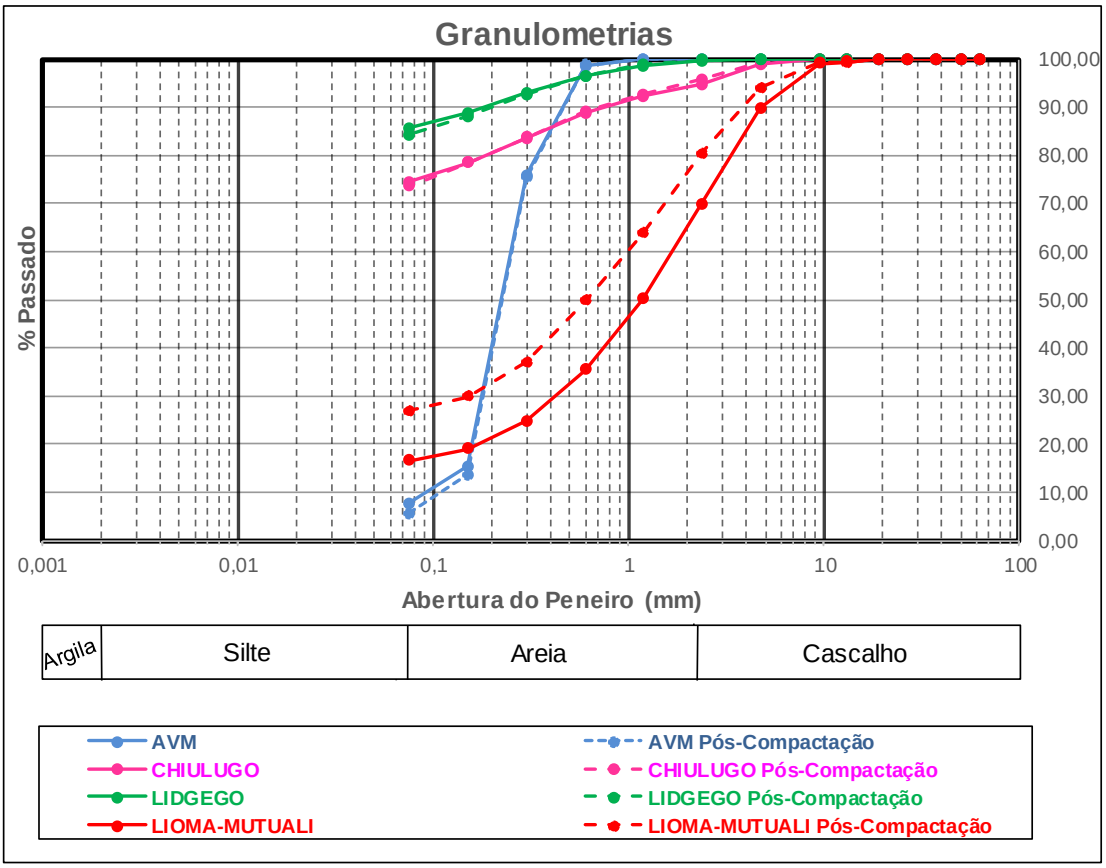


Gráfico 6: Granulometrias antes e após compactação para as primeiras 4 amostras.

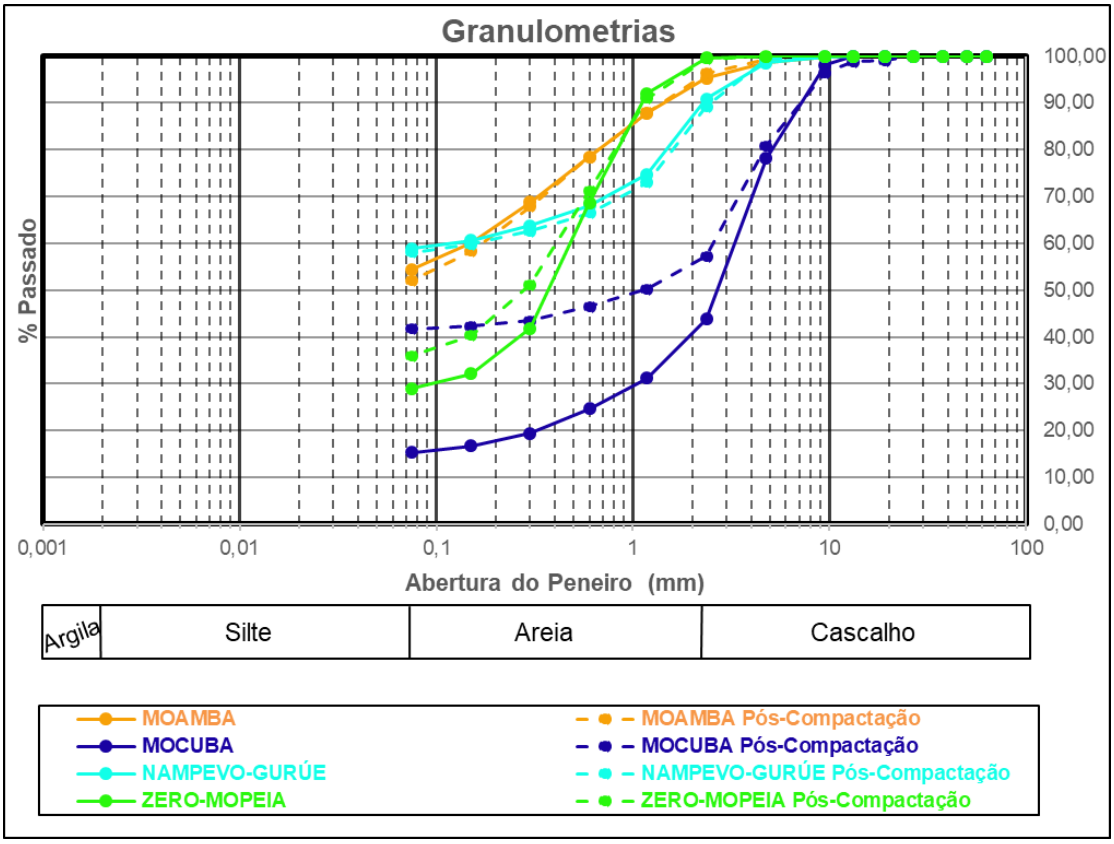


Gráfico 7: Granulometria antes e após compactação para o 2º grupo de 4 amostras.

Observa-se um aumento progressivo das percentagens retidas de solo com a redução da abertura dos peneiros, principalmente para os solos com elevados índices de desagregação. Isto sugere que a desagregação é progressiva, ou seja, as partículas de solo com maiores dimensões desagregam-se aquando da compactação e aumentam progressivamente as percentagens nos peneiros com aberturas inferiores, este processo culmina com um aumento da percentagem passada no peneiro 200.

Para mensurar a referida desagregação, recorreu-se ao conceito "*Breakdown Coefficient*" de acordo com o *Techinical Guideline 2 – TG2* de 2020, a Tabela 11 apresenta os resultados da análise.

Tabela 11: Análise do Breakdown Coefficient.

Amostra	% de material passado	Abertura do Peneiro (mm)				*Breakdown Coefficient*
		4,75	2,36	0,3	0,075	
Lioma-Mutuali	Pré-Compactação	89,85	69,85	24,73	16,58	36,85
	Pós-Compactação	93,92	80,26	36,93	26,76	
	Mudança (%)	4,08	10,4	12,2	10,18	
Mocuba	Pré-Compactação	78,07	43,85	19,43	15,3	66,51
	Pós-Compactação	80,84	57,19	43,46	41,67	
	Mudança (%)	2,76	13,34	24,03	26,37	
Zero-Mopeia	Pré-Compactação	99,98	99,64	41,89	29,03	16,47
	Pós-Compactação	100	99,78	51,21	36,02	
	Mudança (%)	0,02	0,14	9,33	6,99	

É possível verificar que os solos apresentam um coeficiente elevado, que mostra a propensão destes para a degradação aquando da compactação em campo, especialmente os solos Lioma-Mutuali e Vila de Mocuba, o que faz com que o processo de compactação tenha de ser realizado tendo em conta este fenómeno.

4.2.2. Limites de Consistência

A Tabela 12 mostra os resultados dos ensaios para obtenção dos limites de consistência.

Tabela 12: Limites de Consistência.

Amostra	Limites de consitência			
	LL	LP	IP	R
AVM	-	-	NP	-
Chiulugo	54,3	29,1	25,2	12,8
Lidgego	57,6	28,2	29,4	14,3
Lioma-Mutuali	24,2	15,7	8,5	4,1
Moamba	31,4	15,1	16,3	8,3
Mocuba	47,2	27,2	20,1	10,3
Nampevo-Gurúe	55,6	33,1	22,5	12,1
Zero-Mopeia	23,8	12,2	11,5	5,7

Quanto ao índice de plasticidade, é possível classificar as amostras através da Tabela 13. É importante destacar que não foram realizados ensaios para avaliar a plasticidade dos solos após a compactação, não sendo possível determinar a variação que poderia ocorrer, especialmente para as amostras com valores de desagregação elevados.

Tabela 13: Classificação dos solos segundo a plasticidade (Machado & Machado 1997).

Plasticidade	IP
Não plástico	0 - 1
Baixa plasticidade	1-7
Média plasticidade	7 – 15
Elevada plasticidade	> 15

De acordo com o exposto por Machado & Machado 1997, destacam-se entre as amostras solos classificados como tendo elevada plasticidade, com excepção das amostras de Lioma-Mutuali e Zero-Mopeia que se enquadram na categoria de média plasticidade.

As amostras de solos de Chiulugo, Lidgego e Nampevo-Gurúe, as mais finas, apresentaram os maiores valores de LL, LP e IP. Em geral, os limites de consistência apresentaram-se elevados, tanto segundo as normas da SATCC como da ANE. A amostra de Lioma-Mutuali é a única que atende aos parâmetros das normas da SATCC, apenas para aplicação em camadas de sub-base e/ou solo selecionado, contudo não para a camada de base. À excepção das amostras de Chiulugo e Lidgego, as outras atendem às características em termos de IP recomendadas para camada de sub-base segundo o manual da ANE de 2019 referido na secção 2.2.2.

4.2.3. Classificação USCS & AASHTO

Tabela 14: Classificação das amostras segundo a USCS.

Amostra	LL	IP	Classificação
AVM	0	0	SP
Chiulugo	54,3	25,2	MH
Lidgego	57,6	29,4	MH
Lioma-Mutuali	24,2	8,5	SC
Moamba	31,4	16,3	CL
Mocuba	47,2	20,1	SM
Nampevo-Gurúe	55,6	22,5	MH
Zero-Mopeia	23,8	11,5	SC

Tabela 15: Classificação das amostras segundo a AASHTO.

Amostra	% no #10	% no #40	% no #200	Classificação	IG
AVM	100	87,8	7,69	A3	0
Chiulugo	93,3	86,4	74,34	A-7-6	17
Lidgego	99,8	95,7	85,57	A-7-6	19
Lioma-Mutuali	65,3	30	16,58	A-2-4	0
Moamba	93,2	73,6	54,43	A-6	6
Mocuba	40,1	21,8	15,3	A-2-7	0
Nampevo-Gurúe	87,8	67,2	58,92	A-7-5	12
Zero-Mopeia	98,1	52,3	29,03	A-2-6	0

4.2.4. Ensaio Proctor, CBR e Expansão

i) Ensaio Proctor

A partir dos resultados do Gráfico 8, em que são representadas as curvas de compactação e de saturação para o teor óptimo, e da Tabela 16, percebe-se que os solos mais finos, Chiulugo e Lidgego apresentam os teores de humidade mais elevados, com valores de 21,2% e 22,7%, respectivamente. Estes solos também exibem valores de densidade seca mais baixos, sendo 1,638 g/cm^3 e 1,658 g/cm^3, sabido que solos lateríticos por vezes estão associados a densidades baixas devido a sua microestrutura floculada em função da lixiviação dos minerais amorfos.

Por outro lado nota-se que os solos com maior percentagem de areia, apresentam teores de humidade a variar entre 6,7 e 7,8%, mostrando valores de densidade seca superiores aos dos solos finos. Existe ainda o grupo composto pelos solos da Moamba e Nampevo-Gurúe com teores de humidade na ordem dos 14%. Esta variação nos teores de humidade deve-se à maior superfície específica das amostras com maiores teores de argila+silte.

As curvas de compactação permitem observar que as três amostras com maiores valores de desagregação apresentaram também maiores valores de densidade seca máxima, sugerindo que os materiais desagregados formaram, em conjunto com os mais grossos, um material mais compacto e de densidade elevada.

A amostra de solo “AVM” apresenta pequena variação da densidade mesmo no teor de humidade óptimo (cerca de 0.04 g/cm^3). Chiulugo e Lioma-Mutuali apresentaram pequena inclinação das curvas de compactação que traduz-se numa variação da densidade seca com o teor de humidade na ordem de 0.1 g/cm^3. As restantes amostras apresentaram curvas mais acentuadas com variações na ordem de 0.2 g/cm^3. Esta variação refere-se a diferença entre o ponto máximo e o ponto mínimo obtido da curva de compactação.

Durante a compactação, é possível que as forças inter-partículas de cada uma das amostras seja afetada/destruída pelo processo de compactação em si, uma vez que que trata-se de um processo dinâmico e a compactação processa-se por impacto através do soquete (Crispim et al 2011). Este método pode propiciar uma desagregação significativa dos materiais como é o caso das amostras de Lioma-Mutuali, Mocuba e Zero-Mopeia, portanto, as que apresentaram valores de *Breakdown Coefficient* mais elevados.

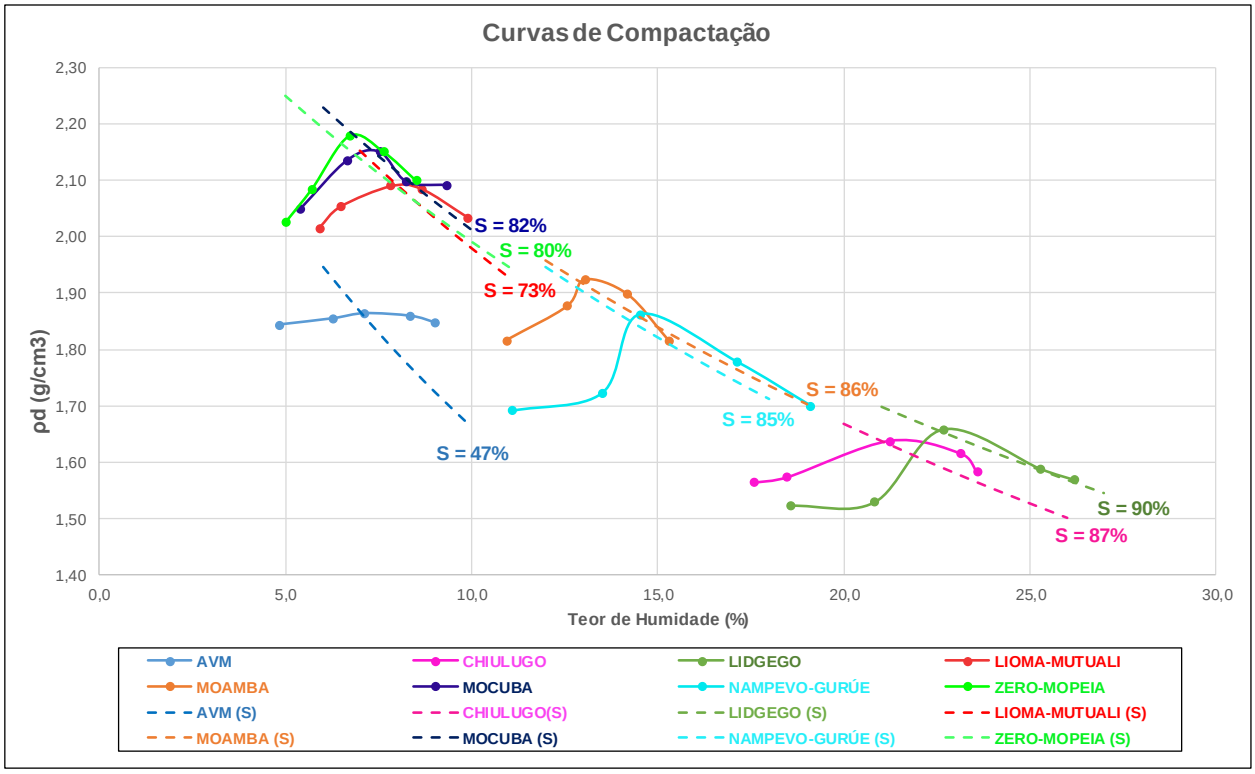


Gráfico 8: Curvas de compactação das amostras analisadas e respectivas curvas de saturação para o teor de humidade óptimo

Tabela 16: Densidade seca máxima e Teor de humidade óptimo das amostras.

Amostra	AVM	Chiulugo	Lidgego	Lioma-Mutuali	Moamba	Mocuba	Nampevo-Gurúe	Zero-Mopeia
MDD(g/cm^3)	1,86	1,64	1,66	2,09	1,92	2,15	1,86	2,18
Wopt (%)	7,1	21,2	22,7	7,8	13,0	7,5	14,5	6,7

ii) CBR e Expansão

O Gráfico 9 mostra a variação do Índice CBR, para corpos de prova compactados e submetidos ao ensaio em seguida e para corpos de prova moldados e submersos em água por 4 dias. A partir do mesmo Gráfico, nota-se a sensibilidade de determinados solos à submersão, nomeadamente Chiulugo e Moamba, que tiveram redução no valor do CBR em mais de 50%, por outro lado a amostra de Zero-Mopeia não apresentou variação deste Índice. No que se refere à expansão das amostras há a destacar os

resultados das amostras de Chiulugo, Lidgego, Moamba e Nampevo-Gurúe que apresentaram os valores mais elevados deste parâmetro.

Os ensaios realizados proporcionam uma visão abrangente sobre a capacidade de suporte de algumas amostras de diferentes tipos de solos presentes em Moçambique. Os resultados revelaram que existem solos com capacidade de suporte elevada, como o caso dos solos de Zero-Mopeia, Lioma-Mutuali e Nampevo-Gurúe (todos com valores acima do 45% de CBR na condição submersa). Este facto contrasta com o caso do solo "AVM" que apresentou capacidade de suporte baixa (5,3%).

Em relação a variação do CBR com a submersão em água, nota-se que os solos com valores de expansão elevados (Tabela 17) são os que tiveram maior redução do índice CBR e são ao mesmo tempo os solos mais finos (Chiulugo, Lidgego, Moamba e Nampevo-Gurúe), sendo exceção a este aspecto o solo de Mocuba. Este resultado pode ser explicado pela mineralogia de tais solos com expansão elevada e grande redução do CBR onde a amostra de Chiulugo apresenta minerais (muscovite e ilite) cuja estrutura (em camadas) é caracterizada por alta CTC que pode levar a que apresentem resistência alta na humidade de moldagem, mas também uma redução significativa na resistência quando submersos, em função da densidade atingida no processo de compactação e a amostra da Moamba apresenta gesso (solúvel em água) na sua composição o que pode contribuir para este comportamento.

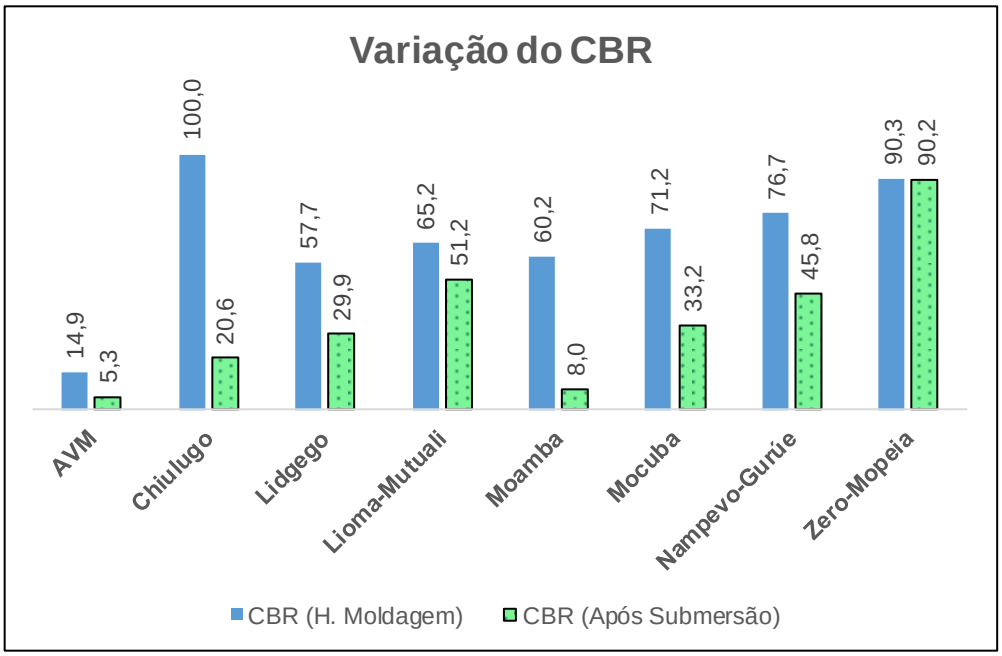


Gráfico 9: Variação do CBR com a submersão.

Tabela 17: Expansão das amostras analisadas.

Amostra	AVM	Chiulugo	Lidgego	Lioma-Mutuali	Moamba	Mocuba	Nampevo-Gurúe	Zero-Mopeia
Expansão (%)	0	1,74	0,63	0	0,49	0,03	0,32	0,05

4.3. Resultados dos ensaios realizados segundo a Metodologia MCT

Adicionalmente às amostras analisadas pela metodologia clássica, três amostras foram submetidas aos ensaios devido à disponibilidade e à necessidade de obtenção de dados mais abrangentes em termos de distribuição geográfica das amostras e do uso da metodologia MCT. Estas amostras não foram inclusas na metodologia clássica devido à insuficiência de material disponível para tal. As referidas amostras são: Macate, Matsinho na província de Manica e Nomba na província do Niassa.

A metodologia MCT foi originalmente desenvolvida para solos tropicais e particularmente relevante para solos finos que são excluídos na metodologia clássica, especificamente aqueles com 90% ou mais de material passado no peneiro de abertura 2 mm. No entanto, os solos de Lioma-Mutuali e de Mocuba apresentam percentagens inferiores a esta, com 65 e 42 % respectivamente. Diante desta situação, optou-se por analisar as amostras destas zonas fazendo uma peneiração com o peneiro de abertura 2 mm e usar o material obtido após este processo pois, embora estes não sejam representativos, podem fornecer dados para análise do seu comportamento em obras rodoviárias. Há, entretanto estudos realizados no Brasil que validam o bom comportamento de solos com agregados graúdos, desde que os finos sejam lateríticos com bom comportamento na metodologia MCT denominados SLAD (mistura Solo laterítico-agregado).

4.3.1. Ensaios Classificatórios: Mini-MCV e Perda de massa por imersão

Como mencionado anteriormente, os ensaios classificatórios servem para agrupar e classificar os solos de acordo com a metodologia MCT. Após a realização destes ensaios, são obtidos os parâmetros **c´** e **e´**, que são critérios de entrada para o ábaco classificatório.

No Anexo III estão apresentados os gráficos relativos às curvas de compactação e de deformabilidade. A Tabela 18 sintetiza os resultados obtidos dos dois ensaios, os quais serviram para entrada no ábaco e posterior classificação. Em seguida é apresentada a **Figura 13** que ilustra a classificação dos solos.

i) Análise do coeficiente c´

Relativamente ao coeficiente c´, observa-se que a amostra de Lidgego é a mais fina, seguida de perto pela amostra de Chiulugo. Ao analisar a zona mais a esquerda no ábaco, temos a zona de maior concentração de amostras, tendo as amostras AVM e Mocuba apresentado os menores valores com 0.31 e 0.33 respectivamente indicando seu carácter arenoso, conforme exposto na Tabela 18 adiante, Na amostra de Lioma-Mutuali as curvas de deformabilidade são relativamente paralelas e muito próximas, o que indica pequena variação da deformabilidade em função do teor de humidade.

ii) Análise do coeficiente e´

Analisando-se agora o coeficiente e´, nota-se que a maioria das amostras enquadra-se na categoria dos solos lateríticos segundo a metodologia MCT. Entre estes, apenas as amostras de Chiulugo, Lidgego e Nampevo-Gurúe enquadram-se no grupo dos solos arenosos lateríticos; as restantes classificam-se como areias lateríticas. As amostras que não foram classificadas como solos lateríticos são: AVM e Matsinho.

iii) Análise da Compactação

No que se refere à compactação, a Tabela 18 e os Gráficos contidos no Anexo III, ilustram as curvas de compactação e de deformabilidade das amostras, sendo esta última definida como relação entre o afundamento e os golpes aplicados. Observa-se a presença de amostras que atingiram densidade seca máxima (do ensaio Mini-MCV) na ordem de 2g/cm^3 e algumas com valores próximos, sendo este grupo composto pelas amostras de Zero-Mopeia, AVM, Lioma-Mutuali, Macate, Matsinho, Nomba e Mocuba. As restantes amostras apresentaram valores próximos de 1,6 g/cm^3.

É importante referir que o coeficiente **d´** foi obtido na curva do ensaio Mini-MCV para 10 golpes, decorrente do uso da série simplificada. O valor do referido coeficiente é, em geral inferior a 20 para solos de comportamento não laterítico, embora este comportamento não tenha sido verificado nas amostras analisadas. As amostras do solo apresentaram, na maioria dos casos, curvas de deformabilidade ligeiramente paralelas entre si, característica típica em solos de comportamento laterítico (Nogami e Villibor 2009).

iv) Análise da perda de massa por imersão

A perda de Massa por Imersão (PI) que é um ensaio introduzido na MCT para reforçar a identificação do comportamento laterítico do solo e por conseguinte o seu carácter laterítico e foi retirada no ponto de Mini-MCV=10, indicando solos de densidade elevada conforme sugerido por Nogami e Villibor 2009, embora este comportamento não tenha sido constatado durante a avaliação dos ensaios.

A maior parte das amostras apresenta valores de PI na ordem dos 100%, o que pode indicar comportamento insatisfatório face a presença de água ou comportamento de solo laterítico jovem. Destaca-se a PI da amostra “AVM” que apresentou uma perda de praticamente toda a amostra compactada, indicando grande potencial erosivo quando imerso. Por outro lado é de notar que as amostras de Nampevo-Gurúe e Chiulugo apresentaram bom comportamento (valor de PI baixo, com 0 e 18% respectivamete) quando imersos em água, o que pode indicar que o solo mantém o seu comportamento no que diz respeito a resistência mesmo quando exposto a água.

Tabela 18: Resumo das Propriedades das amostras segundo a metodologia MCT.

Amostra	c'	MEAS (g/cm^3)	Wopt (%)	d´	PI (%)	e'	Classificação
AVM	0,31	1,74	3,69	114	560	1,79	NA
Chiulugo	0,83	1,553	25,46	29,2	18	0,95	LA´
Lidgego	0,91	1,629	16,31	24	60	1,13	LA´
Lioma-Mutuali	0,45	1,858	7,8	55,6	100	1,11	LA
Macate	0,37	1,946	9,34	86,2	100	1,07	NA
Matsinho	0,4	1,744	12,46	10	100	1,44	LA´
Moamba	0,66	1,613	14,02	28,6	100	1,19	LA'
Mocuba	0,33	1,742	12,63	22,2	100	1,24	LA
Nampevo-Gurúe	0,73	1,641	19,22	15,7	0	1,08	LA´
Nomba	0,45	1,835	12,79	31,6	100	1,18	LA
Zero-Mopeia	0,4	2,03	10,19	166,7	92	1,01	LA

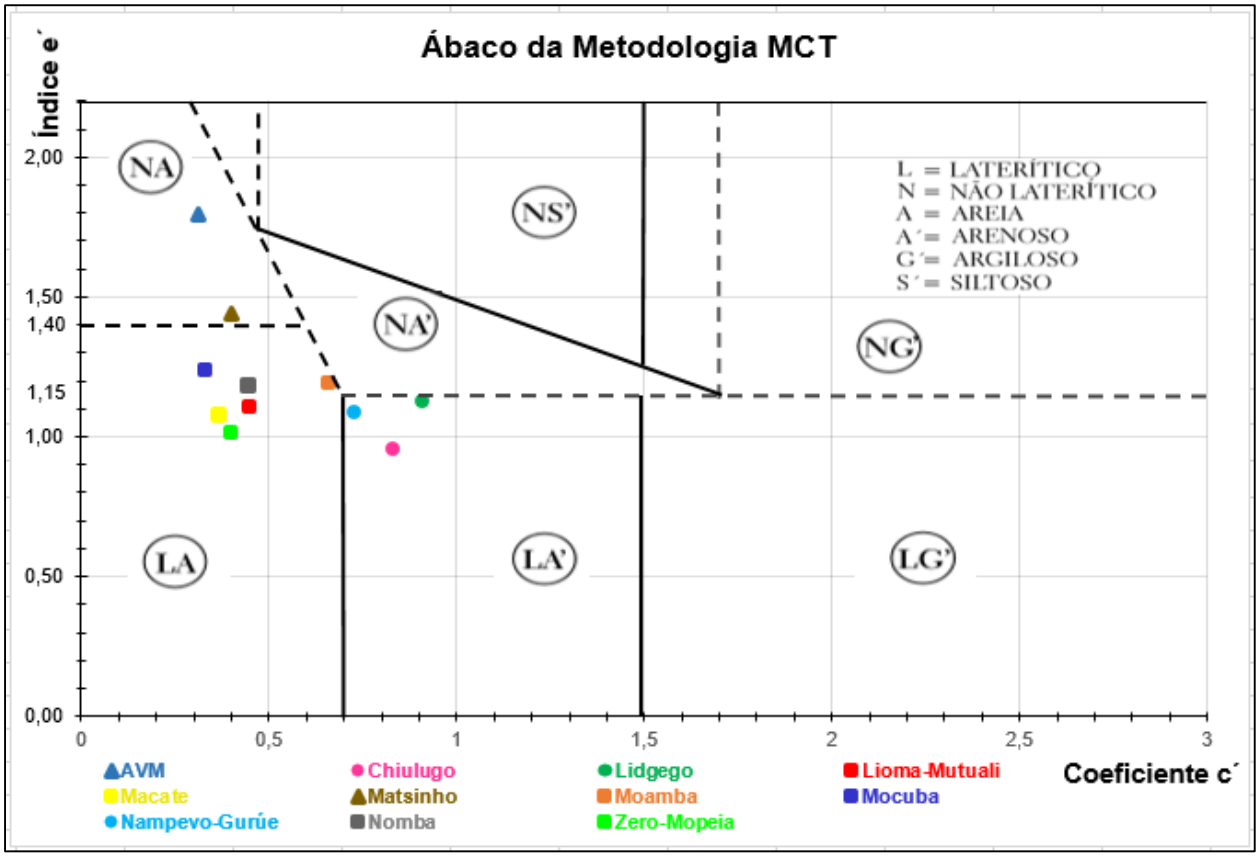


Figura 13: Ábaco da classificação da MCT com as amostras representadas.

Figura 14: Amostra de Chiulugo após 24h de submersão sob teores de humidade variáveis. Fonte: arquivo do autor.

Figura 15: Amostra AVM após 24h de imersão. Fonte: arquivo do autor.

O ensaio de PI nesta forma simples é potencialmente bastante útil na avaliação da erodibilidade dos solos em presença de água. Em ambientes de água com energia cinética elevada, o produto erodido é bastante alto, e este ensaio pode ser utilizado para quantificação do fenómeno de erosão hídrica.

4.4. Ensaios para aferição da Resistência

Após a conclusão dos ensaios classificatórios, procedeu-se à avaliação da resistência das amostras através do ensaio Mini-CBR, integrado na Metodologia MCT, complementado pelo ensaio Mini-DCP. Estes ensaios foram realizados para aferir as propriedades mecânicas dos solos. De seguida serão apresentados e analisados os resultados obtidos.

4.4.1. Ensaio Mini-CBR

As amostras de solo foram submetidas ao ensaio mini-CBR sem imersão devido ao facto de o estudo abordar a camada de **base** conveniente para climas tropicais, sendo que em fase de serviço esta é sujeita a teores de humidade abaixo do óptimo por ação do gradiente térmico conforme exposto por Nogami e Villibor 2009: pavimentos com bases de solo fino laterítico, revestidas com tratamentos superficiais e/ou betão betuminoso de espessura delgada, fazem com que a estrutura do pavimento trabalhe com uma humidade de equilíbrio baixa (70 a 80 % da óptima), em relação à humidade do Proctor modificado. Este facto, ao longo do tempo, leva a base a aumentar seu suporte inicial e a resistir adequadamente ao tráfego, sem apresentar problemas quando comparadas às bases clássicas.

A Figura 16 ilustra a movimentação da água no pavimento e nas suas imediações, tanto sob a forma de vapor como líquida, o que leva a uma humidade de equilíbrio baixa, conforme mencionado anteriormente.

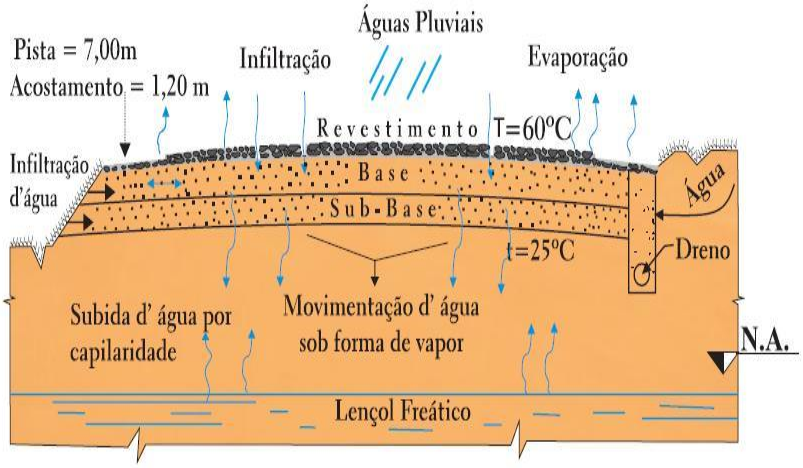


Figura 16: Acção do gradiente térmico. (Nogami e Villibor 2009).

O Gráfico 10 ilustra a síntese dos resultados obtidos no ensaio mini-CBR realizados na **humidade de moldagem**.

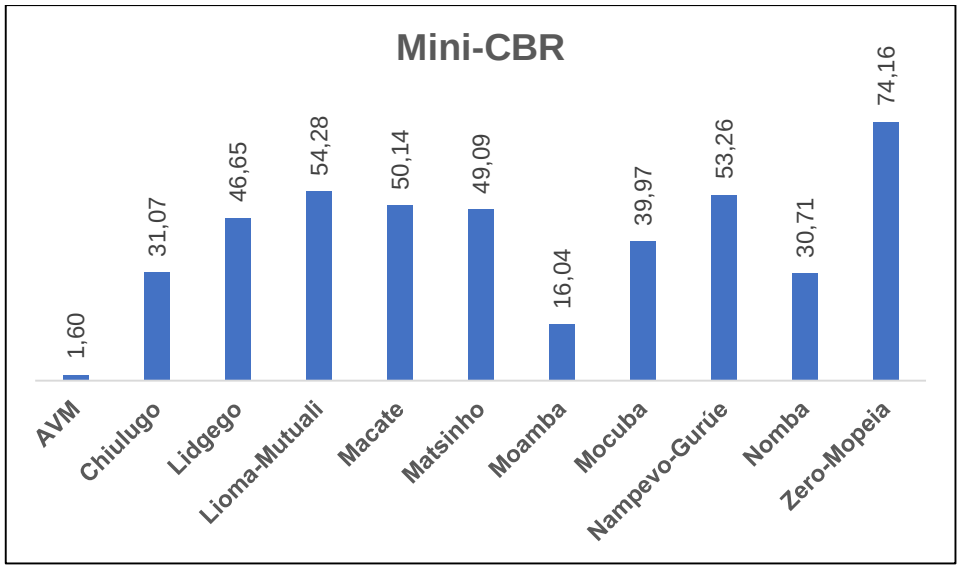


Gráfico 10: Valores de Mini-CBR na humidade de moldagem das amostras analisadas.

Os resultados apresentados referem-se ao ensaio realizado sem imersão e com sobrecarga na humidade óptima (Mini-CBR$_{HO}$). Em relação ao ensaio, as amostras de Lioma-Mutuali, Nampevo-Gurúe, Macate e Zero-Mopeia, apresentaram valor com potencial para aplicação em camadas de base em função do tráfego. As restantes amostras, embora tenham apresentado valores inferiores, mostram-se adequadas para aplicação em camadas inferiores do pavimento. Apenas a amostra “AVM” apresentou resultado significativamente baixo para este Índice (<5%).

a) b)

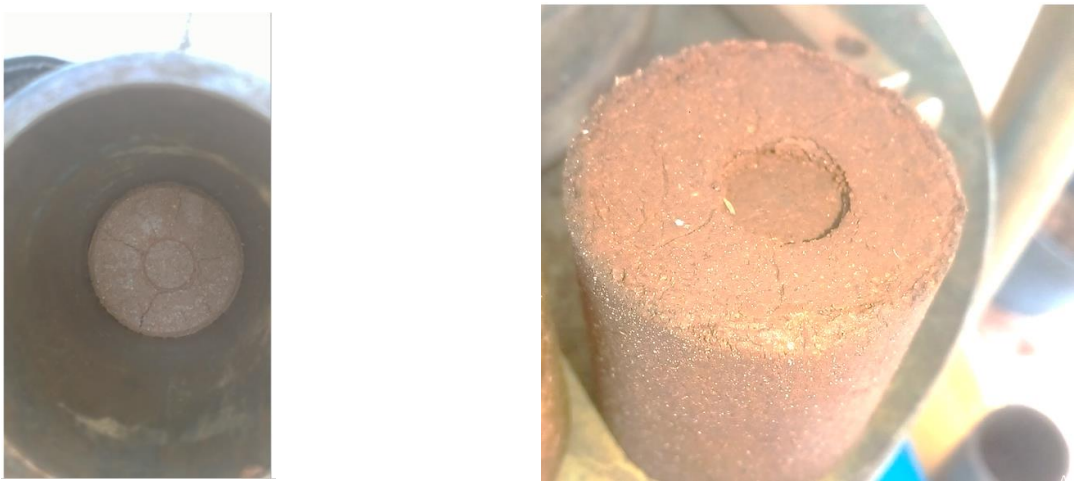


Figura 17: a) Corpo de prova logo após ensaio Mini-CBR com fendas radiais e b) corpo de prova extrudado do molde após o ensaio. Fonte: Arquivo do Autor

4.4.2. Ensaio Mini-DCP

A análise dos Gráficos contidos no Anexo IV, resultantes dos ensaios Mini-DCP, revela uma tendência: os corpos de prova de determinada amostra com teores de humidade

mais elevados apresentam valores de DN mais elevados em comparação com os corpos de prova com teor de humidade mais baixos (Tabela 19). Esta observação, natural, deve-se ao facto maiores teores de humidade conduzirem a um maior grau de saturação, permitindo uma maior penetração do cone.

Observa-se também uma variação entre os valores de DN para os corpos de prova de uma mesma amostra, que pode ser explicado pela combinação de granulometria e grau de saturação. As amostras de Lioma-Mutuali, Lidgego e Zero-Mopeia apresentam uma variação muito pequena dos valores de DN na Zona-2, o que sugere pequena variação da saturação e pouca influência da variação de humidade na sua resistência.

As amostras de Chiulugo, Mocuba e Nampevo-Gurúe apresentaram uma variação máxima do DN na Zona-2 (diferença entre o cp5-menos húmido e o cp1-mais húmido) entre 3-13 mm/pancada. Esta variação pode ser atribuída à condição que o solo atinge finalmente por associação da granulometria e o grau de saturação. A resistência é influenciada primeiramente pela granulometria do material sendo que o grau de saturação é uma variável intrínseca mas que facilita ou não o adensamento por lubrificação das partículas levando o solo a uma condição de estado final de baixa ou elevada resistência.

As amostras AVM, Macate, Moamba, Nomba e Matsinho apresentam valores de DN que variam entre 15-45 mm/pancada na Zona-2, que demonstra grande variação da resistência e do grau de saturação para os corpos de prova de uma mesma amostra. Além disso, estas amostras apresentaram, em média, os valores de DN mais elevados.

A análise realizada segundo a profundidade do corpo de prova, revela que as amostras dividem-se em dois grupos com perfis de DN distintos. A amostra AVM por possuir elevada susceptibilidade à humidade apresenta variação de DN médio com a profundidade na ordem de 40 mm/pancada nos primeiros 30mm (Zona-1). Esse comportamento pode ser atribuído aos factores indicados na secção 3.5, nomeadamente ausência de coesão da amostra e maior tensão desviatória na referida zona.

As restantes amostras, embora provenientes de solos com alguma coesão, também apresentam valores elevados de DN médio, numa zona mais resistente de 10-15mm do corpo de prova (z**ona 1**). Esse comportamento pode ser atribuído à i) maior tensão desviatória na região superior do corpo de prova, como descrito na secção 3.5, que, associada à mobilização de tensões de cisalhamento durante a penetração do cone resulta em maiores penetrações e por conseguinte maiores valores de DN o ii) a pressão inicial bastante elevada derivada da reduzida área de contacto do cone mini-DCP com o corpo de prova, sendo este presumivelmente o fator que mais contribuiu.

Nos 25-30 mm subsequentes (**zona 2**), o DN médio estabiliza variando entre 0,8 mm/pancada (Lioma-Mutuali) e 18 mm/pancada (Matsinho).

Os 10-15mm da parte inferior (**zona 3**) dos corpos de prova também apresentam valores de DN médio superiores aos da parte central mas inferiores a zona 1. Estas variações devem-se às razões mencionadas na secção 3.5.

É importante referir que o ensaio DCP tem sido utilizado como método de avaliação para estradas de terra, com o objetivo de transformá-las em estradas pavimentadas conforme exposto por Green et al 2015. Neste contexto, o ensaio Mini-DCP pode oferecer vantagens neste processo e não só, ao fornecer informação relevante para projetos de reabilitação e dimensionamento de novos pavimentos, particularmente por representar através parâmetro DN, a densidade e o grau de saturação da amostra. O ensaio mini-DCP apresenta a vantagem de ser realizado com quantidades reduzidas de amostra, tornando-o atrativo em termos económicos e de rapidez na obtenção de dados para solos finos.

Tabela 19: Teores de humidade das amostras sujeitas ao ensaio mini-DCP.

Amostra	T1 (%)	T2 (%)	T3 (%)	T4 (%)	T5 (%)
AVM	6,9	6,2	5,5	3,7	2,7
Chiulugo	31,0	27,7	25,5	22,2	21,0
Lidgego	29,7	24,2	20,2	16,3	14,3
Lioma-Mutuali	9,5	7,8	6,7	4,3	3,5
Macate	16,5	14,6	11,7	9,3	6,7
Matsinho	26,0	20,1	16,9	12,5	6,7
Moamba	21,9	18,5	16,1	14,0	12,2
Mocuba	19,9	17,0	15,3	12,6	9,7
Nampevo-Gurúe	27,0	23,3	21,5	19,2	15,3
Nomba	16,8	14,8	12,8	10,7	7,1
Zero-Mopeia	11,2	10,2	9,1	8,4	5,8

No Gráfico 11 é apresentada uma análise estatística dos ensaios através do gráfico *box-whisker.* Este tipo de gráfico permite visualizar a dispersão dos dados, destacando a média, os quartis e os valores extremos (máximos e mínimos) de cada amostra.

No referido gráfico, o X representa as médias, e as amostras com médias de DN mais baixas são as que apresentam maior resistência, mostrando a relação inversa entre o DN e a resistência do material. A distribuição de principal dos dados é representado pelas caixas, com cada amostra apresentada na respectiva caixa, onde se concentram 50% dos dados centrais (entre o primeiro quartil, Q1, e o terceiro quartil, Q3). A linha média dentro de cada caixa representa a mediana, que divide os dados em duas partes iguais.

Os “bigodes” (*whiskers*) do gráfico estendem-se a partir das caixas até aos valores mínimos (referentes ao quartil 1, Q1) e máximos (referentes o quartil 4, Q4) de cada amostra, o que permite avaliar a variabilidade dos dados e identificar eventuais anomalias.

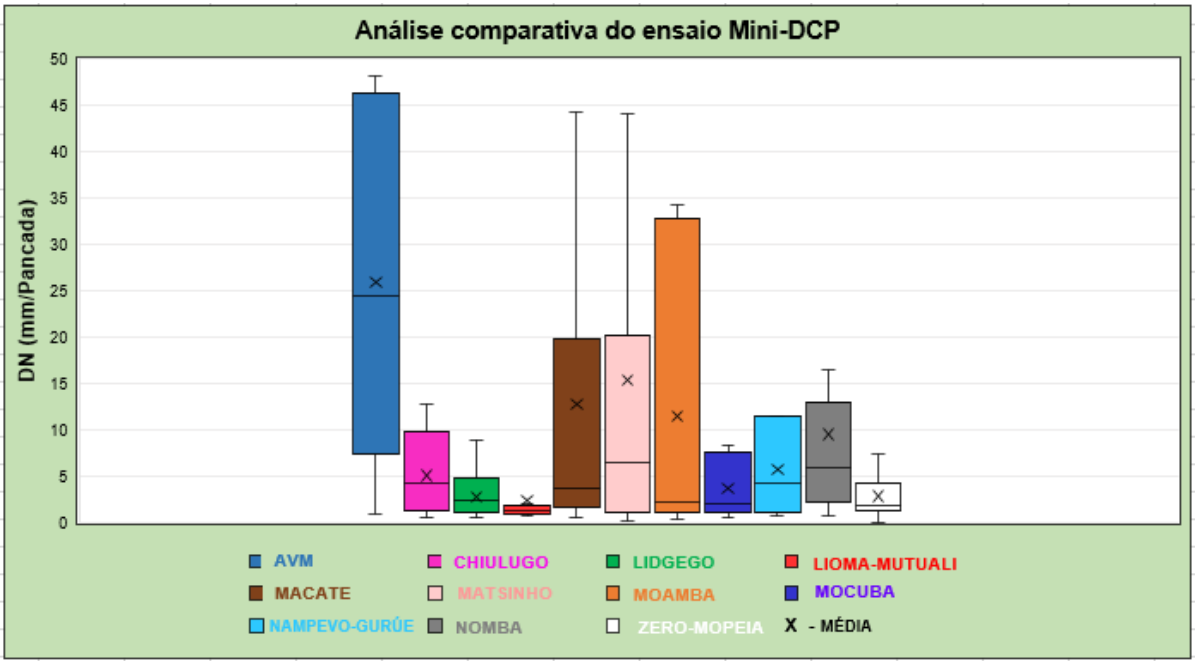


Gráfico 11: Análise do ensaio Mini-DCP.

4.5. Comparação dos resultados entre as duas metodologias

i) Granulometria

A análise realizada revela que a maioria das amostras de solo analisadas apresentam características relacionadas a plasticidade elevadas, evidenciadas pelo índice de plasticidade (IP) e pelo limite de retração, com excepção da amostra de Lioma-Mutuali.

Um aspecto em comum entre as duas metodologias avaliadas nos ensaios realizados neste trabalho é a análise da granulometria. Embora uma tenha sido feita através de peneiração e outra interpretada a partir do comportamento no ensaio Mini-MCV, a descrição da granulometria é consistente: amostras com maiores percentagens de finos na metodologia clássica correspondem às “mais finas” na metodologia MCT e as amostras com partículas de dimensões maiores na metodologia clássica foram as mais grossas na metodologia MCT.

ii) Classificação AASHTO, MCT e USCS

A **Tabela 20** apresenta a classificação das amostras segundo as normas USCS, AASHTO e MCT. As amostras de Chiulugo, Lidgego e Nampevo-Gurúe têm classificação idêntica pela USCS e AASHTO, sendo que as duas primeiras apresentam ainda classificação idêntica pela MCT enquanto Lioma-Mutuali e Zero-Mopeia apresentam classificação similar pela USCS e MCT. A classificação MCT, com apenas três grupos

granulométricos para solos lateríticos, tende a agrupar amostras com características relativamente mais variadas, aumentando a dispersão de resultados. Entretanto, dentro do mesmo grupo granulométrico, a distinção poderá ser feita pelo valor absoluto do c´.

Ao analisar a resistência, o índice de grupo (IG), em que valores tradicionalmente mais baixos indicam maior resistência, nem sempre reflete o comportamento observado. Amostras como AVM e Moamba tiveram IG baixo não tendo havido boa correspondência com a resistência, enquanto Nampevo-Gurúe, Chiulugo e Lidgego apresentaram boa resistência apesar de IG mais elevado (as duas últimas apresentam alta resistência apenas na humidade de moldagem).

Em geral, amostras com maiores resistências tiveram IG baixo, excepto Lidgego na MCT e Nampevo-Gurúe em ambas metodologias. Na MCT, os solos do grupo LA' são preferenciais para camadas de base, mas, neste caso, um solo do grupo LA apresentou a maior resistência, com apenas uma amostra LA', atendendo aos critérios de aplicabilidade em termos de resistência, de acordo com a Tabela A1. 4.

A classificação MCT, por **considerar as propriedades hídricas do solo**, e não apenas as propriedades relacionadas a granulometria para o classificar, permite aplicação de solos finos com elevada plasticidade em camadas estruturais de pavimentos rodoviários, desde que apresentem comportamento laterítico e propriedades de resistência compatíveis em termos de Mini-CBR e compactados de acordo com as recomendações normatizadas, tendo boa performance. Pode-se tomar como exemplo a amostra de Nampevo-Gurúe que faz parte dos grupos A-7-5 e MH e tem um IG de 12, com base nas classificações *USCS* e *AASHTO* não seria aplicável em camadas de base por exemplo contrariando a recomendação segundo a metodologia MCT.

Tabela 20: Resumo da classificação das amostras.

Amostra	USCS	AASHTO	MCT	CBR_{HM}	CBR_{SUB}	Mini-CBR_{HM}	IG
AVM	SP	A3	NA	14,9	5,3	1,6	0
Chiulugo	MH	A-7-6	LA´	100	20,6	31,1	17
Lidgego	MH	A-7-6	LA´	57,7	29,9	46,6	19
Lioma-Mutuali	SC	A-2-4	LA	65,2	51,2	54,3	0
Moamba	CL	A-6	LA'	30,2	8	16	6
Mocuba	SM	A-2-7	LA	71,2	33,2	40	0
Nampevo-Gurúe	MH	A-7-5	LA´	76,7	45,8	53,3	12
Zero-Mopeia	SC	A-2-6	LA	90,3	90,2	74,2	0

iii) Compactação e CBR

No que diz respeito à compactação (dados apresentados no Gráfico 8 e na Tabela 18), é importante destacar que, na metodologia MCT, os dados de compactação referem-se a uma energia de 10 golpes do equipamento miniatura e não representam necessariamente a densidade seca máxima absoluta da amostra, como é o caso do Proctor, o que torna a comparação menos direta.

Os ensaios realizados segundo a metodologia clássica apresentaram, em geral, maiores valores de densidade seca e menores valores do teor de humidade óptimo em comparação com os valores da metodologia MCT. Esta diferença pode ser atribuída às diferentes energias aplicadas e pelos distintos processos de compactação: no ensaio Proctor as amostras foram compactadas através de soquete com diâmetro muito inferior ao do molde, fazendo com que maior quantidade de ar seja expelido, enquanto que no Mini-MCV as amostras foram compactadas em secção plena (ver Tabelas 16 e 18), esta constatação vai de acordo com o observado em Pinto e Vendramini 1974.

No que diz respeito aos valores de **CBR** e **Mini-CBR**, os resultados dos ensaios apresentados no Gráfico 12, relativos a ensaios realizados **na humidade de moldagem**, mostram valores mais elevados para o ensaio de CBR em relação ao Mini-CBR, pelas razões explicadas anteriormente.

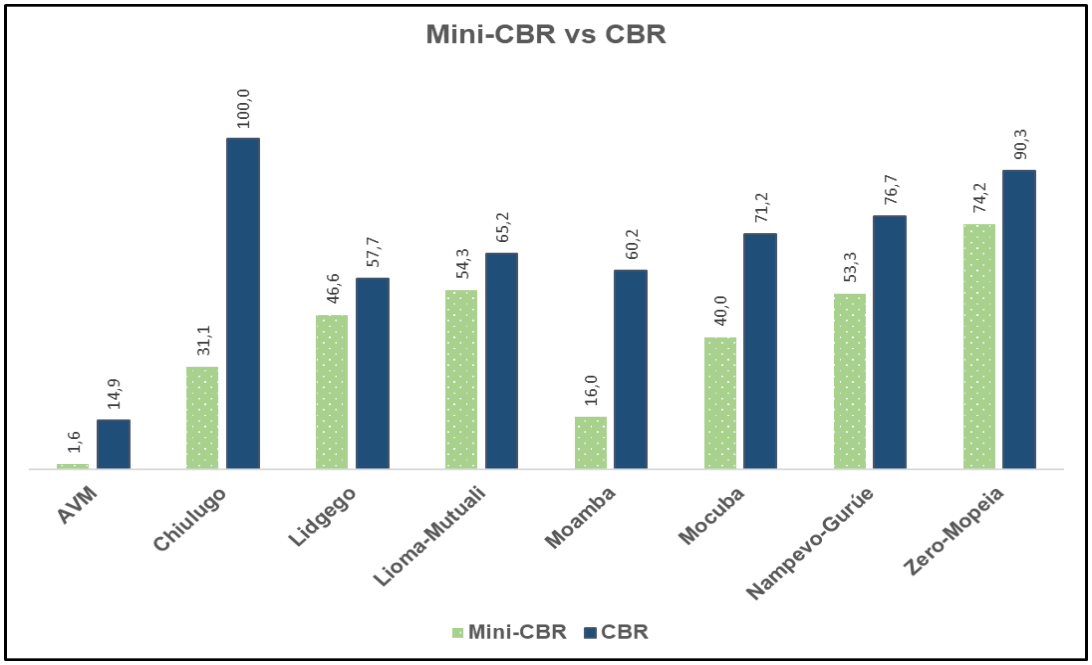


Gráfico 12: Comparação entre Mini-CBR e CBR realizados na humidade de moldagem.

Por outro lado, esta diferença pode dever-se à equação usada para a correlação mini-CBR vs CBR em si que foi desenvolvida para os solos do Estado de São Paulo no Brasil, mesmo que a *posteriori* tenha sido normatizada. Contudo, devido ao número limitado de dados estatísticos disponíveis nesta pesquisa, não foi possível estabelecer uma equação específica para estas amostras.

iv) Índice de vazios e Grau de Saturação

A análise dos ensaios realizados com a metodologia clássica (Tabela 21) revela características distintas entre as amostras de solos estudadas. A amostra de Chiulugo destaca-se pelo elevado índice de vazios e baixa densidade seca máxima, mas apresenta um valor de CBR_{HM} de 100%, que pela análise destes dados apenas levam a uma contradição. Entretanto, a presença de minerais como Ilite com alta CTC na composição mineralógica pode explicar este comportamento.

Por outro lado, a amostra de Zero-Mopeia exibe o menor índice de vazios (0,20), grau de saturação de 75% e CBR_{HM} de 90%, refletindo facilidade de compactação e elevada densidade seca, associadas à presença significativa de quartzo, com CTC baixa. Amostras com CBR_{HM} entre 50 e 80% mostram índices de vazios entre 0,24 e 0,69, com graus de saturação consistentes com os valores de CBR_{HM} obtidos.

Na metodologia MCT (Tabela 22), a amostra Zero-Mopeia confirma-se como a mais resistente, com elevada densidade seca e mini-CBR alto, enquanto a AVM mantém baixos valores de CBR e resistência, apesar da densidade seca elevada, o que prova que densidade não é indicativo de resistência. A amostra Lioma-Mutuali, com baixo grau de saturação mas alta densidade quando compactada, apresenta um mini-CBR elevado.

Tabela 21: índice de vazios e grau de saturação das amostras, metodologia clássica

Metodologia Clássica								
Amostra	**CBR HM (%)**	**W_{CBR} (%)**	**Wopt (%)**	**MDD (g/cm^3)**	**Gs (g/cm^3)**	**DD_{CBR} (g/cm^3)**	***e***	**Saturação (%)**
AVM	14,90	7,37	7,1	1,86	2,63	1,85	0,42	45,97
Chihulugo	100,00	20,21	21,2	1,64	2,65	1,63	0,63	85,59
Lidgego	57,70	19,67	22,7	1,66	2,60	1,64	0,59	87,37
Lioma-Mutuali	65,20	8,03	7,8	2,09	2,70	2,09	0,29	74,28
Moamba	60,20	12,15	13,0	1,92	2,64	1,89	0,40	80,83
Mocuba	71,20	7,33	7,5	2,15	2,66	2,15	0,24	82,40
Nampevo-Gurúe	76,70	13,88	14,5	1,86	2,67	1,84	0,45	82,16
Zero-Mopeia	90,30	5,83	6,7	2,18	2,59	2,16	0,20	75,85

Tabela 22: índice de vazios e grau de saturação das amostras, metodologia MCT.

Metodologia MCT								
Amostra	**Mini-CBR Ho (%)**	**$W_{Mini-CBR}$ (%)**	**Wopt (%)**	**MDD (g/cm^3)**	**Gs (g/cm^3)**	**$DD_{Mini-CBR}$ (g/cm^3)**	**e**	**Saturação (%)**
AVM	1,60	3,85	3,69	1,74	2,63	1,73	0,52	19,46
Chihulugo	31,07	25,30	25,46	1,55	2,63	1,55	0,69	96,01
Lidgego	46,65	19,30	16,31	1,63	2,60	1,60	0,63	80,29
Lioma-Mutuali	54,28	6,23	7,80	1,86	2,70	1,82	0,48	34,79
Moamba	16,04	14,10	14,02	1,61	2,64	1,61	0,64	58,47
Mocuba	39,97	12,30	12,63	1,74	2,66	1,74	0,53	62,10
Nampevo-Gurúe	53,26	19,50	19,22	1,64	2,67	1,63	0,64	81,60
Zero-Mopeia	74,16	8,70	10,19	2,03	2,59	1,99	0,30	74,73

5. CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

5.1. Conclusão

No estudo realizado, foi possível demonstrar algumas propriedades dos solos com comportamento laterítico de interesse para a área rodoviária: elevada plasticidade, capacidade de suporte elevada mesmo após imersão em água. A análise mineralógica permitiu identificar os minerais de argila predominantes em seis das oito amostras do estudo sendo a caulinite e o quartzo, os minerais mais comuns. As amostras submetidas ao ensaio FRX apresentaram elevadas percentagens de óxidos de ferro e/ou de alumínio.

Do ponto de vista da metodologia MCT, foi possível realizar nas amostras de solos, ensaios para sua classificação e propriedades relacionadas a resistência através dos ensaiso Mini-CBR e Mini-DCP. Estas propriedades mostram as suas potenciais aplicações na área de pavimentação, que incluem a utilização em camadas de estruturais, protecção contra erosão, aterros entre outros (ver Tabela A1. 3).

Através de uma análise comparativa entre as duas metodologias, foi possivel verificar que uma parte das amostras classificadas como solos com comportamento laterítico pela metodologia MCT apresentam propriedades adequadas para uso em camadas estruturais (classificação e Mini-CBR), apesar da elevada plasticidade contrariando a metodologia clássica (*USCS* e *AASHTO*). No caso de solos que apresentem valores de determinadas propriedades abaixo do recomendado é possível melhorar tais propriedades através de técnicas como mistura de solos e estabilização química e/ou mecânica por forma a poderem ser aplicados na construção de pavimentos rodoviários.

A metodologia MCT inclui o ensaio de perda de massa por imersão, que, embora não tenha equivalente na metodologia clássica, é relevante por avaliar o potencial erosivo dos solos. De um modo geral, as amostras apresentaram elevado potencial erosivo com valores na ordem dos 100 %, com algumas excepções.

Deste estudo observa-se o potencial do Mini-DCP na detecção da variação da resistência em profundidade de uma camada de solo compactada contrariamente ao CBR, sendo intrusivo e não destructivo na prática.

Com base nos resultados obtidos, evidencia-se o potencial de aplicação da metodologia MCT e dos solos com comportamento laterítico analisados para camadas estruturais de pavimentos rodoviários. Contudo, o país carece de normas que regulamentem a utilização da referida metodologia e deste tipo de solos para os fins anteriormente mencionados. Tal como nas normas da ANE o conceito de solo laterítico é de origem

pedogenética, entretanto estas normas fazem menção a solos lateríticos com um fuso granulométrico restrito, excluindo solos com grandes percentagens de finos. Por outro lado, as normas da SATCC não mencionam solos lateríticos, o que resulta numa ausência de referências a solos lateríticos no seu estado natural. Esta lacuna deve-se, em grande parte, ao facto destas normas se basearem nas propriedades de plasticidade e granulometria tendo ficado provado no decorrer do trabalho que os solos analisados apresentam propriedades de interesse para uso em camadas estruturais de pavimentos rodoviários.

5.2. Limitações e desafios

A quantidade de amostras disponíveis mostrou-se um factor relevante, principalmente do ponto de vista da metodologia clássica, uma vez que seriam necessárias maiores quantidades de material para a realização dos ensaios e garantir resultados mais representativos, o que limitou o alcance da investigação.

Outra limitação significaiva é a escassez de bibliografia especializada acerca do tema especificamente de Moçambique. Como resultado, o País fica excluído da disscussão acerca de solos lateríticos / solos com comportamento laterítico, originando défice de informação que é crucial em pesquisas científicas, sendo que este não é o caso de outros países com ocorrência de solos lateríticos no mundo, mas especialmente em África como é o caso da Nigéria, Gana, Senegal, e em outros países como Austrália, Brasil e Índia.

5.3. Recomendações para futuras pesquisas

Com base nas conclusões do presente trabalho, recomenda-se que a metodologia MCT seja considerada como um elemento útil na concepção de projetos de estradas em Moçambique, especialmente nas zonas de ocorrência dos solos lateríticos. A MCT permite uma avaliação das propriedades dos solos, incluindo o comportamento destes face à presença de água. Esta metodologia pode levar a uma seleção mais criteriosa de materiais e técnicas de construção resultando em pavimentos mais duráveis e resistentes. É importante que futuras pesquisas incluam todos os ensaios previstos na referida Metodologia, para permitir uma análise completa e abrangente.

Propõe-se que o DCP possa ser utilizado para orientar a indústria de estradas na determinação racional e quantificada da profundidade de corte da “Zona-1” ou *sacrificial layer* e para análise da resistência em profundidade em camadas de solo compactadas.

Recomenda-se ainda que sejam efectuados ensaios de granulometria após compactação em amostras de solos e posterior classificação pois em determinados tipos de solos há uma grande mudança na granulometria do material, como evidenciado neste trabalho para as amostras de Lioma-Mutuali, Mocuba e Zero-Mopeia, o que leva a uma alteração nas suas classificação. Uma desagregação controlada do material permite ajustar a sequência de operação em campo por forma a ter um material com possibilidade de atingir densidades elevadas, como demonstrado neste trabalho.

Adicionalmente, é importante que se desenvolvam normas locais e específicas para o uso de solos finos lateríticos na área de construção de pavimentos rodoviários. Estas normas devem ser adaptadas às condições climáticas e geológicas de Moçambique, auxiliadas de programas de monitorização regular de estradas construídas com solos de comportamento laterítico.

Por fim, recomenda-se que futuras pesquisas possam correlacionar estatisticamente os ensaios Mini-CBR vs CBR para solos moçambicanos, aprofundando a análise científica através da comparação mineralógica, granulometria, plasticidade, entre outros, com objectivo de validar o ensaio mini-CBR como um método alternativo e mais expedito, especialmente em contextos onde recursos e tempo são limitados, sem compreender a fiabilidade dos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Administração Nacional de Estradas (ANE) – Manual de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos. 2019. Maputo.
2. Alhassan et al 2007 – Effect of rice husk ash on cement stabilized laterite, *Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies*, 11, 47–58.
3. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1982, NBR 7207: pavimentação – terminologia e classificação, Rio de Janeiro.
4. ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Sieve Analysis of fine and coarse aggregates. ASTM C136.
5. Balbo, J.T.,2007 – Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração. Oficina dos Textos, São Paulo.
6. Bamisaye et al 2011 – The suitability and Lime Stabilization Requirement of Some Lateritic Soil Samples as Pavement,.
7. Bernucci et al 2006 – Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros, 1ª ed. PETROBRAS, Rio de Janeiro.
8. Bernucci et al 2007 – Formação Básica para Engenheiros, PETROBRAS: ABEDA, Rio de Janeiro.
9. Biswal et al 2016 – Characterization of granular lateritic soils as pavement material, Transportation Geotechics, vol 6, p. 108-122.
10. Carvalho et al 2015 – Solos não Saturados no Contexto Geotécnico. Ed. ABMS, São Paulo.
11. Catuneanu et al 2005 – The Karoo basins of south-central Africa, *Journal of African Earth Sciences*, 43(1-3), 211-253.
12. Confederação Nacional do Transporte (CNT), 2017 – Transporte Rodoviário: Por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram?, CNT, Brasília.
13. Cozzolino, V. M., Nogami, J. S. 1993 – Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. Solos e Rochas, v.2, p. 77-91, São Paulo.
14. Crispim et al 2011 – Influence of Laboratory Compaction Methods on Soil Structure: Mechanical and Micromorphological Analyses, *Soils and rocks*, vol. 34, n 1, p 91-98.
15. Cumbe, A. N., 2007 – Património Geológico de Moçambique: Proposta de Metodologia de Inventariação, Caracterização e Avaliação, Universidade do Minho.
16. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem,1994 - DNER-ME 030/94: Solos – determinação das Relações Sílica-Alumina e Sílica-Sesquióxidos em Solos.
17. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) – 2007, DNIT-ES 098/2007: Pavimentação - base estabilizada granulometricamente com solo laterítico.
18. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) – 2023, DNIT 254/2023 – ME: Solos – Compactação em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão – Método de ensaio.
19. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) – 2023, DNIT 258/2023 – ME: Solos – Compactação em equipamento miniatura – Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão – Método de ensaio.

20. Dutra, S. V., 2014 – Estado de Arte sobre a utilização de Solos Lateríticos em Pavimentos Rodoviários, Universidade do Porto, Porto.
21. Fabbri, G. T. P. 1994 – Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno, Universidade de São Paulo. São Paulo.
22. Ferreira et al 2017 – Ferramenta didática para pr]áticas de identificação de minerais utilizando as propriedades físicas, XI Congresso Norte Nordeste de Pesquisa e Inovação, p 1118-1125, Maceió.
23. Fortes, R. M. 2006 – Apontamentos da disciplina de Mecânica dos Solos, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
24. Gidigasu, M. D. 2011 – Towards Developing Paving Materials Acceptance Specifications for Lateritic and Saprolitic Soils – em "Proceedings of the 15th African Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechinical Engineering", C. Quadros e S. W. (eds), IOS PRESS, Maputo, p. 10-21.
25. Grantham et al, 2003 – A review of the evolution of the Mozambique Belt and implications for the amalgamation and dispersal of Rodinia and Gondwana, *Precambrian Research*, 123(1), 1-27.
26. Green et al 2015 – New Approach for Upgrading of Gravel Roads to Low Volume Sealed Standard Based on the Use of Dynamic Cone Penetrometer, Transportation Research Record Journal.
27. GTK Consortium, 2006 – Geological Surveys and Mineral Resources Management in Mozambique, Helsinki.
28. Holtz et al 1981 – An introduction to geotechnical engineering. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. New Jersey.
29. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Luanda: Laboratório De Engenharia De Angola , Lourenço Marques: Laboratório De Ensaios de Materiais e Mecânica dos solos – As Laterites do Ultramar Português, 1959.
30. Machado, S., & Machado, M., 1997 – Mecânica dos Solos I – Conceitos Introdutórios. Universidade Federal da Bahia, Bahia.
31. Marangon, M., 2004 – Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de minas gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
32. Marson, M. 2004 – Análise crítica da classificação MCT para solos tropicais, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São Paulo.
33. Melfi, A. J. 1997 – Lateritas e processos de laterização, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo.
34. Morais, I. D. 2007 – Estudo de solos tropicais para uso em pavimentação a partir de ensaios triaxiais estáticos, Universidade de São Paulo, São Paulo.
35. Muchangos, A. dos. 1999 – Moçambique, Paisagens e Regiões Naturais.
36. National Insititute for transport and road research. Standard Methods of testing road construction materials: Technical Methods for Highways (TMH) 1. 2ª edição, 1986. CSIR, Pretoria.

37. Nogami, J. S., Villibor, D. F. 1995 – Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. Editora Villibor, São Paulo.
38. Nogami et al 2007 – Pavimentos de baixo custo para Vias Urbanas, Bases Alternativas com Solos Lateríticos. São Paulo.
39. Nogami, J. S. e Villibor, D. F. 2009 - Pavimentos Económicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos, 1ª Edição, Arte & Ciência, São Paulo.
40. Pinto, C e Vendramini, C. 1974 – CBR em função do processo de compactação, DERV-SP, São Paulo.
41. Portelinha et al 2012 – Modification of a Lateritic Soil with Lime and Cement: An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers, *Soils and Rocks*, *ABMS - Brazilian Association for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* v. 35, n. 1, p. 51-63.
42. Reschetti Junior, P. R. 2008 – Avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino laterítico reforçado com fibras para uso em Pavimentação, Universidade de São Paulo, São Paulo.
43. Roque, W. V. 2006 – Mapeamento Geoambiental da Área Urbana de Manaus, Universidade de Brasília, Brasília.
44. Salman, G., & Abdula, I., 1995 – Development of the Mozambique and Rovuma sedimentary basins, offshore Mozambique, *Sedimentary Geology*, 96(1-2), 7-41.
45. Santos, E. F. 2006 – Estudo Comparativo de Diferentes Sistemas de Classificações Geotécnicas Aplicadas aos Solos Tropicais. Universidade de São Paulo, São Paulo.
46. Suarez D. A. A. 2008 – Estudo do Comportamento Mecânico de dois Solos Lateríticos do Estado de São Paulo com adição de emulsão asfáltica. Universidade de São Paulo, São Paulo.
47. Southern African Bitumen Association (SABITA), 2020 – Technical Guideline: Bitumen Stabilized materials (TG2). 3ª edição,.
48. Southern Africa Transport and Communications Comission (SATCC) 1994 – Standard specifications for road and bridge works.
49. Teixeira et al 2017 – Manual de Métodos de Análise de Solos, 3ª ed., Embrapa, Brasília – DF.
50. Ucuane, J. 2001 – Geologia e Recursos Minerais de Moçambique, Universidade Eduardo Mondlane, Maputo.
51. Vasconcelos, L. 2014 – Breve apresentação sobre os recursos geológicos de Moçambique, Comunicações Geológicas, vol. 101, Especial II, p 869-874.
52. Vicente et al 1973 – Geologia e Geomorfologia de Moçambique, Instituto de Investigação Científica Tropical, Lisboa.
53. Villibor, D. F.; Alves, D. M. 2019 – Pavimentação de baixo custo para regiões tropicais: projecto e construção: novas considerações, Ed. Tribo da Ilha, São Paulo.
54. Zorzi, C. 2008 – Caracterização dos Solos Tropicais Lateríticos para reforço de Pavimentos, Universidade São Francisco, São Paulo.

ANEXOS

ANEXOS

Anexo I - Propriedades e aplicações de solos lateríticos

Anexo II – Representação do Mini-DCP

Anexo III – Resultados do ensaio Mini-MCV

Anexo IV – Resultados do ensaio Mini-DCP

Anexo V – Análise Mineralógica para fração total e fração argila.

Anexo I – Propriedades e aplicações de solos lateríticos

Tabela A1. 1: Características do CBR clássico e do Mini-CBR (Nogami e Villibor 2009).

Dados dos Ensaios			CBR	Mini-CBR
Moldes	diâmetro volume do corpo de prova		152 mm 2116 ml	50 mm 100 ml
Amostras	massa aproximada para 1 cp diâmetro máximo dos grãos		5000 g 19 mm	250 g 2 mm
Compactação	Normal:	massa do soquete altura de queda golpes (total)	2,5 kg 348 mm 168	2,27 kg 305 mm 10
	Intermediária:	massa do soquete altura de queda golpes (total)	4,5 kg 457 mm 130	4,5 kg 305 mm 12
Sobrecarga padrão			4540 g	490 g
Pistão de Penetração:		diâmetro	49,5 mm	16,0 mm
Prensa para penetração:		capacidade	44,5 kN	49 kN
Tempo de imersão padrão			96 h	24 h

Tabela A1. 2: Ensaios da MCT, fenómenos físicos e defeitos construtivos associados (Nogami e Villibor 2009).

Ensaios e Determinações	Fenômenos Físicos Associados	Problemas e Defeitos Construtivos
COMPACTAÇÃO Mini-Proctor (M1) Mini-MCV (M5)	Grau de compactação e afastamento do teor ótimo de compactação.	Técnica construtiva inadequada de compactação:(DE)*, lamelas, (RP)* e trincamentos excessivos.
EXPANSÃO (M2)	Aumento de volume com o aumento do teor de umidade.	Expansão elevada: (DE), (RP) e trincas no revestimento.
CONTRAÇÃO (M3)	Desenvolvimento de trincas e fissuras.	Contração elevada e/ou excesso de umidade na compactação: desagregação pelo tráfego, trincas de reflexão no revestimento e entrada excessiva d'água na base e no subleito.
INFILTRABILIDADE (M4)	Movimentação da frente de umidade, e sua quantidade de água associada, em solos não saturados; envolve consideração do coeficiente de sorção.	Amolecimento da parte superior da base, na construção, devido às chuvas. Amolecimento da borda, com (DE) e (RP). Secagem da base provocando trincas e crescimento rápido das panelas.
PERMEABILIDADE (M4)	Percolação da água em meio saturado e caracterizada pelo coeficiente de permeabilidade.	Alta permeabilidade: camada drenante, podendo ocasionar aumento excessivo do teor de umidade das camadas adjacentes, provocando (DE) e (RP).
MINI-CBR (M2)	Capacidade de suporte.	Baixa capacidade: (DE) e (RP).
PERDA DE MASSA POR IMERSÃO (M8)	Avaliação da erodibilidade do solo.	Elevada perda de massa: erodibilidade das bordas da base e do acostamento.
PENETRAÇÃO DA IMPRIMADURA (M6)	Espessura e quantidade de material betuminoso penetrado.	Dosagem inadequada da imprimadura: Escorregamento do revestimento e exsudação de asfalto na superfície.
MINI-CBR *in situ* (M7)	Capacidade de suporte em serviço.	Baixa capacidade: (DE) e (RP).
RELAÇÃO RIS= $\frac{\text{Mini-CBRis}}{\text{Mini-CBRHo}} \times 100$	Sensibilidade do suporte (em %), de um solo compactado nas condições: sem e com imersão.	Queda do valor de suporte: deformação da base, na construção, devido às chuvas, (DE) na borda do pavimento devido à penetração lateral da água e (RP) em revestimentos permeáveis.

Abreviaturas: (DE) = Deformação excessiva do pavimento; (RP)= Ruptura do pavimento
Mini-CBRis = Mini-CBR imerso, sem sobrecarga
Mini-CBRHo = Mini-CBR na umidade ótima de compactação

Tabela A1. 3: Propriedades e aplicações de solos lateríticos (Nogami e Villibor 2009).

DESIGNAÇÃO			GRANULOMETRIAS TÍPICAS Designações do T1-71 do DER-SP						
k=caolinítico m=micáceo s= sericítico q= quartzoso			areias siltes (q,s)	areias siltosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argila arenosa argila siltosa siltes argilosos	areias	areias argilosas	argilas argila arenosa argila siltosa siltes argilosos
COMPORTAMENTO			N = Não Laterítico				L = Laterítico		
GRUPO MCT			NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Propriedades	MINI-CBR [%]	sem imersão	M, E	E	M, E	E	E	E, EE	E
		perda por imersão	B, M	B	E	E	B	B	B
	EXPANSÃO (Es)		B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO (Ct)		B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)		E	B, M	E	M, E	B	B	B
	Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito Elevado E = Elevado			M = Médio B = Baixo	Vide Tabela 3.5 para equivalente numérico		
Utilização	Base de pavimento		n	4º	n	n	2º	1º	3º
	Reforço do subleito compactado		4º	5º	n	n	2º	1º	3º
	Subleito compactado		4º	5º	7º	6º	2º	1º	3º
	Aterro (corpo) compactado		4º	5º	6º	7º	2º	1º	3º
	Proteção à erosão		n	3º	n	n	n	2º	1º
	Revestimento primário		5º	3º	n	n	4º	1º	2º
			n = não recomendado						
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas		USCS	SP SM	MS SC ML	SM, CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
		AASHTO	A - 2	A - 2 A - 4 A - 7	A - 4 A - 5 A - 7 - 5	A - 6 A - 7 - 5 A - 7 - 5	A - 2	A - 2 A - 4	A - 6 A - 7 - 5

Tabela A1. 4: Critérios de aceitação para bases de solo laterítico (Nogami e Villibor 2009).

PROPRIEDADES	VALORES ADMISSÍVEIS	MÉTODOS DE ENSAIO
Grupos MCT	LG', LA', LA	M5 e M8
MEAS máxima [kg/m³]	⩾2000	M5
Mini-CBR sem Imersão [%]	⩾50	M2
Relação RIS [%]	⩾80	—
Perda de Suporte Imersão (PSI em %)	⩽20	—
Expansão com sobrecarga padrão - EC [%]	⩽0,2	M2
Contração - Ct [%]	0,2 a 0,5	M3

Anexo II – Representação do Mini-DCP

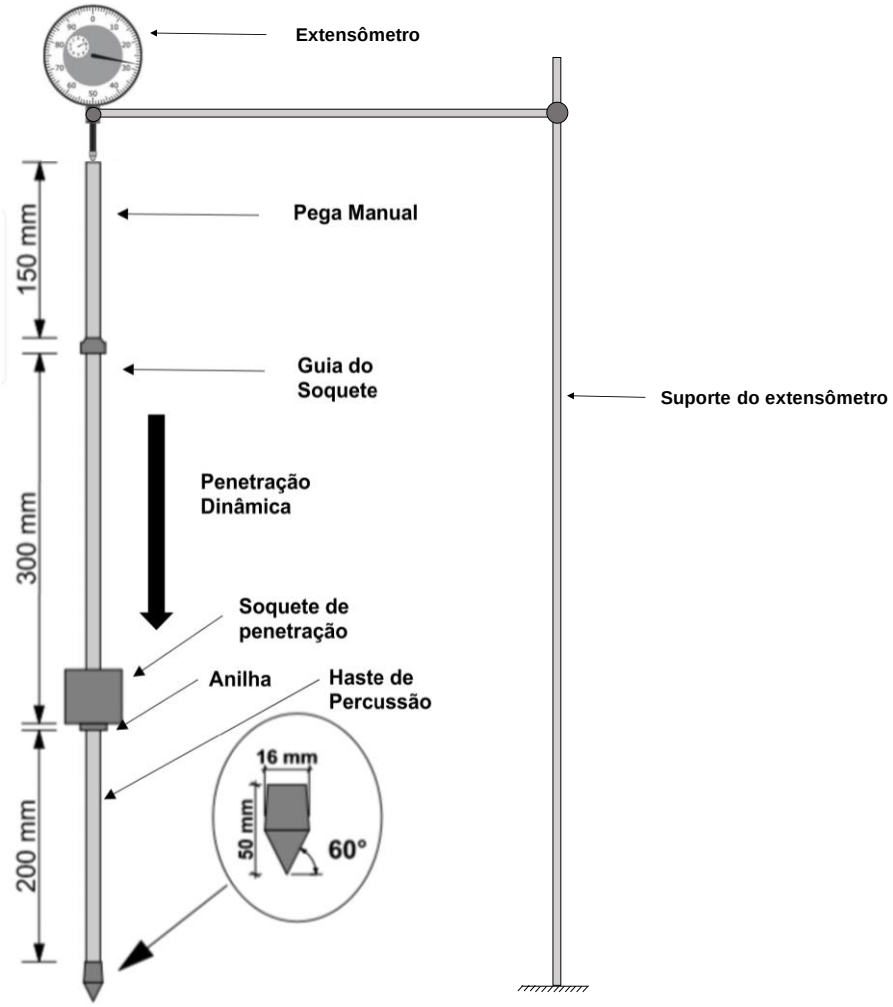


Figura A2. 1: Modelo do Mini-DCP

Anexo III – Resultados do ensaio Mini-MCV

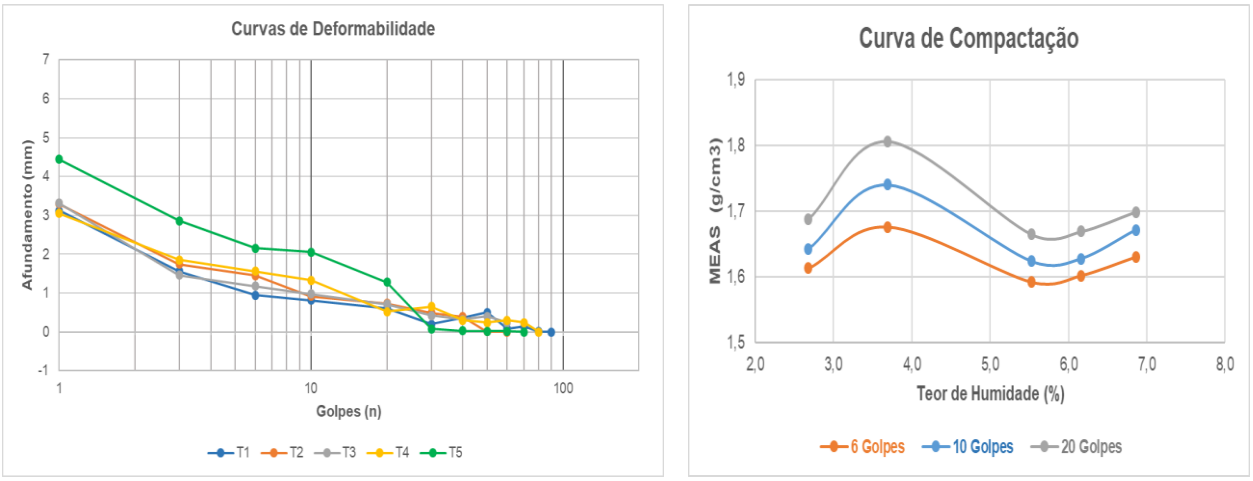


Gráfico A3. 1: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra AVM

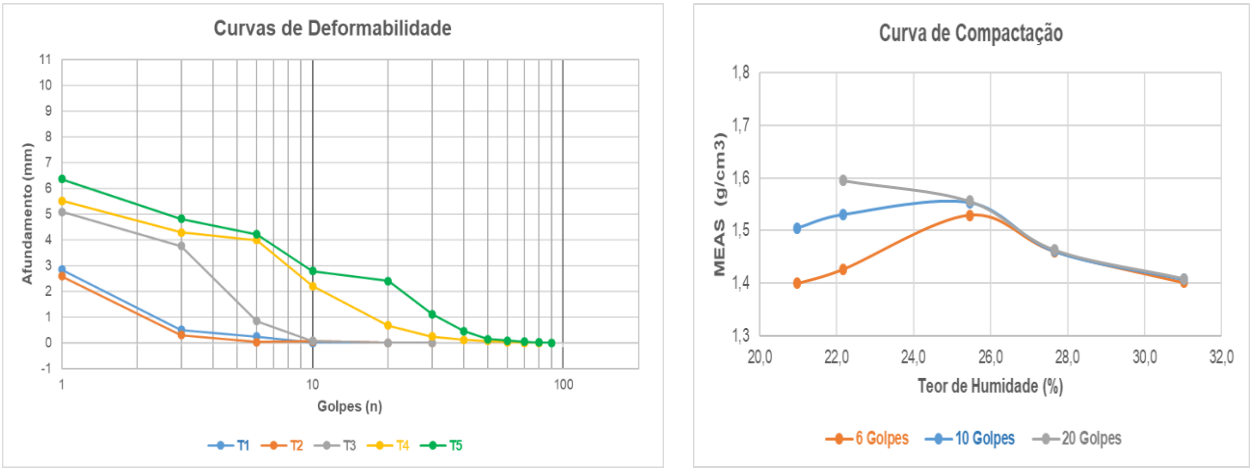


Gráfico A3. 2: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Chiulugo

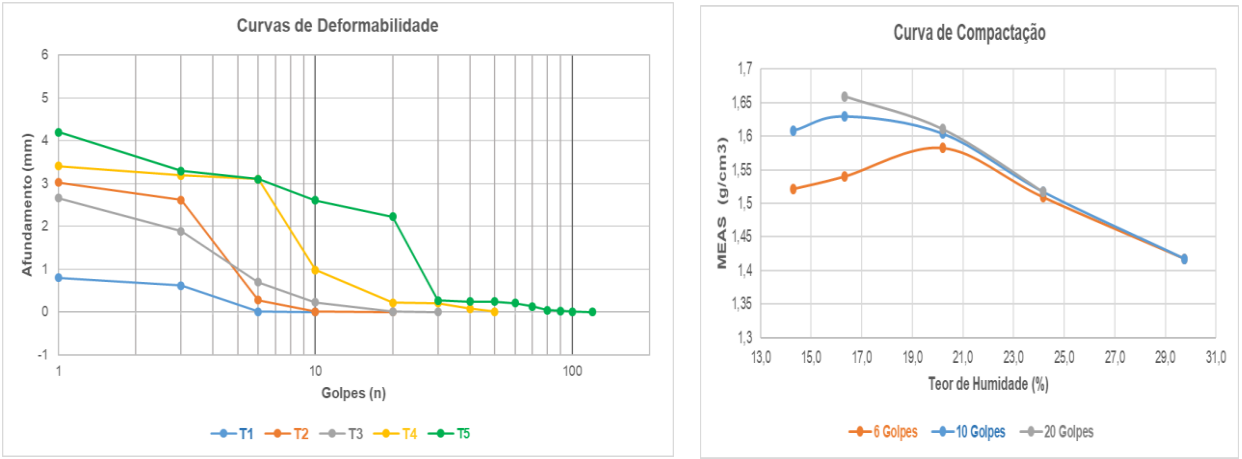


Gráfico A3. 3: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Lidgego

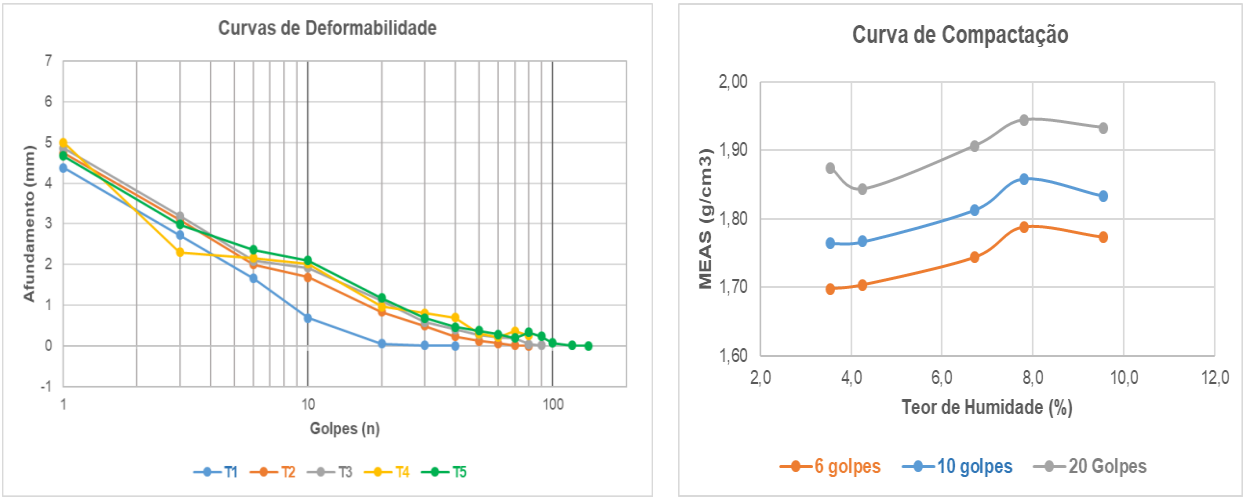


Gráfico A3. 4: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Lioma-Mutuali.

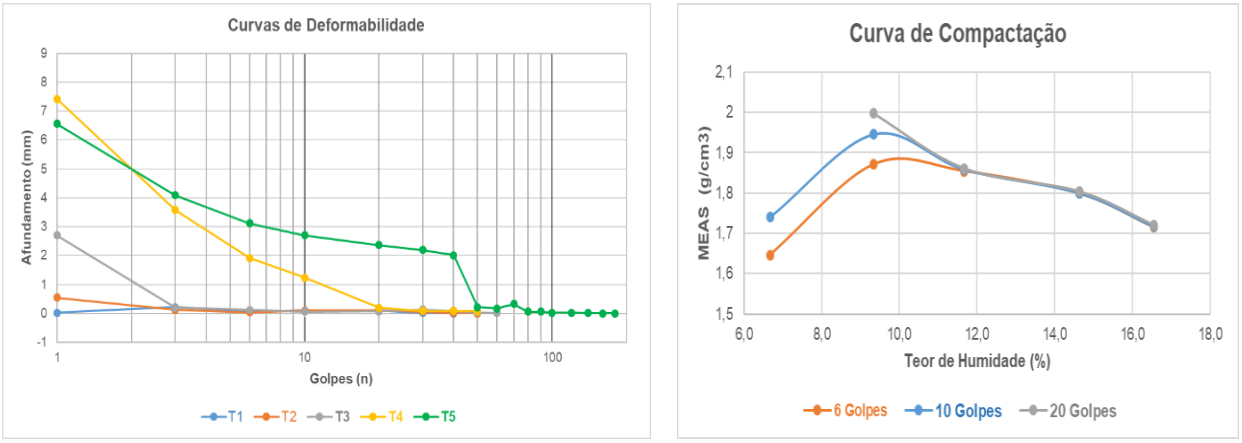


Gráfico A3. 5: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Macate.

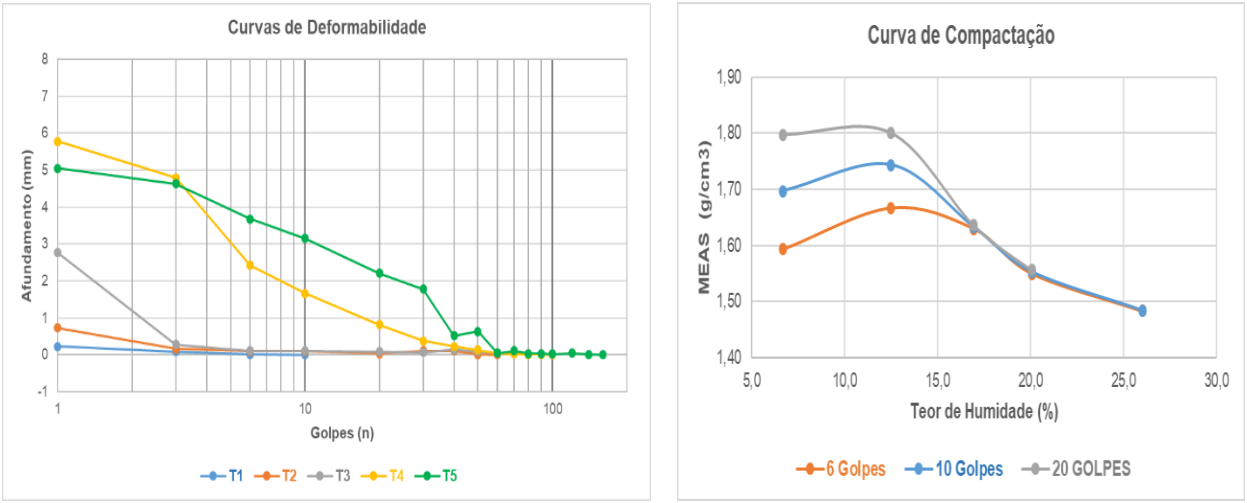
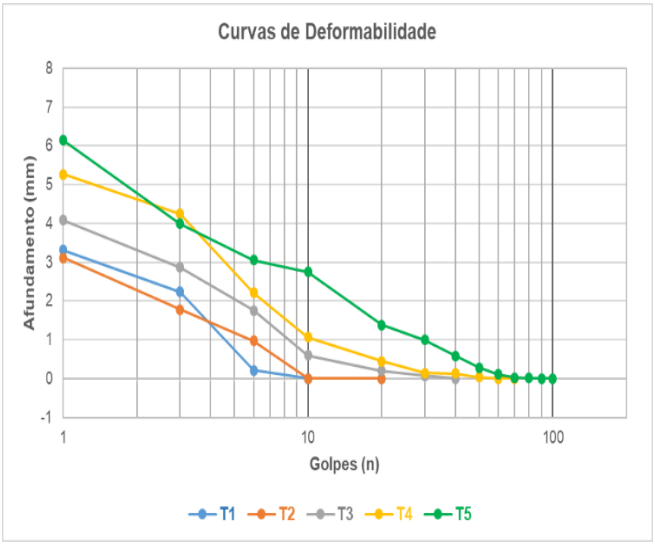


Gráfico A3. 6: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Matsinho.



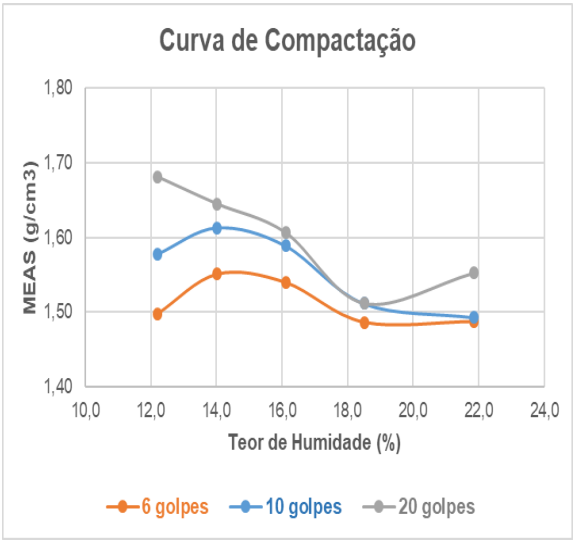
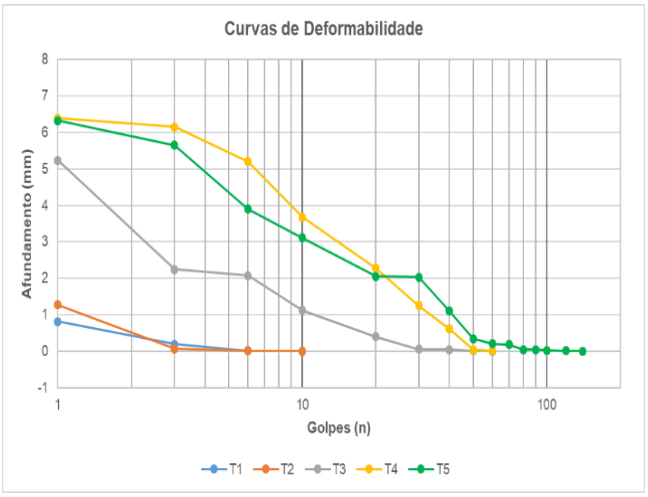


Gráfico A3. 7: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra da Moamba.



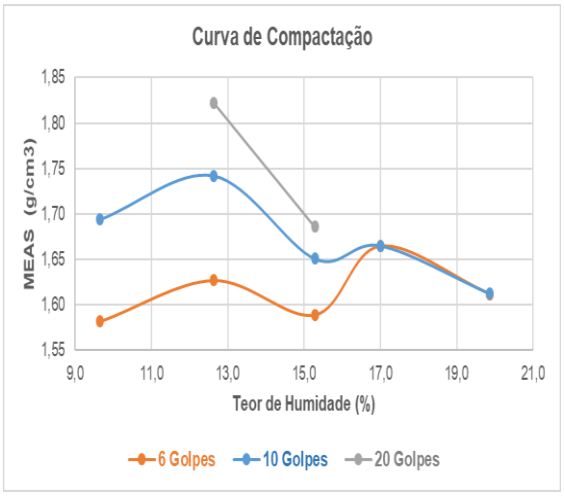
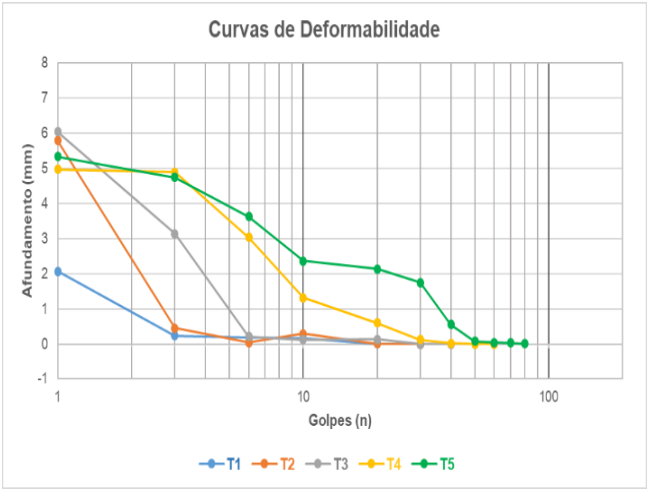


Gráfico A3. 8: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Mocuba.



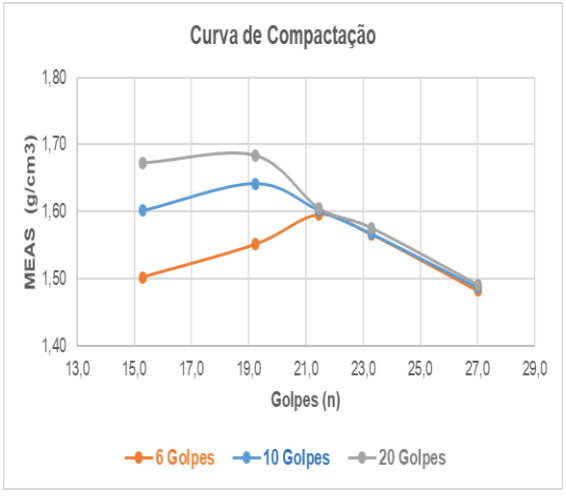


Gráfico A3. 9: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Nampevo-Gurúe.

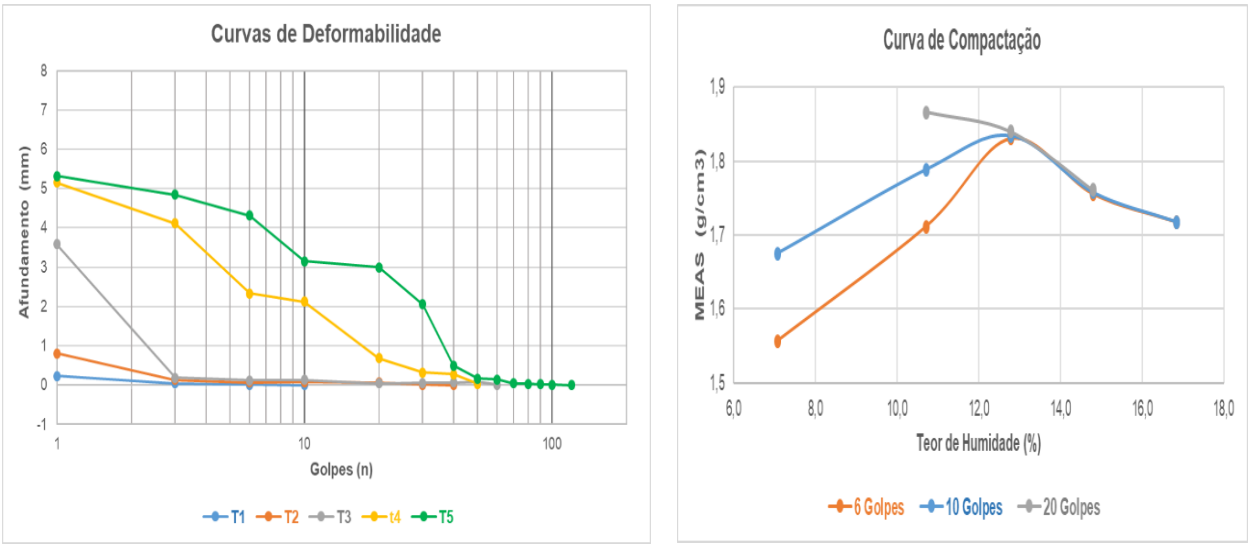


Gráfico A3. 10: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Nomba.

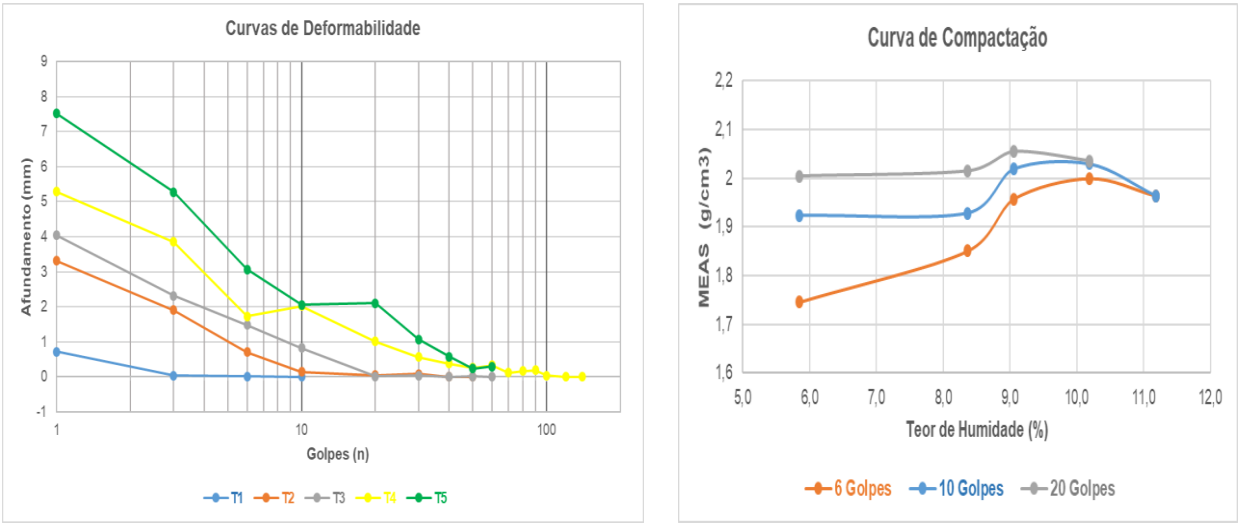


Gráfico A3. 11: Curvas de Deformabilidade e de Compactação da amostra de Zero-Mopeia.

Anexo IV – Resultados do ensaio Mini-DCP

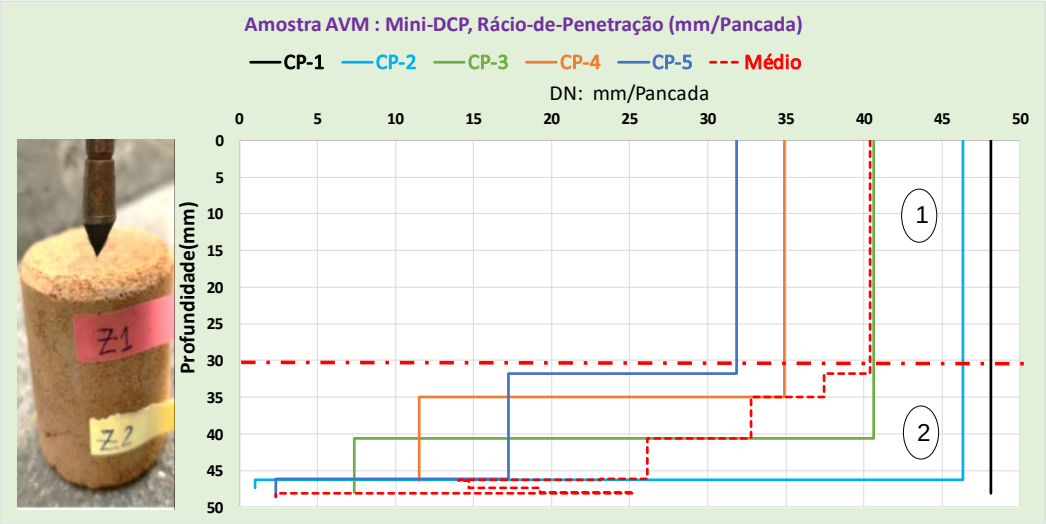


Gráfico A4. 1: Mini-DCP da amostra AVM.

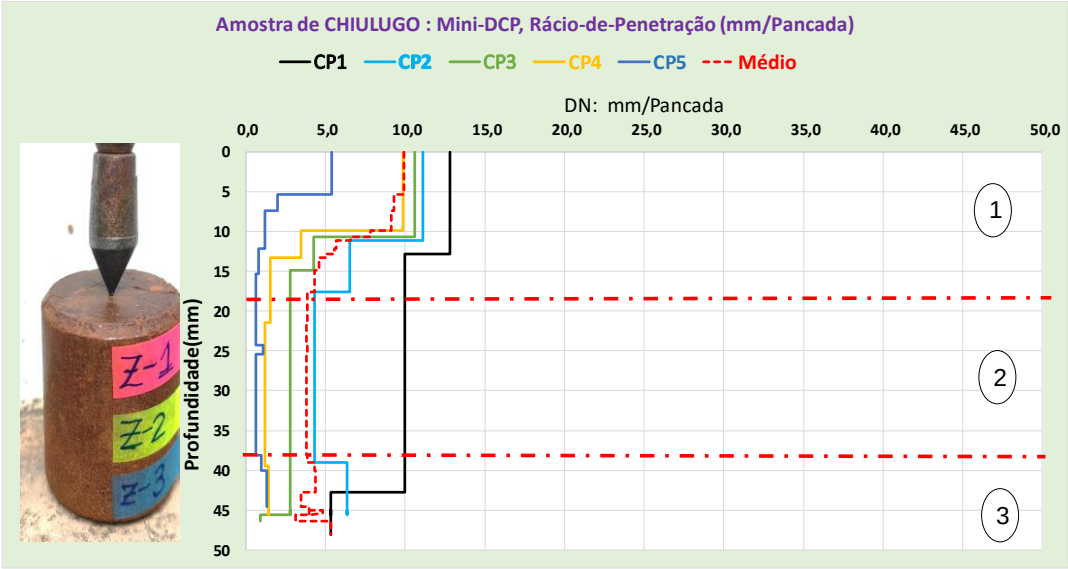


Gráfico A4. 2: Mini-DCP da amostra de Chiulugo.

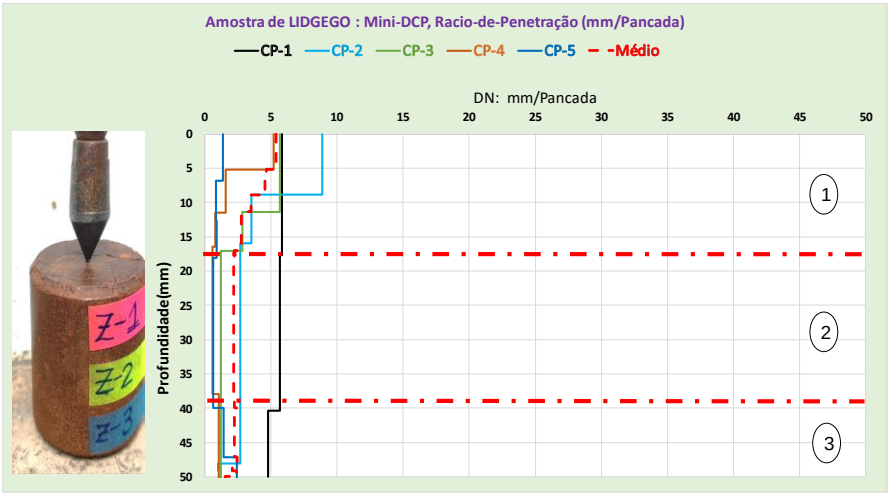


Gráfico A4. 3: Mini-DCP da amostra de Lidgego.

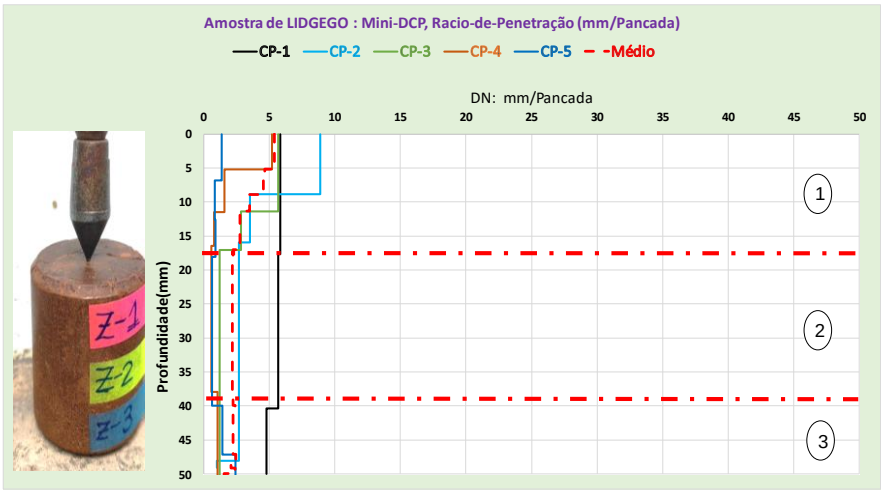


Gráfico A4. 4: Mini-DCP da amostra de Lioma-Mutuali.

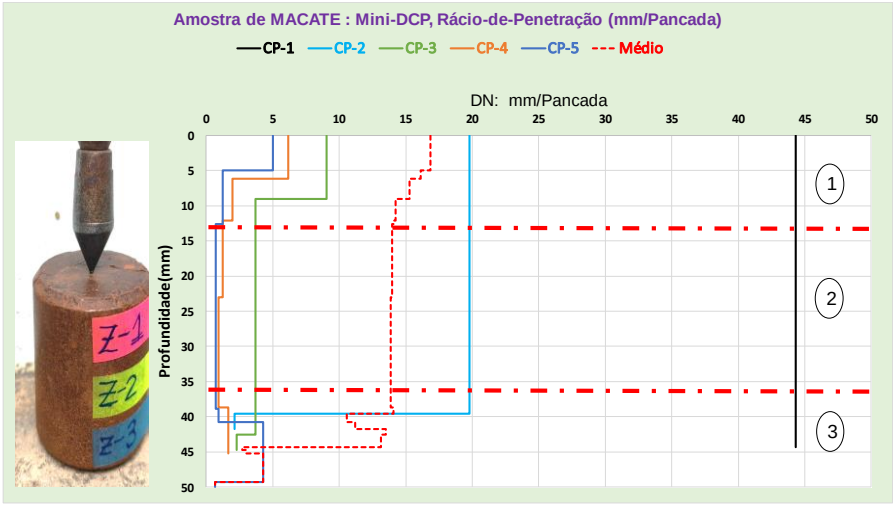


Gráfico A4. 5: Mini-DCP da amostra Macate.

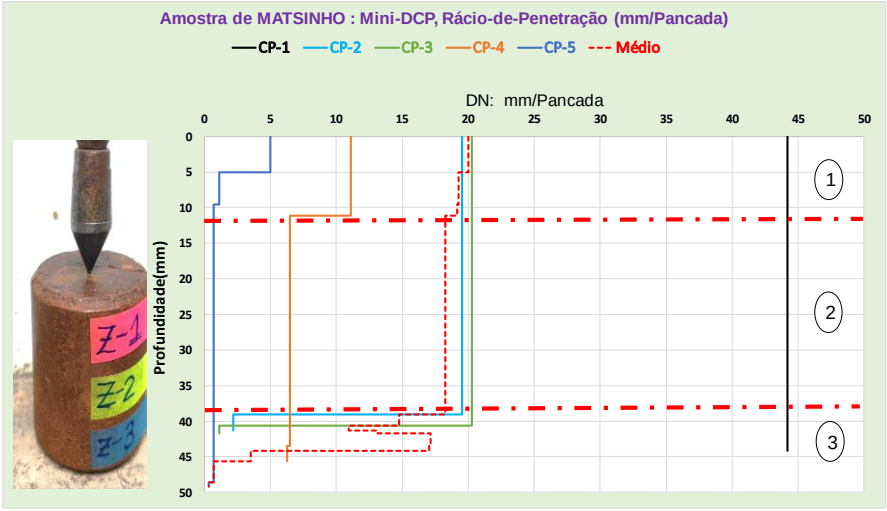


Gráfico A4. 6: Mini-DCP da amostra Matsinho.

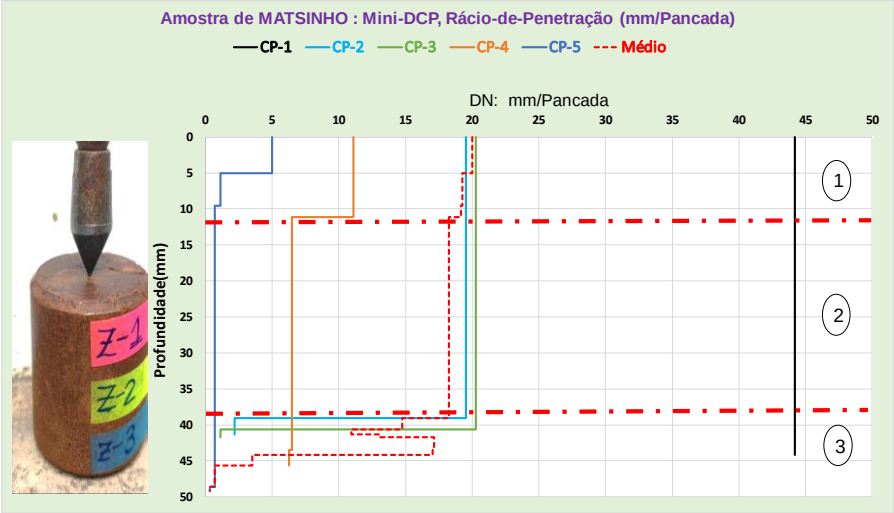


Gráfico A4. 7: Mini-DCP da amostra da Moamba.

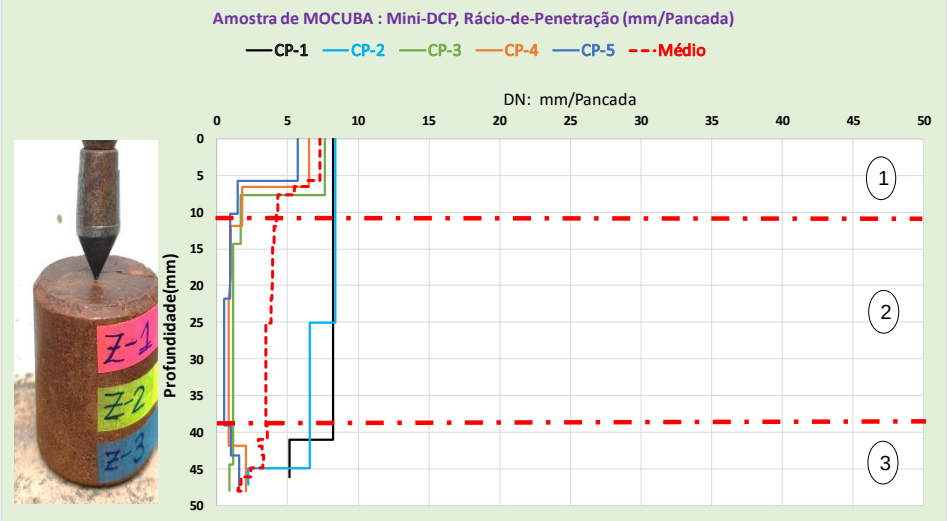


Gráfico A4. 8: Mini-DCP da amostra de Mocuba.

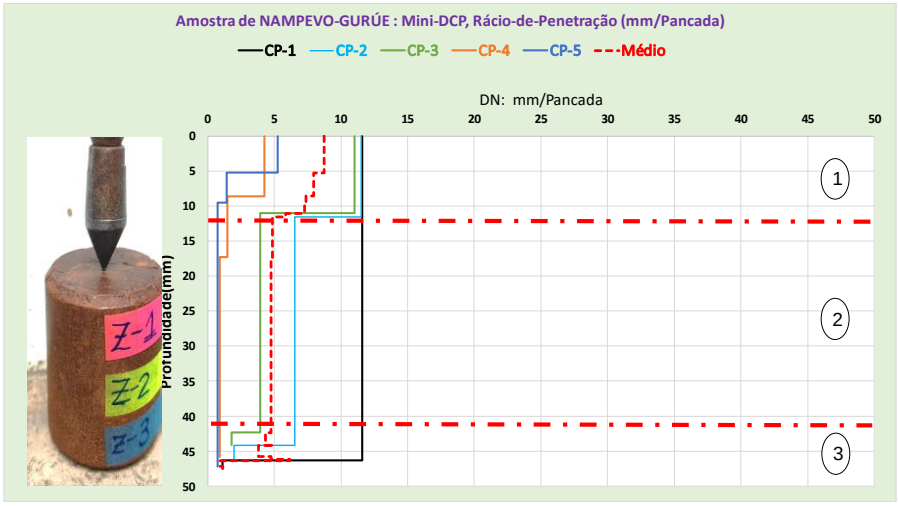


Gráfico A4. 9: Mini-DCP da amostra de Nampevo-Gurúe.

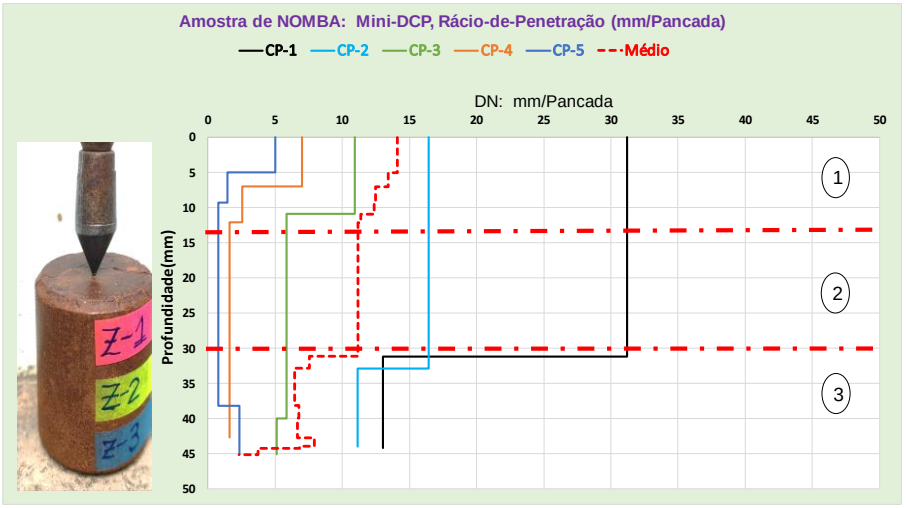


Gráfico A4. 10: Mini-DCP da amostra de Nomba.

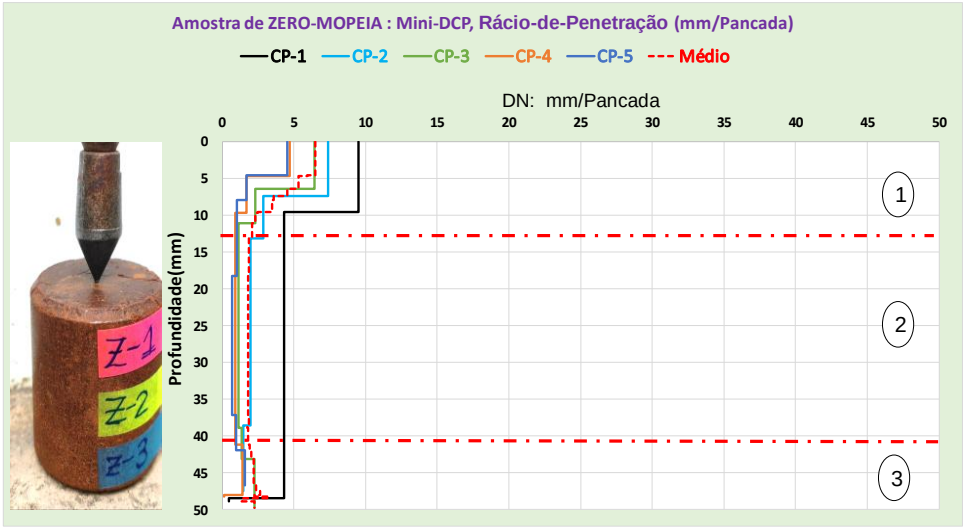


Gráfico A4. 11: Mini-DCP da amostra de Zero-Mopeia.

ANEXO V – Análise Mineralógica para fração total e fração argila.

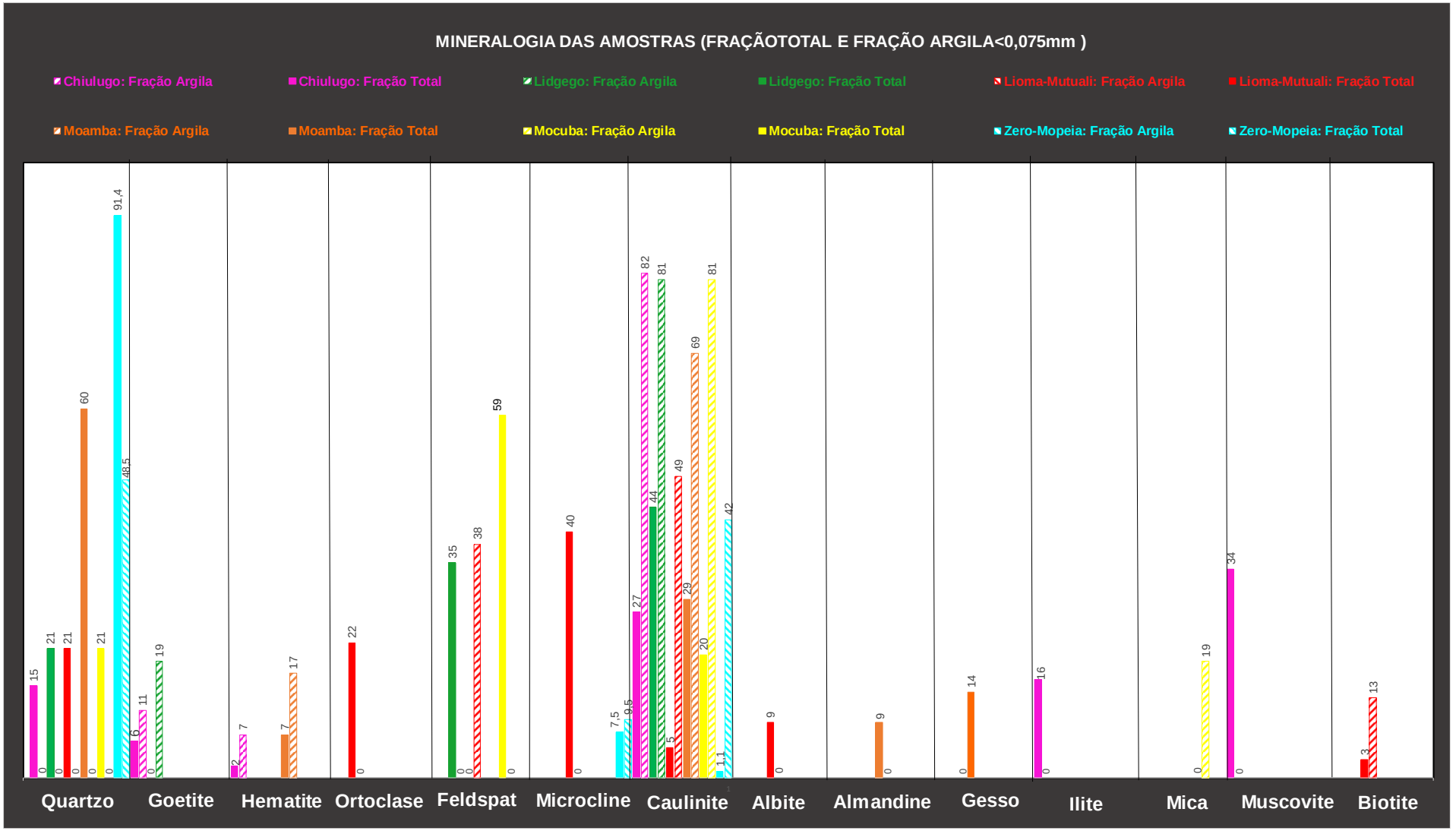


Gráfico A5. 1: : Análise Mineralógica das amostras para fração total e fração argila (<0,075mm).