



INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO DE GAZA

DIRECÇÃO DOS SERVIÇOS ESTUDANTÍS E REGISTO ACADÉMICO

DIVISÃO DE AGRICULTURA

CURSO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA AGRÍCOLA E ÁGUA RURAL

Monografia Científica

Avaliação da qualidade dos solos de empréstimo usado no aterro da estrada Nacional N101 e sua resistência em campo no troço Chiaquelane – Mapapa, distrito de Chókwè

Monografia apresentada e defendida como requisito para a obtenção do grau de Licenciatura em Engenharia Hidráulica Agrícola e Água Rural

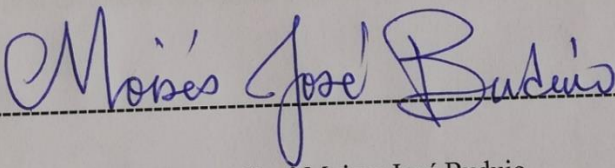
AUTOR: Salvador Santos Sérgio Bila

TUTOR: Engº Moises José Buduio

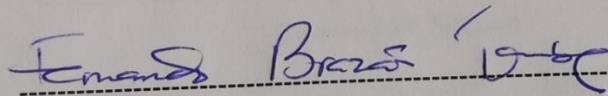
CO-TUTOR: Engº Fernando Brazão Tembe, (MEngSC)

Lionde, Dezembro, 2021

Avaliação da qualidade dos solos de empréstimo usado no aterro da estrada Nacional N101 e sua resistência em campo no troço Chiaquelane – Mapapa, distrito de Chókwè



Tutor: Eng^o Moises José Buduio



Co-tutor: Fernando Brazão Tembe, (MEngSC)



INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO DE GAZA

Monografia científica sobre “Avaliação da qualidade dos solos de empréstimo usado no aterro da estrada Nacional N101 e sua resistência em campo no troço Chiaquelane – Mapapa, distrito de Chókwe”, apresentado ao Curso de Engenharia Hidráulica Agrícola e Água Rural (EHAAR) na Divisão de Agricultura do Instituto Superior Politécnico de Gaza (ISPG), como requisito para fim das actividades de investigação no âmbito do trabalho de culminação do curso em forma de monografia científica.

Monografia científica defendida e aprovada no dia 25 de Novembro de 2021

Júri

Supervisor (1) Moisés José Buduio
(Moises José Buduio)

Supervisor (2) Fernando Brazão Tembe
(Fernando Brazão Tembe)

Avaliador (1) Luis Joaquim Maloa
(Luís Joaquim Maloa)

Avaliador (2) Salimo Henrique Muchecua
(Salimo Henrique Muchecua)

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1.	Problemas	2
1.2.	Justificação	2
1.3.	OBJETIVOS.....	4
1.3.1.	Gerais	4
1.3.2.	Específicos	4
2.	REVISÃO BIBLIÓGRAFICA.....	5
2.1.	Ensaio de caracterização.....	5
2.1.1.	Solo.....	5
2.2.	Limites de Atterberg.....	5
2.2.1.	Método de casa-grande	6
2.2.1.1.	Limite de plasticidade	6
2.2.1.2.	Limite de liquidez.....	6
2.2.1.3.	Índice de plasticidade	6
2.2.2.	Teor de umidade dos solos.....	7
2.2.3.	Umidade higroscópica	8
2.3.	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO.....	8
2.3.1.	Curvas de Compactação.....	9
2.4.	ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA	9
2.5.	PENETRÔMETRO DINÂMICO DE CONE (DCP)	10
2.5.1.	Índice de penetração (DN).....	10
2.6.	COVAS.....	11
2.7.	BASES DE SOLO-CIMENTO	12
2.8.	O uso do solo-cimento.....	12
2.8.1.	Tempo de cura do solo-cimento.....	13
2.9.	ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL (UCS)	13
3.	METODOLOGIA	14
3.1.	Definição da área de estudo	14
3.2.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	15
3.2.1.	Limites de Atterberg.....	15
3.2.1.1.	Ensaio de limite de plasticidade	16
3.2.1.2.	Índice de plasticidade	17

3.2.1.3.	Ensaio de compactação	17
3.2.2.	Ensaio in situ.....	17
3.2.3.	Ensaio de penetrômetro dinâmico de cone (DCP)	18
4.	RESULTADOS	19
4.1.	Limites de Atterberg.....	19
4.1.2.	Determinação do limite de liquidez	19
4.1.3.	Determinação do limite de plasticidade	20
4.1.4.	Índice de Plasticidade	20
4.2.	Ensaio de compactação	20
4.3.	Ensaio de Índice de suporte califórnia	21
4.4.	Ensaio de DCP	22
4.5.	Ensaio de compressão uniaxial (UCS).....	23
5.	DISCUSSÃO.....	24
5.1.	Limite de Atterberg	24
5.2.	Ensaio de Compactação Proctor Modificado	24
5.3.	Resistência Mecânica	25
5.3.1.	Ensaio de DCP	25
5.3.2.	Ensaio de compressão uniaxial (UCS)	26
5.3.3.	Capacidade de suporte e expansão CBR	26
6.	CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS	28
7.	OUTROS PROBLEMAS OBSERVADOS	30
6.1.	Solução para Minimização dos Problemas.....	30
8.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	31
9.	ANEXOS.....	33

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1: classificação dos solos quanto à plasticidade (IP)	7
Tabela 2: Limite de liquidez e plasticidade	19
Tabela 3: Limite de plasticidade.....	20
Tabela 4: Resultado de valores de teor de água óptima e baridade máxima seca. (Autor, 2021) .	20
Tabela 5: dados obtidos no ensaio de DCP, CBR e UCS.....	33
Tabela 6: Cálculos da compactação	34
Tabela 7: temperatura óptima para aplicação do betão asfáltico.....	35

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Exemplo de um gráfico da curva de compactação.....	9
Figura 2: exemplo 2 de covas	11
Figura 3. Exemplo de covas formadas na via.....	11
Figura 4: exemplo 3 de covas na via	12
Figura 5: aparelho casa grande, Autor.....	15
Figura 6: aparelho casa grande com o cinzel.....	15
Figura 7: ensaio de limite de liquidez.....	15
Figura 8: ensaio de limite de plasticidade	16
Figura 9: Ensaio DCP no campo	18
Figura 10: Equipamento DCP	18
Figura 11: trabalho de compactação com tempo chuvoso.....	34
Figura 12: limpeza da água com compressor para posterior aplicação do betão asfáltico.....	34
Figura 13: procedimentos para os ensaios de limites de Atterberg	36

ÍNDICE DE MAPAS

Mapa 1: Área de estudo.....	14
-----------------------------	----

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Limite de liquidez	19
Gráfico 2: curva de compactação	21
Gráfico 3: Ensaio de CBR	21
Gráfico 4: curva do DCP	22
Gráfico 5: curva de índice de penetração	22
Gráfico 6: ensaio USC.....	23

LISTA DE ABREVIATURAS

ANE – administração nacional de estrada (delegação de Gaza)

DCP – penetrômetro dinâmico de cone

CBR – Índice de suporte califórnia

UCS – ensaio de compressão uniaxial

DN – Índice de penetração

LP – limite de plasticidade

LL – limite de liquidez

IP – índice de plasticidade

$\gamma_{s\max}$ – Umidade óptima

in situ – ensaios no seu ambiente natural

AIGE – Associação Internacional de Geologia de Engenharia

SIMSEF – Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações



INSTITUTO SUPERIOR POLITÉCNICO DE GAZA

DECLARAÇÃO

Declaro por minha honra que este Trabalho de Culminação do Curso é resultado da minha investigação pessoal e das orientações do meu tutor, o seu conteúdo é original e todas as fontes consultadas estão devidamente mencionadas no texto, nas notas e na bibliografia final. Declaro ainda que este trabalho não foi apresentado em nenhuma outra instituição para propósito semelhante ou obtenção de qualquer grau académico.

Lionde, 16 de Dezembro de 2021

Salvador Santos Sérgio Bila

(Salvador Santos Sérgio Bila)

RESUMO

A caracterização dos solos é de suma importância na geotecnia para o uso adequado do mesmo em diferentes tipos de aplicações, como é o caso da construção de estradas. Esta caracterização deve ser feita através de ensaios em laboratórios e também *in situ*. Todos os ensaios devem ser realizados de acordo com procedimentos normalizados. Apresenta-se nesse trabalho um estudo geotécnico que visa na caracterização de solos empregue na estrada Nacional N101 em via de empréstimo e na avaliação da resistência do mesmo material em campo para assegurar a qualidade de obras de construção de estradas. O estudo laboratorial permitiu a obtenção de parâmetros conducentes à classificação e caracterização das amostras, ademais, em relação às propriedades mecânicas foram realizados ensaios de índice de suporte Califórnia (CBR) e compressão uniaxial (UCS) no solo da base da via (com cimento), com recurso ao penetrômetro dinâmica de cone (DCP) com o objectivo de avaliar a resistência do mesmo. O resultado do ensaio de compactação mostra a variação da massa específica seca com o teor de umidade, aplicada ao solo através de um processo dinâmico; a curva de compactação resultante tem um único ponto de ordenada máxima, cujas coordenadas, teor de umidade óptimo 7.5% - massa específica seca máxima 2134kg/m^3 , essas foram as características reprodutíveis desse solo. Através do ensaio de CBR foi possível conhecer qual a expansão do solo sob o pavimento quando este estiver saturado. Com este estudo foi possível perceber que algumas considerações deveriam ser levadas em conta para realizar a construção e manutenção de estrada como, respeitado o tempo de cura para que atinja uma boa resistência, sem gastos onerosos, reduzindo custos com manutenção periódica, favorecendo ainda, o tráfego dos veículos.

Palavras-chaves: caracterização, solos, ensaios, base, qualidade.

ABSTRACT

The characterization of the soils is of addition importance in the geotechnical for the appropriate use of the same in different types of applications, as it is the case of the construction of highways. This characterization should be made through rehearsals in laboratories and also in situ. All of the rehearsals should be accomplished in agreement with normalized procedures. He/she comes in that work a study geotechnical that seeks in the characterization of soils uses in the National highway N101 in loan road and in the evaluation of the resistance of the same material in field to assure the quality of works of construction of highways. The study laboratorial allowed the obtaining of conducive parameters to the classification and characterization of the samples, besides, in relation to the mechanical properties rehearsals of support index were accomplished California (CBR) and compression uniaxial (UCS) in the soil of the base of the road (with cement), with resource to the dynamic penetrômetro of cone (DCP) with the objective of evaluating the resistance of the same. The result of the compacting rehearsal shows the variation of the mass specific drought with the humidity tenor, applied to the soil through a dynamic process; the curve of resulting compacting has a single point of maximum ordinate, whose coordinates, tenor of humidity great 7.5% - mass specific maximum drought 2134kg/m^3 , those were the characteristics reproductive of that soil. Through the rehearsal of CBR it was possible to know which the expansion of the soil under the pavement when this be saturated. With this study it was possible to notice that some considerations should be taken into account to accomplish the construction and highway maintenance as, respected the time of cure so that it reaches a good resistance, without onerous expenses, reducing costs with periodic maintenance, still favoring, the traffic of the vehicles

Word-key: characterization, soils, rehearsals, base, quality.

ATECEDENTES DA INVESTIGAÇÃO

O desejo pelas viagens, a determinação de conhecer outros povos e gerar relações com outras culturas foi e sempre será uma constante na história do homem. Por várias razões, sejam elas mercantis, religiosas, de sobrevivência, estratégias, de ampliação territorial ou por simples interesse, a biografia do homem está realmente ligada às jornadas e descobrimentos, (BARRADAS, 2014).

A necessidade de construir estradas com materiais mais duráveis se deu devido à invenção da roda na Mesopotâmia, há cerca de 5000 anos. Sabe-se muito pouco sobre as primeiras estradas construídas, mas elas datam, certamente, de antes do período chamado de período histórico. Foram encontrados vestígios marcantes de estradas antigas na América Central, Norte e Noroeste da América do Sul, planejadas e construídas por civilizações dos Maias, Astecas e principalmente pelos Incas. Durante o período compreendido entre 400 anos antes e 200 anos depois de Cristo, os romanos reforçaram a construção de um inclusivo sistema de estradas, compreendendo uma extensão total de mais de 75.000 milhas, que cobriam o vasto império, (ROQUE, 2017).

Na Inglaterra, o Engenheiro Telford (1805) e Mac Adam (1815), principiaram a utilização de pedra marroada e pedra britada na construção de estradas de rodagem. Em 1858 foi inventado o britador mecânico e em 1859, o rolo compressor com autopropulsão movido à lenha e vapor, o que aumentou muito a utilização de brita nas estradas de rodagem, pela diminuição do seu custo de produção, (ROQUE, 2017).

A heterogeneidade do solo é devido aos aspectos contidos na formação geológica ao longo de milhares de anos, vez por outra advém em áreas com características geotécnicas características contando com variabilidade muito grande fundamentando a co-participação de outros ensaios geotécnicos. Assim, é de essencial importância conhecer o subsolo para permitir e assegurar a confiabilidade de seus parâmetros que serão utilizados para o dimensionamento dos projectos civis e precaver os recalques não admissíveis e rupturas, além de permitir conhecer o custo das fundações, (Carvalho, 2017).

Os solos para execução dos aterros são provenientes de escavações e através dos ensaios de laboratório, se determinam as propriedades de resistência, compressibilidade e ou permeabilidade. Com estes parâmetros tornam-se possíveis os cálculos de engenharia geotécnica, que estas proporcionarão o dimensionamento da devida segurança das estradas, (SPIRONELLO, 2015).

As estradas esburacadas sem a devida manutenção periódica podem danificar os automóveis, reduzindo o nível de circulação dos mesmos, reduzindo a atracção turística e dificultar o

escoamento das mercadorias, reduzir a velocidade de deslocamento dos automóveis, alongando a viagem dos passageiros, colocando em risco suas actividades e podem causar acidente de viações, provocando mortes, (JOSÉ, 2014).

O Estado moçambicano, 29 anos depois da guerra civil (1992), ainda encara grandes desafios no que diz respeito à reedificação das suas infra-estruturas. A maior parte da rede rodoviária nacional foi completamente destruída, e a reabilitação das estradas torna-se mais difícil devido à grande extensão da área afectada. Apesar dos esforços feitos de maneira a reactivar o sector das estradas, a maioria das vias de acesso, é pavimentos de baixo custo e estão em péssimo estado de conservação, (JÓIA, 2016).

Mesmo sabendo que as estradas nacionais são de suma importância para o serviço do país, para a economia e para o bem-estar da população, nota-se uma quebra na manutenção e um desinteresse na preservação dessas vias. Como consequência dessas ocorrências começa-se a reparar a aparição de problemas no pavimento das estradas, devido a certos impactos ambientais, como a perda de solo. A ausência de solo devido a processos erosivos em estradas, tem grande poder de evolução, visto que a falta do revestimento não é capaz de proteger a via da acção do intemperismo, que juntamente com a carência de sistema de drenagem, acelera o agravamento desse problema, (JÓIA, 2016).

Organização do trabalho

Este trabalho está organizado em seis (6) capítulos, nos quais se inclui a Introdução, onde se faz um enquadramento do tema em estudo e se evidencia a relevância do âmbito em que se insere e os objectivos a atingir.

No Capítulo 2, faz-se uma abordagem da revisão bibliográfica referente aos tópicos que sustentam o tema em questão.

No Capítulo 3, descrevem-se os materiais e métodos que serão avaliados e utilizados para caracterização e realização dos ensaios.

No capítulo 4, apresentar-se-ão os resultados obtidos dos ensaios de caracterização e de compressão dinâmicos a que as amostras de solo foram submetidas.

No capítulo 5, será debatido o desfecho do trabalho e serão abordadas algumas considerações finais sobre pesquisas.

No capítulo 6 e por último, serão apresentadas todas as fontes bibliográficas usadas como base de sustento desse trabalho.

1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento geotécnico constitui um dos mais importantes aspectos em projecto de construção. O carregamento procedente da estrutura exige uma resistência do solo, solicitando-o de forma a sustentar e distribuir as cargas, o que conseqüentemente gera deformações ao solo solicitado, resultando em recalques, deslocamentos horizontais e rotações. Factores esses, que podem levar ao colapso ou ao surgimento de patologias na construção caso não bem avaliados, exigindo do engenheiro o entendimento da interacção solo-estrutura, (VOGT, 2020).

As estradas rurais são uma necessidade básica para promover o desenvolvimento de uma localidade com um fluxo regular de mercadorias e serviços. Permite o desenvolvimento das comunidades por ela atingidas e por consequência garantem a melhoria de sua qualidade de vida. Embora se possa dizer que as estradas rurais, por si só, não são capazes de romper as barreiras que levam ao empobrecimento das comunidades, elas podem, por outro lado ser importantes agentes indutores de crescimento e proporcionar significantes benefícios sociais e económicas, (FATTORI, 2007).

As estradas introduzem benefícios socioeconómicos, ao proporcionarem o incremento de comunicação e de transporte, constituindo-se em um indicador de desenvolvimento, acesso a mercados, centros urbanos entre outros (DESA, 2010).

Para a realização de obras de terra é de suma importância que se tenha conhecimento acerca das propriedades geotécnicas dos solos, com o intuito de se prever seu comportamento tanto em seu estado natural (solo natural) quanto em seu estado amolgado, (TORRES, 2017).

Deve-se conhecê-los, pois de sua escolha depende principalmente da parte da solidez, durabilidade e beleza das obras. Além disso não basta que qualquer construção atenda apenas a esses três requisitos - também o factor económico pesa bastante na escolha do material, (LOPES, 2017).

Os principais objectivos a ter em conta durante a execução de um pavimento rodoviário são a segurança, a economia e a comodidade. Assim, estes pavimentos devem apresentar características que permitam satisfazer não só requisitos de conforto óptico, acústico e de circulação como também a integridade estrutural do pavimento, de modo a minimizar-se a necessidade de intervenções de conservação, (MONTE, 2012).

Os materiais usados em um projecto de pavimentação rodoviário têm de possuir características apropriadas para sua utilização, com o objectivo maior de um desempenho satisfatório, baseado

na composição de sua estrutura, de forma a permanecer em serviço durante sua vida de projecto, sem apresentar trincas nem deformações excessivas, (TESSARI, 2017).

As características de um solo não podem ser descobertas apenas pelo aspecto da camada superficial, há necessidade de investigar o solo em profundidade, razão pela qual esta pesquisa será voltada aos estudos geotécnicos que visam na caracterização do solo empregue na estrada Nacional N101 em via de empréstimo e na avaliação da resistência do mesmo material em campo.

A fim de atingir esses objectivos, existem diferentes métodos popularmente conhecidos por geotécnicos, são eles: Ensaio de compressão uniaxial (UCS), California Bearing Ratio (CBR) e o Dynamic Cone Penetrometer (DCP). Cada um deles possui características que determinarão seu uso, bem como as informações fornecidas por cada ensaio, tais como: peso específico in situ, peso específico seco, teor de umidade, coesão, grau de compactação, entre outras.

1.1.Problemas

Há muitos casos de aterros sendo feitos de forma inadequada, sob as mais variadas justificativas. Seja qual for o volume de aterro, qual seja o solo do local e das possibilidades de áreas de empréstimo (de onde se remove o solo), há um procedimento executivo de engenharia geotécnica adequado, que proporcionará economia e segurança. Sem a devida aplicação dos conhecimentos geotécnicos na execução destes aterros, muitos problemas poderão ocorrer, em pequenas e grandes obras de engenharia, como exemplificados a seguir: Recalques (rebaixamento de terra após a execução a obra) e afundamentos de piso, ruas, vias e fundações, (SPIRONELLO, 2015).

A estrada Nacional (N101) no decurso do ano de 2019 e ano 2020, teve várias reabilitações o que já é do domínio público que as condições da via não são das melhores devido a um problema de buracos no meio da estrada, o que causa danos as viaturas e perigo para os automobilistas, esse problema pode ser originado pelo material usado em aterro ou pela forma como foi empregue.

1.2.Justificação

Ao projectar um aterro deve-se conhecer as propriedades de engenharia dos solos a serem utilizados e que virão do empréstimo. Têm-se as propriedades de resistência, compressibilidade, e permeabilidade, que serão determinadas através de ensaios de laboratório realizados em amostras de solos extraídas das áreas de empréstimo, (SPIRONELLO, 2015).

A análise do solo prévia à execução de uma obra é de vital importância. As características geomecânicas do solo, obtidas através de ensaios, são propriedades que poderão influenciar

drasticamente no resultado final da obra. Características como: deformabilidade, permeabilidade, resistência ao cisalhamento, resistência à erosão, expansão, contracção e capacidade de suporte regem o comportamento mecânico do solo, (SCHLOGEL, 2015).

Tendo em vista a natureza de buracos encontrados a estrada nacional N101 e de qualquer projecto dessa dimensão, nota-se que além de ser de suma importância a avaliação do comportamento mecânico dos solos, é necessário que se leve em consideração os aspectos de funcionamento, segurança e durabilidade que devem ser alcançados e mantidos nesse tipo de empreendimento. Para tanto, demanda-se um estudo acerca das características do local, dos materiais nele presentes e disponíveis, além de suas propriedades sob o ponto de vista estrutural. Conhecidas as variáveis que compõem o problema, é possível alcançar uma solução mais adequada, com melhor desempenho e confiabilidade.

1.3.OBJETIVOS

1.3.1. Gerais

- ❖ Avaliar a qualidade dos solos de empréstimo usado no aterro da estrada Nacional N101 e sua resistência em campo.

1.3.2. Específicos

- ❖ Caracterizar os solos empregues na estrada;
- ❖ Avaliar a resistência na base da estrada;
- ❖ Correlacionar os parâmetros geotécnicos;
- ❖ Descrever os efeitos da qualidade dos materiais e sua aplicação em obra.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Ensaio de caracterização

O termo caracterização é utilizado em Geotecnia para identificar um grupo de ensaios que visam obter algumas características básicas dos solos com o objectivo de avaliar a sua aplicabilidade nas obras de terra, (FERNANDES, 2019).

Os ensaios laboratoriais de caracterização mecânica dos solos constituem uma das componentes de grande relevância na engenharia geotécnica. Estudos mais detalhados para caracterizar o comportamento tensão de formação dos solos contribuem para um dimensionamento mais racional das obras a serem realizadas, (PEIXOTO, 2019).

Actualmente, a engenharia conta com inúmeros ensaios de reconhecidos internacionalmente.

2.1.1. Solo

Entende-se assim como solo, toda a ocorrência natural de depósitos brandos ou moles, que cobrem um substrato rochoso e que é produzido por desintegração e decomposição física e química de rochas, podendo conter ou não matéria orgânica. Laboratorialmente pode definir-se solo, como o conjunto de partículas minerais que podem ser separadas por agitação na água, sendo os vazios entre as partículas ar e água, separados ou em conjunto, (RIBEIRO, 2008)

2.2. Limites de Atterberg

No início do século XX, um químico sueco Albert Atterberg, realizou pesquisas sobre as propriedades dos solos finos (consistência). Segundo ele, os solos finos apresentam variações de estado de consistência em função do teor de umidade. Isto é, os solos apresentam características de consistência diferentes conforme os teores de umidade que possuem. Há teores de umidade limite que foram definidos como limites de consistência ou limites de Atterberg, (CAPUTO, 1988).

Tendo em vista que a fracção fina dos solos tem grande importância, os ensaios e índices propostos pelo engenheiro químico Atterberg e adaptados e padronizados pelo professor Arthur Casa-grande são utilizados para identificar a influência das partículas finas, baseando-se no comportamento do solo na presença de água, (PINTO, 2006).

(PINTO, 2006), defende ainda que dependendo do teor de umidade, o comportamento do solo sofre alterações. Quando muito úmido, tem um aspecto líquido, reduzindo sua umidade, apresenta um estado plástico, e quando mais seco, torna-se quebradiço.

2.2.1. Método de casa-grande

O aparelho consiste numa concha semiesférica que é deixada cair repetidamente de uma altura de 10 mm sobre uma base de borracha, mole ou rija, através do uso de um mecanismo de manivela e engrenagens. O aparelho contém também um contador de golpes, que facilita a operação e um riscador ou cinzel com a qual se procede à abertura do sulco que irá separar em duas porções a mistura de solo com água destilada. Ao girar a manivela numa cadência de dois golpes por segundo, o sulco aberto fechar-se-á e quando a parte inferior das duas metades se tocar, em pelo menos 1 cm, o ensaio termina com a anotação do número de golpes e a recolha de uma porção de solo da zona de contacto para determinação do teor em água, (SOUSA, 2011).

2.2.1.1.Limite de plasticidade

O limite de plasticidade (LP) representa o teor de umidade a partir do qual um solo passa a exibir plasticidade. Na definição clássica de Atterberg, o LP é a fronteira entre o “estado semi-sólido” e o “estado plástico”. Ou seja, para umidades superiores ao limite de plasticidade, o solo deixaria de apresentar a consistência de um material “sólido”, tornando-se moldável, (KORMANN, 1997).

2.2.1.2.Limite de liquidez

Convenciona-se o limite de liquidez (LL) de um solo como sendo o teor de umidade acima do qual o solo perde as características de plasticidade, passando a se comportar como um fluido viscoso. Na definição de Atterberg, o limite de liquidez representa a fronteira entre o “estado plástico” e o “estado líquido”, (KORMANN, 1997).

Para a obtenção do LL em laboratório, utiliza-se um equipamento em forma de concha, conhecido como aparelho de Casa-grande. O ensaio baseia-se na determinação do número de golpes necessários para fechar um sulco padrão, efectuado no solo colocado na concha. O ensaio é executado diversas vezes, fazendo-se variar o teor de umidade da amostra. O limite de liquidez corresponde à umidade que determina o fechamento do sulco com 25 golpes, (KORMANN, 1997).

2.2.1.3.Índice de plasticidade

O valor do IP pode ser obtido pela diferença entre o LL e o LP. O índice de plasticidade procura medir a plasticidade do solo e, fisicamente, representa a quantidade de água necessária a acrescentar ao solo para que este passe do estado plástico para o líquido, (FONSECA, 2017).

(CAPUTO, 1988), define índice de Plasticidade como sendo a diferença entre os limites de liquidez e de plasticidade:

(CAPUTO, 1988), Ele define a zona em que o terreno se acha no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e mínimo, ou melhor, nulo para as areias, fornece um critério para se ajuizar do carácter argiloso de um solo; assim, quanto maior o IP, tanto mais plástico será o solo. Quando um material não tem plasticidade (areia, por exemplo), considera-se o índice de plasticidade nulo e escreve-se $IP = NP$ (não plástico).

Tabela 1: classificação dos solos quanto à plasticidade (IP)

IP	Descrição
0	Não plástico
1-5	Ligeiramente plástico
5-10	Plasticidade baixa
10-20	Plasticidade média
20-40	Plasticidade alta
> 40	Plasticidade muito alta

Fonte: Caputo, 1988

2.2.2. Teor de umidade dos solos

Os solos na natureza apresentam-se compostos por elementos das três fases físicas, em proporções distintas. As partículas sólidas do solo apresentam-se entremeadas de vazios, que podem estar preenchidos por água e/ou ar. A determinação do teor de umidade dos solos é a determinação da quantidade de água presente nos vazios do solo, (REINERT, 2017).

O teor de umidade dos solos é a relação entre o peso da água e o peso do solo seco, ou seja, o peso dos grãos.

$$w = \frac{P_w}{P_s} \times 100 \quad (2.1)$$

Onde:

w - Umidade do solo (%)

P_w - Peso da água (g)

P_s - Peso dos grãos sólidos (g)

2.2.3. Humidade higroscópica

Quando uma certa quantidade de solo é colectada e deixada secar ao ar, obviamente o seu teor de umidade tenderá a se reduzir. Entretanto, essa redução normalmente se dá até um certo limite. Ou seja, mesmo que se deixe a amostra secar por um longo período, sempre permanecerá uma umidade residual. Essa umidade, que o solo exhibe quando seco ao ar, é denominada umidade higroscópica, (KORMANN, 1997).

O teor de umidade higroscópica tende a ser maior à medida que o solo for mais argiloso. Nos solos de granulação grossa (areias e pedregulhos) ela é praticamente desprezível. O procedimento de determinação e cálculo da umidade higroscópica é similar ao da umidade natural, (KORMANN, 1997).

2.3. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Nos fins da década de 1930, Porter desenvolveu um ensaio para determinar a massa específica seca máxima e a humidade óptima de solos para fins rodoviários. No entanto, foi Ralph Proctor, que por volta de 1933, padronizou um ensaio. Esse ensaio leva o nome de Proctor, e tem como resultado uma curva com a massa específica aparente seca em função do teor da umidade (SALAS, et al., s.d.).

Estabelece-se como compactação de um solo, o processo manual ou mecânico com o objectivo de reduzir o volume de vazios e, conseqüentemente, aumentar sua resistência, estabilizando-o. Diz respeito a um simples procedimento de grande importância por seus efeitos significativos sobre a estabilização de maciços terrosos, relacionado, directamente, com os problemas de pavimentação, barragens de terra, e estruturas de fundações, (FONSECA, 2017).

Compactação → procedimentos visando aumentar a compactidade de um solo pela redução de vazios através esforços externos gerados por meios mecânicos, (REINERT, 2017).

Objectivos:

- Melhoria e estabilidade de propriedades mecânicas dos solos;
- Redução da compressibilidade;
- Aumento de resistência;
- Redução da variação volumétrica por umedecimento e secagem;
- Redução na permeabilidade.

2.3.1. Curvas de Compactação

Segundo (CAPUTO, 1988), Quando se realiza a compactação de um solo, sob diferentes condições de umidade e para uma determinada energia de compactação, a curva de variação dos pesos específicos γ , em função da umidade h , tem o aspecto indicado na Figura 1. Para fins práticos, prefere-se utilizar os $\gamma = \frac{\gamma}{1+h}$, traçando-se, assim, a curva $\gamma_s = f(h)$ (h), que é chamada curva de compactação. Esta curva nos mostra que há um determinado ponto, para o qual γ_s é máximo. A umidade correspondente a este ponto de peso específico aparente máximo ($\gamma_{s\text{max}}$) é denominada umidade ótima (h_{ot}). Para cada solo, sob uma dada energia de compactação, existem, então, um h_{ot} e um $\gamma_{s\text{max}}$.

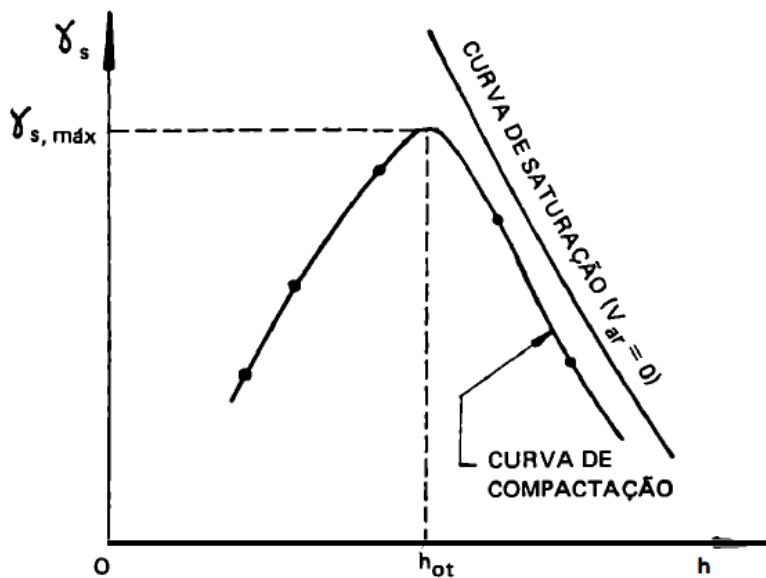


Figura 1: Exemplo de um gráfico da curva de compactação

2.4.ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA

A compactação é realizada com fins de melhoria do solo, incluindo a resistência. Um dos métodos de quantificação da resistência é a medida da capacidade de suporte do solo à penetração.

A capacidade de suporte de um solo compactado pode ser mensurada através do ensaio CBR (California Bearing Ratio). Este foi desenvolvido pelo engenheiro O. J. Porter, em 1939, e foi aprimorado posteriormente pelo United States Corps of Engineers (USACE), com o intuito de integrar no dimensionamento de pavimentos rodoviários, (FONSECA, 2017).

O Índice de Suporte Califórnia também consiste em um ensaio de penetração, no qual um pistão com aproximadamente 5 cm de diâmetro penetra em um corpo de prova de solo compactado. Isto é feito por um macaco hidráulico reagindo contra o cilindro metálico de compactação, enquanto, um manómetro informa a pressão aplicada e um deflectómetro mede as deformações. O índice é obtido através do gráfico pressão *versus* deformação, (ALMEIDA, 2017).

2.5.PENETRÔMETRO DINÂMICO DE CONE (DCP)

O ensaio DCP visa avaliar a resistência oferecida de um material, em estado natural ou compactado, ao ser golpeado com a queda livre de um martelo, provocando a penetração de uma haste com ponta cônica. Sua área de actuação abrange também o controle de compactação, reconhecimento rápido de solos quanto à sua resistência e a avaliação de pavimentos já existentes. Sua grande utilização deve-se à sua maior economia, e também por se tratar de um equipamento de fácil operação e ágil, uma vez que os resultados são obtidos de forma rápida, diferentemente dos demais ensaios existentes, (ABITANTE, et al., 2009).

O ensaio de Penetração Dinâmica (DCP) foi criado em 1956 na Austrália, modificado em 1969 na África do Sul, e vem sendo cada vez mais utilizado no Brasil. O DCP é muito utilizado em países Europeus e da América do Norte no âmbito de projecto rodoviários por ser fácil de utilizar, transportar, mais barato que os outros métodos, mais simples e não sofrer influência do operador que realizará o teste. O DCP é um ensaio empírico que permite avaliar o grau de compactação do solo, através da avaliação de sua resistência à penetração e estima, dessa maneira, o módulo de deformabilidade da camada compactada. O Penetrômetro Sul-africano, também como é conhecido o DCP, permite uma caracterização bem definida não apenas de solos naturais, mas também de solos mais moles até camadas de solo britado. O relatório de resultados fornece uma relação da resistência à penetração pela profundidade da camada, (SCHLOGEL, 2015).

2.5.1. Índice de penetração (DN)

(ABITANTE, et al., 2009), defendem que a determinação do valor do índice de penetração (DN), abreviação inglesa para “DCP number”, é feita através da inclinação da curva DCP, que é a representação do número de golpes acumulados (abscissas) para a profundidade que a haste penetra (ordenadas). Os autores ainda citam que uma variação na inclinação da curva indica uma mudança na resistência do perfil, podendo esta ser consequência desde uma variação da umidade

até a presença de outro tipo de material. Quanto mais próxima da horizontal a curva, melhor a capacidade de resistência do solo. A equação 2.2 define a obtenção do índice de penetração.

$$DN = \frac{\text{Profundidade penetrada}}{\text{Nº de golpes}} \quad (2.2)$$

Onde:

DN = índice de penetração (mm/golpe)

2.6.COVAS

As covas, também designadas por buracos, desenvolvem-se quando há libertação de partículas sólidas do leito, devido à contínua passagem de veículos em locais onde existe acumulação de água na via. Essa acumulação de água ocorre em zonas planas, sem inclinação transversal e nem sistema de drenagem adequado que permita o escoamento dessa água. A formação de covas poderá dever-se também à deformação de leitos ou camadas de desgaste fracos, à evolução da fissuração nas estradas (por causa da excessiva plasticidade), à fraca compactação, à má definição da forma da estrada, figura 2, 3 e 4.

A formação de covas desenvolve-se como resultado de um suporte inadequado (defeito estrutural) ou má qualidade do material, mas a má manutenção e drenagem podem também contribuir para o fenómeno, (SANTOS, 2013).



Figura 2. Exemplo de covas formadas na via,
Autor



Figura 3: exemplo 2 de covas, Autor



Figura 4: exemplo 3 de covas na via, Autor

2.7.BASES DE SOLO-CIMENTO

Solo-cimento é resultado da mistura de solo, água e cimento, formando uma base rígida que é mais resistente e durável comparando-se com bases sem este tipo de tratamento, mas para esse método funcionar é preciso levar em consideração o tipo de solo, a qualidade da água, dosagem de cimento, compactação do material e a maneira da execução dos processos. Este reforço de base é feito em locais carentes de jazidas de solo bom, uma base bem executada tem geralmente vida útil superior a 20 anos, (ALMEIDA, 2008).

2.8.O uso do solo-cimento

O solo-cimento é um material que pode ser utilizado em construção civil, sob diversas formas; a mais difundida actualmente é em pavimentação, que foi também o primeiro uso do solo estabilizado com cimento, (FONSECA, 2017).

Muitas vezes as misturas de solo com cimento são equivocadamente caracterizadas de maneira errada, sendo todas elas chamadas de solo-cimento. Entretanto existem dois tipos de misturas envolvendo solo e algum teor de cimento. Sendo estas caracterizadas como:

- **Solo melhorado com cimento:** mistura que possui pequenas quantidades de cimento (1 a 5%), visando alterar algumas propriedades físicas como baixar o índice de plasticidade através do aumento do LP e da diminuição do LL, ou diminuir as mudanças de volume e inchamento do solo.
- **Solo cimento-plástico:** material endurecido, com consistência similar à de uma argamassa. Este apresenta uma mistura de solo, cimento e água em quantidade suficiente

para a compactação e completa hidratação do cimento, apresentando ainda maiores quantidades de cimento.

2.8.1. Tempo de cura do solo-cimento

O teor de cimento a ser adotado, deve ser o menor dos teores capaz de atingir a resistência média à compressão simples, sendo que esta seja superior a 2,10 MPa após 7 dias de cura. Sendo que esta resistência aumenta linearmente quanto maior for a quantidade de cimento adicionada a mistura para um mesmo tipo de solo. Quanto maior a percentagem de silte e argila presentes no solo, maior será o teor de cimento exigido, (MARQUES, 2005).

2.9. ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL (UCS)

Um dos ensaios mecânicos frequentemente utilizado para determinar a resistência do material rochoso é o ensaio laboratorial de compressão uniaxial. No entanto um dos problemas tipicamente inerentes à caracterização geotécnica, especialmente no âmbito da mecânica das rochas, é o efeito de escala, que se prende com a extrapolação de resultados desde a escala do maciço rochoso para ensaios laboratoriais em amostras de pequena dimensão. Assim, uma boa caracterização mecânica de um maciço rochoso torna-se imprescindível quando se pretende construir grandes obras de engenharia tais como: túneis, barragens, estradas, pontes e edifícios, (NUNES, et al., 2017).

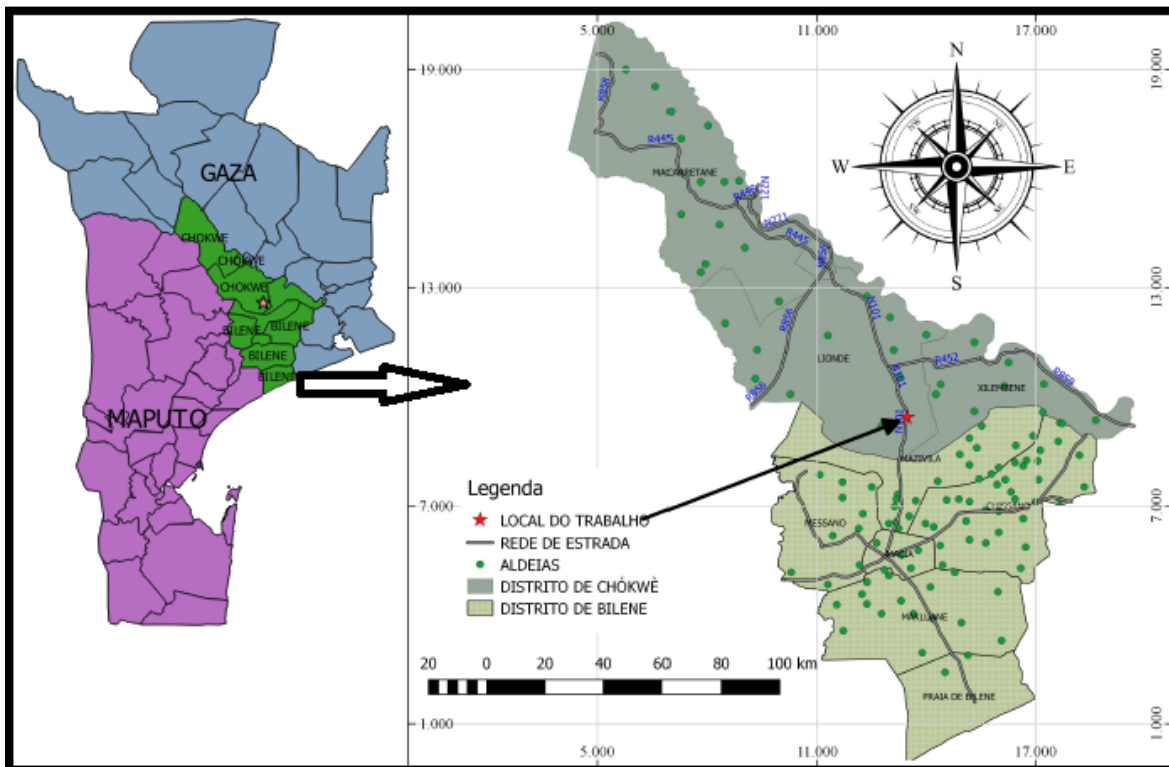
3. METODOLOGIA

Iniciou-se com uma pesquisa bibliográfica objectiva, na qual foram consultados alguns manuais de estradas rurais, tanto de origem nacional como internacional. Foi necessário adaptar o conteúdo ao caso em questão, com o tema em questão.

Primeiramente, é importante frisar que os dados e as amostras utilizadas no presente trabalho dos ensaios de limites de Atterberg e o ensaio de compactação são provenientes do banco de dados dos ensaios feitos antes da manutenção ocorrida no ano 2020 para a mesma estrada no laboratório de solos da ANE. A seguir são apresentadas informações, detalhes das técnicas empregadas e procedimentos essenciais para o entendimento do estudo realizado.

3.1. Definição da área de estudo

Os ensaios de campo foram realizados no distrito de Chókwe, no posto administrativo de Lionde entre Chiaquelane e Mapapa, a 26,73km tendo o marco 0km cruzamento da Macia - Chókwe. O marcador vermelho no mapa 1 representa a localização exacta de onde foram feitos os ensaios, coordenadas: Latitude -24.789312 e Longitude 33.1352297.



Mapa 1: Área de estudo

3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

3.2.1. Limites de Atterberg

Visando a determinação dos limites de consistência do solo, foram realizados os ensaios para determinação dos limites de liquidez e plasticidade empregando o aparelho de Casagrande que seguiram os códigos 722 e 710 para o preparo das normas de execução, (ANE, 2016).

Para o ensaio do Limite de Liquidez (LL), foi inserida certa quantidade de solo na concha metálica do aparelho de Casa-grande e, posteriormente, foi aberta uma ranhura com um cinzel adequado para o tipo de solo em estudo, conforme ilustra a Figura 7 para que então fosse submetido a uma sequência de golpes até ocorrer o fechamento pleno da ranhura.

O ensaio foi realizado (5) cinco vezes como dita a norma de execução, figura 13 em anexo, com o solo em humidades distintas. Com o número de golpes correspondente a cada humidade, através de interpolação gráfica dos resultados, foi possível obter o teor de humidade referente a 25 golpes, a qual corresponde ao LL.



Figura 5: aparelho casa grande, Autor

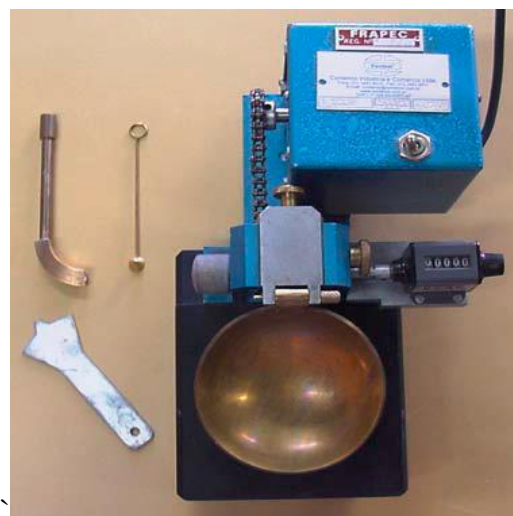


Figura 6: aparelho casa grande com o cinzel



Figura 7: ensaio de limite de liquidez

3.2.1.1. Ensaio de limite de plasticidade

O ensaio de limite de plasticidade, que é o menor teor de humidade que o solo se comporta plasticamente, foi realizado com amostras de solo previamente preparadas e humedecidas, buscando, com a utilização da palma da mão, a moldagem de cilindros com a mesma espessura do cilindro padrão (3 mm) até que o mesmo fissurasse Figura 8.

O valor do limite de plasticidade (LP) é expresso pela média aritmética dos teores de humidade obtidos no ensaio.

$$LP = W_{media} \quad (3.1)$$



Figura 8: ensaio de limite de plasticidade

3.2.1.2. Índice de plasticidade

A partir do limite de liquidez (LL) e do limite de plasticidade (LP), foi possível calcular o índice de plasticidade do solo (IP). Este índice está relacionado com o intervalo de umidade onde o solo tem comportamento plástico e pode ser calculado através da equação mostrada abaixo:

$$IP \equiv LL - LP \quad (3.2)$$

Onde:

IP – Índice de plasticidade

LL – Limite de plasticidade (%)

LP – Limite de plasticidade (%)

3.2.1.3. Ensaio de compactação

O ensaio foi repetido cinco (5) para diferentes teores de umidade, determinando-se, para cada um deles, o peso específico aparente. Com os valores obtidos traçou-se a curva de compactação ($\gamma_s = f(h)$), de onde, se obteve o ponto correspondente a umidade ótima (h_{opt}) e um peso específico aparente máximo (γ_{smax}).

Para o traçado da curva foi conveniente a determinação de cinco pontos, procurando-se fazer com que dois deles se encontrem na zona seca (ramo da esquerda da curva), um próximo à umidade ótima e os outros dois na zona úmida (ramo da direita da curva).

3.2.2. Ensaio in situ

Para a análise da capacidade de suporte do solo *in situ* e o estado de compactação do solo presente na estrada, executou-se uma série de ensaios DCP *in situ*. Foram necessárias duas pessoas para execução do ensaio: uma para manter o equipamento na posição vertical e aplicar os golpes do martelo e outra para anotar os resultados.

Foram executados ensaios em 2 pontos, afastados a uma distância de 10 metros entre si e realizados cento e trinta (130) leituras de penetração para cada ponto. Assim, foi feita a avaliação do estado de compactação do material em campo, onde foi possível gerar outros ensaios (CBR e UCS) através de correlações com ajuda de ferramentas computacionais (planilha Excel).

3.2.3. Ensaio de penetrômetro dinâmico de cone (DCP)

Seguindo o código 760 da norma de execução da ANE, posicionou-se o equipamento DCP na vertical e então aplicam pancadas com o martelo no mesmo, fazendo com que a ponta, juntamente com a barra de 16mm sejam cravadas no solo. A altura de queda é padronizada, sendo de 575mm.

Assim, com o auxílio da regra graduada, leituras de penetração foram feitas a cada 5 pancadas, de forma a verificar quantos milímetros são cravados a cada golpe aplicado. Tal medida resulta no DN (índice de penetração ou penetração por golpe), valor o qual se refere ao resultado do ensaio DCP e é dado em mm/golpe, figura 9.

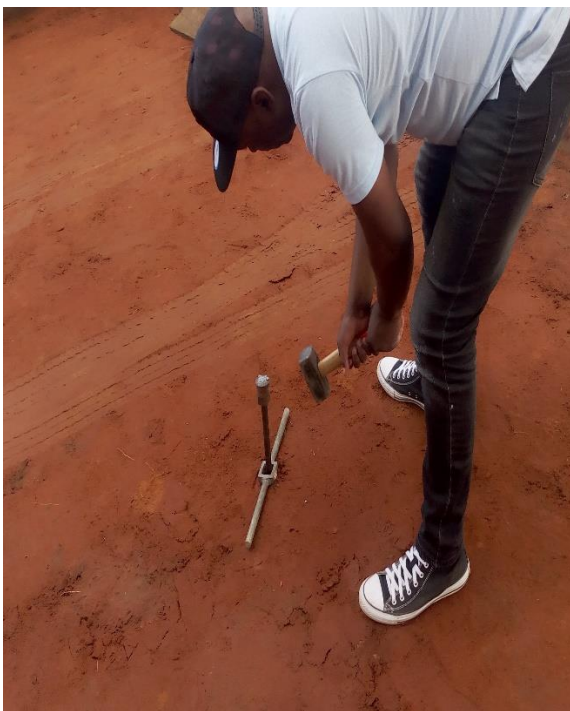


Figura 9: Ensaio DCP no campo

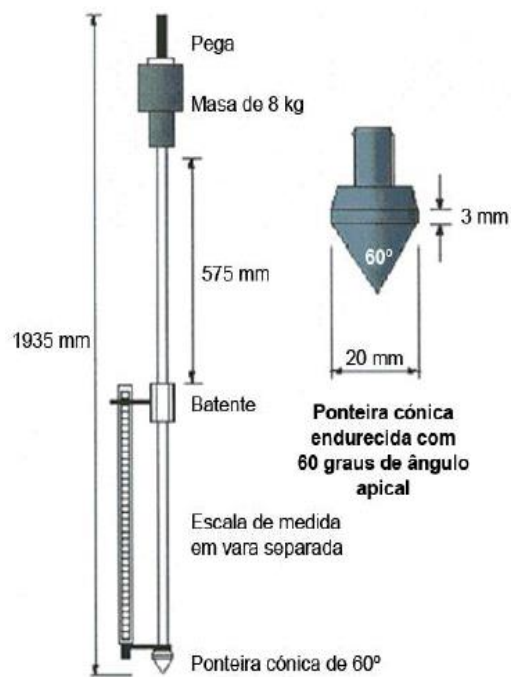


Figura 10: Equipamento DCP

4. RESULTADOS

Os resultados dos ensaios e suas relações permitiram uma análise e correlação com a experiência relatada nas referências utilizadas.

4.1.Limites de Atterberg

Amostras de diferentes quantidades de solos, passantes na peneira N^o 40 (peneiro com abertura de malha de 0,425 mm) foram preparadas para os ensaios de limites de consistência. O quadro a seguir mostra os resultados obtidos:

Tabela 2: Limite de liquidez e plasticidade

Container No.	LIQUID LIMIT					COMPUTED	
	1	2	3	4	5		
Number of blows	34	26	18	(g)	65,78	65,85	
Mass of cont. + wet soil	71,77	72,96	73,97	(g)	65,37	65,32	LL. 15
Mass of cont. + dry soil	70,58	71,56	72,29	(g)	62,04	61,72	
Mass of cont.	61,68	61,96	61,62	(g)	0,41	0,53	PL 14
Mass of Moisture	1,19	1,40	1,68	(g)	3,33	3,60	
Mass of dry soil	8,90	9,60	10,67	(%)	12,31	14,72	PI. NP
Moisture content %	13,37	14,58	15,75	Av.%	13,52		

4.1.2. Determinação do limite de liquidez

Após calculados os teores de humidades, foi traçada o gráfico “Teor de humidade x n^o de golpes”, e a seguir determina-se o teor de umidade para 25 golpes que foi de 14,57%.

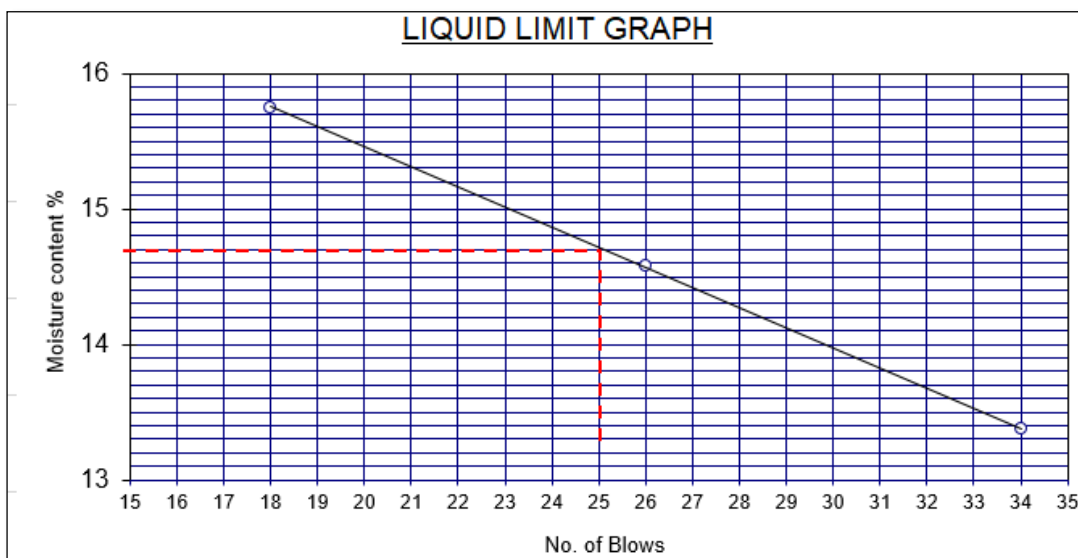


Gráfico 1: Limite de liquidez

4.1.3. Determinação do limite de plasticidade

O valor do limite de plasticidade calculado foi de 13,52% fazendo a média de dois valores de teor de humidades tabela 3 abaixo, como dita a normas de execução da ANE código 722.

Tabela 3: Limite de plasticidade

	4	5		COMPUTED
(g)	65,78	65,85		
(g)	65,37	65,32	LL.	15
(g)	62,04	61,72		
(g)	0,41	0,53	PL	14
(g)	3,33	3,60		
(%)	12,31	14,72	PI.	NP
Av.%	13,52			

4.1.4. Índice de Plasticidade

O índice de plasticidade, que é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, é de 1,05%.

4.2. Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi realizado com cinco amostras de solo, adicionados diferentes quantidades de água em cada uma delas, como ilustra na Tabela 6: Cálculos da compactação.

A partir dos resultados obtidos, calculou-se a massa específica seca e a umidade real de cada corpo de prova compactado. Estes dados foram necessários para composição da curva de compactação, apresentada no *Gráfico 2: curva de compactação*, a fim de se extrair a umidade óptima do solo em análise neste estudo.

Tabela 4: Resultado de valores de teor de água óptima e baridade máxima seca. (Autor, 2021)

Teor de água óptima ($W\%$)	Baridade máxima γ_{max} (kg/m^3)
7,5	2134

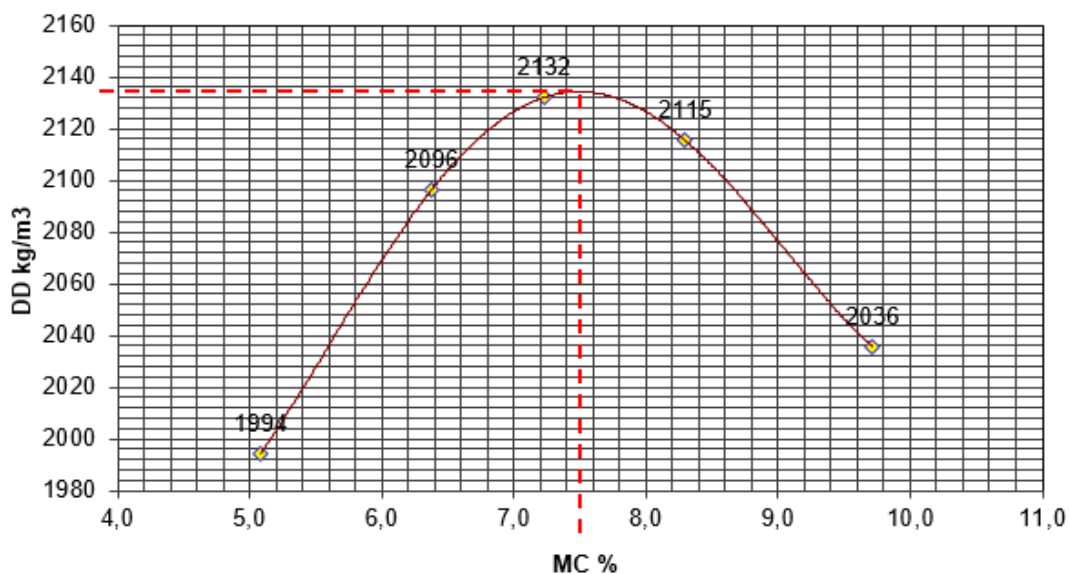


Gráfico 2: curva de compactação

4.3. Ensaio de Índice de suporte califórnia

O ensaio de CBR consiste na medição da força necessária para que um pistão normalizado penetre no solo até uma determinada profundidade, a uma velocidade constante definida.

Foram obtidos, como apresentado os dados da tabela 5, coluna 5, os seguintes valores para o ensaio CBR em campo.

A partir dos dados obtidos foi possível traçar o gráfico Penetração x Deslocamento apresentado a seguir, no gráfico 3.

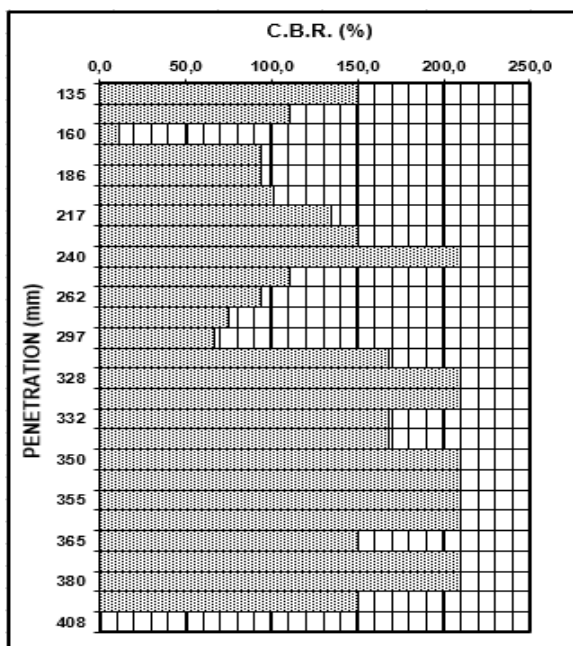


Gráfico 3: Ensaio de CBR

4.4. Ensaio de DCP

A Curva DCP consistiu em uma representação do número de golpes acumulado para a penetração do equipamento através da estrutura do solo na profundidade. O gráfico 4 mostra curva DCP, onde as abcissas indicam as profundidades até o limite de alcance da lança do equipamento (quatrocentos milímetros), e as abcissas, o número de golpes acumulado para alcançar estas profundidades.

O Diagrama Estrutural é uma representação derivada da curva DCP onde se representa o Índice de Penetração (DN em mm/golpe) em função da profundidade. Nas ordenadas indica-se a profundidade e nas abcissas o valor DN. Quando este número é constante, significa uma uniformidade das propriedades do material; mas a mudança da inclinação das rectas indica a alteração da resistência do material, devido, por exemplo, à variação no seu teor de umidade, ou na sua massa específica aparente, ou ainda, mudança do tipo material da camada.

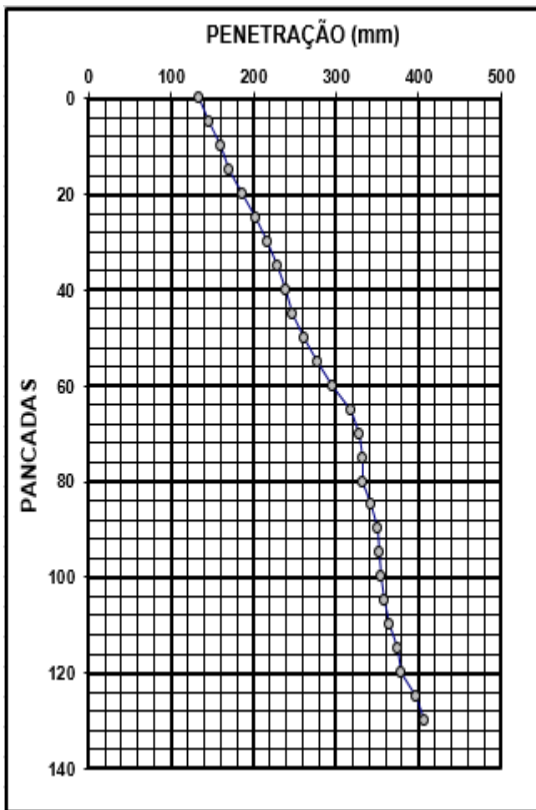


Gráfico 4: curva do DCP

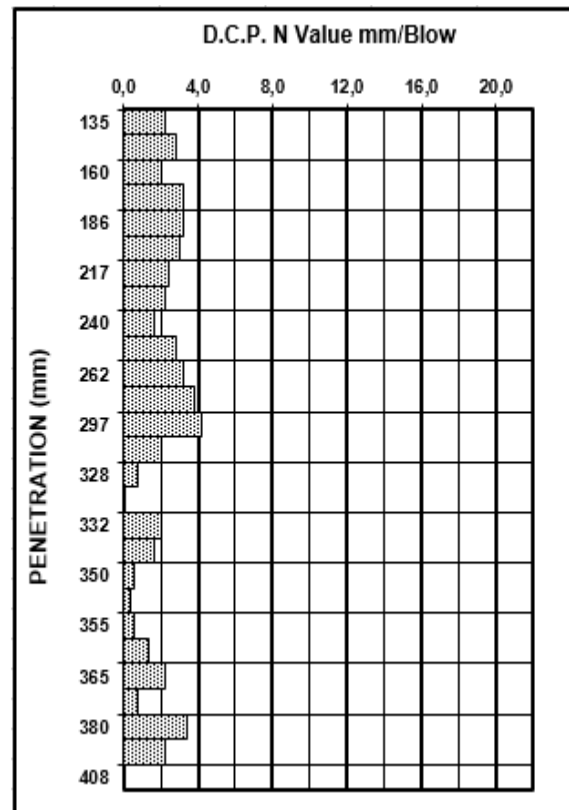


Gráfico 5: curva de índice de penetração

4.5. Ensaio de compressão uniaxial (UCS)

O gráfico do ensaio UCS provê da correlação feita do ensaio DCP através da planilha de Excel onde as abcissas representam a resistência da base constituída de solo – cimento e o eixo das ordenadas o número de golpes acumulados para a penetração do equipamento.

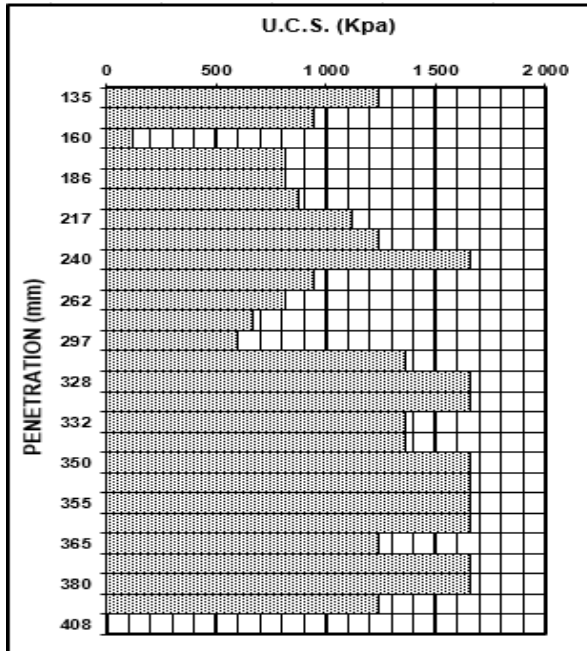


Gráfico 6: ensaio USC

5. DISCUSSÃO

5.1.Limite de Atterberg

Para atender os requisitos impostos pela norma europeia ASTM, e Brasileira NBR, o solo deve ter o Limite de Liquidez menor ou igual a 45% de teor de água e o Índice de Plasticidade menor ou igual a 18% de teor de água, (VICTORINO, et al., 2019).

Segundo (CAPUTO, 1988), importa referir o valor de IP observado para o material em estudo foi 1.05%, permitindo classificar o solo da área estudada como fracamente plástico. A análise da consistência do solo permite inferir sobre sua susceptibilidade à compactação.

Os resultados dos ensaios efectuados obtidos nos ensaios de limites de consistência, as umidades dos limites de liquidez e plasticidade demonstram características mais arenosas, com valor médio de limite de liquidez e de plasticidade de 15% e 14%, respectivamente, o índice de plasticidade também apresenta baixo valor de 1.05% classificado como ligeiramente plástico, isto mostra evidentemente que este material segundo as especificações técnicas em uso na estrada Nacional N101 respondem a avaliação do desempenho para serem empregues como recurso e garantir a resistência da base, todavia para tal que seja garantida um método construtivo adequado.

5.2.Ensaio de Compactação Proctor Modificado

(RIBEIRO, 2008), defende que, quanto maior for a energia, maior o grau de dispersão das partículas, para o mesmo teor de humidade. Quando a humidade cresce, aumenta a repulsão entre partículas, o que permite um melhor arranjo entre as mesmas para uma dada quantidade de energia. Ao aumentar essa quantidade de energia, as partículas tendem a orientar-se da forma mais paralela possível.

No gráfico 2 é possível analisar estas conclusões, a orientação das partículas em função do teor de humidade. Com o aumento da humidade as partículas tendem a orientar-se da forma mais paralela possível.

Por outras palavras com o aumento do teor de humidade aumenta a espessura da água aderente às partículas de solo, havendo uma redução da viscosidade da água, o que se reflectirá numa diminuição do atrito entre partículas e no aumento do peso volúmico do solo. Quando se atinge uma determinada humidade, a adição de água acaba por lubrificar as partículas sem influência na viscosidade da água, até se atingir o teor de humidade óptimo. Assim que se atinge o teor de humidade óptimo, o aumento de água no solo provoca um deslocamento das partículas, com a

subsequente redução da densidade. Quando os vazios do solo se encontrarem todos preenchidos com água designamos de estado de saturação do solo.

Segundo (Proctor, 1933), a partir do teor de humidade de 7,5% , a água impede a expulsão do ar, não reduz o atrito nem influência o rearranjo de partículas do solo, não sendo obtido qualquer acréscimo de densidade. Na densidade máxima de $2134\text{kg}/\text{m}^3$ que é obtida para um certo teor de humidade de 7,5% , designado como o teor de humidade óptimo, representativo da relação ideal entre solo, água e ar.

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

5.3. Resistência Mecânica

5.3.1. Ensaio de DCP

Os pontos gerados no ensaio são utilizados para a definição de resistências à penetração, quanto maior a inclinação, em mm/golpe, menor será a resistência da camada avaliada. Mudanças significativas dessas derivadas indicam a transição de uma camada para outra, de modo que o ensaio se presta também à identificação das espessuras das camadas de uma estratigrafia, (GONCALVES, et al., 2006).

Percebe-se que o índice de penetração dinâmica (DN) gráfico 5 obtido a partir da relação entre a profundidade alcançada e o número de golpes aplicado, se apresenta heterogéneo. Nota-se que a tendência geral é de diminuição do DN do solo com cimento. Essa tendência não era esperada, uma vez que a mistura de cimento com o solo aumenta a sua resistência, dificultando a cravação do DCP, a princípio, indica que as camadas estão compactadas de forma não satisfatória, entretanto, como mostrado anteriormente, para uma conclusão mais efectiva, o teor de umidade dos solos em campo deve ser levado em consideração.

(TORRES, 2017), afirma que a diferença de comportamento nos valores de DN ocorre devido à diferença do efeito da sucção no solo com a variação da umidade, o que pode ser estimada de maneira secundária através da umidade.

Esse resultado contraria as expectativas, os troços finalizados deveriam ser preparados para dar imediatamente início ao processo de cura durante um período mínimo de 7 dias. Devido a corrida contra o tempo na parte dos empreiteiros esse tempo não é muito respeitado (comprido), optando

por considerar o tempo de 24h a 48h para iniciar o processo de asfaltagem, motivo esse que faz com que a base do pavimento não atinge uma boa resistência.

5.3.2. Ensaios de compressão uniaxial (UCS)

Conforme os dados obtidos através dos ensaios de DCP tabela 5 em anexo e depois feita a correlação através de uma planilha, a base de solo – cimento apresenta variações de comportamento indicando a não homogeneidade do material como ilustra o gráfico 6, nesse gráfico é possível ser observado que a resistência variou significativamente de 124kpa a 1658kpa caracterizando o com solo de baixa resistência à penetração em relação a compressão uniaxial, o que evidentemente causa o aparecimento de trincas (fissuras) na via pública devido ao tráfego de veículos.

O surgimento de trincas, sejam elas de tracção ou retracção, representam a perda da capacidade de suporte da camada cimentada e as cargas solicitantes, que deveriam ser absorvidas pelo solo estabilizado, são transferidas para o solo subjacente e as deformações plásticas neste são inevitáveis bem como a reflexão de trincas de tracção ou retracção para revestimento betuminoso, (ALMEIDA, 2008).

Os solos apresentaram facilidade de compactação e coesão adequada. Com base nessas características, a estrada nacional N101 poderia apresentar melhores padrões caso fossem devidamente compactadas e fossem respeitado o tempo de cura para que atinja uma boa resistência, sem gastos onerosos, reduzindo custos com manutenção periódica, favorecendo ainda, o tráfego dos veículos.

De acordo com os dados do gráfico 6 verifica-se que quanto maior a profundidade do penetrômetro dinâmico de cone, maior a perda de resistência à compressão uniaxial, (NUNES, et al., 2017).

5.3.3. Capacidade de suporte e expansão CBR

Para questões de avaliação da capacidade de suporte de cargas os solos com CBR menor que 35% são maus e de 35% a 50% são médios e de 50% para diante são bons para pavimentação ou terraplanagem. Passando a citar “Todo material que tem CBR de 0 a 35%, é fraco e de 35% para diante é aceitável como material para terraplanagem”, (VICTORINO, et al., 2019).

Fundamentado a informação acima referenciada, a partir do ensaio de DCP fez-se uma correlação através de uma planilha para a obtenção dos dados do ensaio de campo CBR onde surpreendentemente os valores do índice de suporte foram maiores, contrariando o

comportamento previsto, tendo em vista que quanto maior é a energia de compactação, maior será o peso específico, e teoricamente, maior seria a capacidade de suporte como ilustra o gráfico 3 do ensaio de CBR.

5. CONCLUSÃO E CONSIDERAÇÕES FINAIS

Levando em consideração as características dos solos empregues na estrada Nacional N101 e com os ensaios de campo feitos na base da estrada com o objectivo de obtenção de dados suficientes para a caracterização da sua resistência, algumas conclusões podem ser estabelecidas, dentre as quais:

Os solos estudados apresentaram características do nível aceitáveis para aplicação em estradas pavimentadas quando compactados correctamente, inferir ainda que a base feita de cimento adicionado ao solo com finalidade de aumento de resistência, é necessário que o mesmo fique em repouso por um período não inferior a 7 dias, após homogeneização, para que o cimento adicionado sofra o processo de cura necessário para o ganho de força que o material possui em suas propriedades.

Para além da consistência dos solos, o conhecimento dos parâmetros de compactação é considerado fundamental para a construção apropriada e respectiva qualidade técnica da estrada. A partir dos parâmetros de compactação chegou-se ao conhecimento da capacidade de suporte do solo com o peso específico aparente seco máximo de 2134kg/m^3 e a umidade óptima de 7.5%, valores obtidos em ensaios de laboratório. O potencial do solo encontrado do ponto de vista de sua capacidade de sustentação ao tráfego determinado para a estrada é conhecido pelo índice de suporte califórnia foi de 210kpa.

Concluídas as análises dos resultados dos ensaios permitiu verificar que a condição estrutural da infra-estrutura do trecho estudado não possui um subleito resistente quando verificada com os ensaios de campo acima citados, tendo como possível causa a saturação do subleito nesses pontos o que está a ocasionar uma acomodação distinta das partículas do subleito.

6.1.RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Tomando-se como base o objectivo geral deste trabalho, que é avaliar a qualidade dos solos de empréstimo usados no aterro da estrada Nacional N101 e sua resistência em campo no troço Chiaquelane – Mapapa, e também os resultados obtidos, sugere-se a realização de novas pesquisas sobre o assunto, dentre as quais:

- ❖ Ampliação das pesquisas misturas solo – cimento dos solos em toda a extensão da via, a fim de se obter comparações com os resultados obtidos neste trabalho;
- ❖ A realização de mais ensaios de geotécnicos em toda a extensão da via.

6. OUTROS PROBLEMAS OBSERVADOS

Os pavimentos são estruturas que normalmente apresentam uma grande área superficial exposta à infiltração de águas provenientes de várias fontes. Entre elas pode-se citar:

- ❖ Infiltração através de superfícies permeáveis, juntas, trincas ou fissuras;
- ❖ Infiltração lateral de águas acumuladas em canteiros, acostamentos não revestidos e sarjetas não estanques;
- ❖ Fluxos de água ascendentes, provenientes de lençol de água elevado, nascente e enchente de rios;
- ❖ Sucção capilar;
- ❖ Aplicação do betão asfáltico a temperaturas não recomendada pela norma da ANE, ou seja, abaixo dos 130⁰C;
- ❖ Aplicação do betão asfáltico a climas não recomendados, exemplo figura 11 e 12 em anexo.

6.1.Solução para Minimização dos Problemas

Os efeitos danosos da água nas estruturas dos pavimentos podem, teoricamente, ser evitados da seguinte maneira:

- ❖ Mantendo-se a água fora das estruturas dos pavimentos (impermeabilização);
- ❖ Utilização de materiais inertes.
- ❖ Dimensionando a estrutura do pavimento para resistir aos carregamentos na presença de água em excesso;
- ❖ Aplicação do betão asfáltico com o clima não chuvoso e com a temperatura variando entre 130⁰C – 155⁰C e não superior a 1700⁰C tabela 7 em anexo, seguindo as normas da ANE;
- ❖ No caso de aplicação do solo com cimento, deixar secar 7 dias para que o mesmo atinja a resistência necessária.

É extremamente importante e necessário o conhecimento das características dos terrenos frente à ocupação acelerada visando otimizar economicamente e de forma segura o uso racional do solo. O planejador deve ter conhecimento do potencial ou problemas do solo e do subsolo nas obras de engenharia.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- NUNES, F. S., CAVALEIRO, V. P. & PAIS, L. A., 2017. EFEITO DE ESCALA NO ENSAIO DE COMPRESSÃO UNIAXIAL (UCS). 8º Congresso Luso-Moçambicano de Engenharia, 4-8 Setembro, p. 595.
- ABITANTE, E., TRICHÊS, G. & STRIANI, C. S., 2009. Controle de compactação de solos com uso do DCP. Em: Florianópolis: Imprensa da UFSC.
- ALMEIDA, F. M., 2017. ENERGIAS PARA COMPACTAÇÃO DE SOLOS DESTINADOS A ESTRUTURAS DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS. Uberlândia: FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL - FECIV.
- ALMEIDA, W. B. F., 2008. EMPREGO DA MISTURA SOLO-CIMENTO EM BASES E SUB-BASES DE PAVIMENTOS. Itatiba/SP: Universidade São Francisco.
- ANE, 2016. Normas de Execução. Maputo: Administração Nacional de Estradas .
- BARRADAS, P., 2014. Livro “Grandes Chefes de Portugal” 2012 Coordenação de, Ernesto Castro Leal e José Pedro Zúquete.. s.l.:s.n.
- CAPUTO, H. P., 1988. MECÂNICA DOS SOLOS E SUAS APLICAÇÕES. Rio de Janeiro: Revista e Ampliada.
- Carvalho, S. F. d., 2017. PROVA DINÂMICA SUPER PESADA– DPSH. Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina.
- DESA, 2010. Movimentação de Terra em Obras Rodoviárias. Belo Horizonte: s.n.
- FATTORI, B. J., 2007. MANUAL PARA MANUTENÇÃO DE ESTRADAS COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO. Porto Alegre: DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL.
- FERNANDES, M. d. M., 2019. Webartigos. [Online] Available at: www.webartigos.com
- FONSECA, L. D. S. D., 2017. ESTUDO DO COMPORTAMENTO DO SOLO MELHORADO COM CIMENTO. Niterói: UNIVERSIDADE FEDERAL FLUMINENSE.
- GONCALVES, F. P., PRIETTO, P. D. M., RODRIGUES, R. M. & SACHET, T. S., 2006. Controle Tecnológico da Reciclagem de Bases Granulares de Pavimentos Rodoviários Através do Ensaio DCP (Dynamic Cone Penetrometer). Brasil: PPENG/UPF, Passo Fundo/RS, Brasil.
- JÓIA, C. L. S., 2016. Dimensionamento da Espessura do Revestimento de Estradas de Terra – Pavimento Rodoviário de Baixo Custo. Covilhã: UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR.
- JOSÉ, A. S., 2014. Avaliação das Condições Superficiais em Estradas Não – Pavimentadas, caso da Vilankulo Madeira – Chibuene. Vilankulo: DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA RURAL.
- KORMANN, A. C. M., 1997. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO. Curitiba: Universidade Federal do Paraná.
- LOPES, L. F., 2017. Materiais de construção civil I. Londres: Distribuidora Educacional S.A..
- MARQUES, G. L. d. O., 2005. Estabilização de Solos para fins de pavimentação. Minas Gerais: s.n.
- MONTE, M. A. V., 2012. APLICAÇÃO DE SOLO-CIMENTO EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS. PORTO, Portugal: FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO.
- PEIXOTO, I., 2019. [Online] Available at: igeologico.com.br/blog/2019/01/19/ensaios-de-caracterizacao-em-solos/
- PINTO, C. d. S., 2006. Curso básico de mecânica dos solos. São Paulo: Oficina de Textos.

Proctor, R., 1933. Ensaios de Compactação. ABNT NBR 7182/1986 ed. s.l.:A.A.S.H.O - American Association of State Highway.

REINERT, J., 2017. MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES. MINAS GERAIS: CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS.

RIBEIRO, S. P. T., 2008. TERRAPLENAGEM. METODOLOGIA E TÉCNICAS DE COMPACTAÇÃO. PORTO: FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO.

ROQUE, P. F. B., 2017. USO DE MATERIAIS ALTERNATIVOS PARA MELHORIA DE SOLOS EM PAVIMENTAÇÃO. BRASÍLIA: DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL.

SALAS, F. B. F., GANDRA, M. d. A. & BERTEQUINI, A. B. T., s.d. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DO SOLO. [Arte].

SANTOS, I. A. S. L., 2013. ESTABILIDADE DE GEOMATERIAIS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS. PORTO: DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL.

SCHLOGEL, C. V., 2015. USO DO DCP PARA AVALIAÇÃO DO GRAU DE COMPACTAÇÃO DE UM SOLO NA REGIÃO OESTE DE CURITIBA- PR. CURITIBA: DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL.

SOUSA, P. M. L. P., 2011. LIMITE DE LIQUIDEZ – CORRELAÇÕES E COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS DE FALL CONE E DA CONCHA DE CASAGRANDE. Lisboa: FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA.

SPIRONELLO, M., 2015. ESTUDO DE CASO DA OBRA DE TERRAPLANAGEM PARA AMPLIAÇÃO DO COMPLEXO PENITENCIÁRIO DA CIDADE DE CURITIBANOS, CURITIBANOS: Lages.

TESSARI, C. L., 2017. Análise do comportamento de brita graduada tratada com cimento com a adição de borracha de pneus para aplicação em camadas de base de pavimentos. Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

TORRES, V. C. D. A., 2017. ENSAIO DE CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA PARA CONTROLE DE COMPACTAÇÃO DE VIAS URBANAS DA CIDADE DE CURITIBA/PR. CURITIBA: UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ.

VICTORINO, E. D., SIMOCO, A. S., MASSORA, F. P. & PENA, A. L., 2019. ANÁLISE GEOTÉCNICA DO SAIBRO DO POSTO ADMINISTRATIVO DE MAFAMBISSE, DISTRITO DO DONDO – SOFALA (MOÇAMBIQUE). Revista EDUCamazônia - Educação Sociedade e Meio Ambiente, Humait, Amazonas, Brasil - LAPESAM/GISREA/UFAM/CNPq/EDUA, Julho-Dezembro, pp. 349-364.

VOGT, M., 2020. ESTUDO VOLTADO À OBTENÇÃO DE UMA CORRELAÇÃO SEMI-EMPÍRICA ENTRE A CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES RASAS E OS RESULTADOS DO ENSAIO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA (DCP). Santa Cruz do Sul: Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC.

7. ANEXOS

Tabela 5: dados obtidos no ensaio de DCP, CBR e UCS.

BLOWS	READING	PENET.	D.C.P N	C.B.R	U.C.S.	BLOWS	READING	PENET.	D.C.P N	C.B.R	U.C.S.
0	135,0	0,0				0	120,0	0,0			
5	146,0	11,0	2,2	150,6	1 238	5	125,0	5,0	1,0	210,0	1 658
10	160,0	14,0	2,8	110,9	945	10	130,0	5,0	1,0	210,0	1 658
15	170,0	10,0	2,0	11,0	124	15	135,0	5,0	1,0	210,0	1 658
20	186,0	16,0	3,2	93,6	814	20	141,0	6,0	1,2	325,3	2 437
25	202,0	16,0	3,2	93,6	814	25	147,0	6,0	1,2	210,0	1 658
30	217,0	15,0	3,0	101,6	875	30	150,0	3,0	0,6	210,0	1 658
35	229,0	12,0	2,4	134,9	1 123	35	156,0	6,0	1,2	210,0	1 658
40	240,0	11,0	2,2	150,6	1 238	40	160,0	4,0	0,8	210,0	1 658
45	248,0	8,0	1,6	210,0	1 658	45	166,0	6,0	1,2	210,0	1 658
50	262,0	14,0	2,8	110,9	945	50	172,0	6,0	1,2	210,0	1 658
55	278,0	16,0	3,2	93,6	814	55	179,0	7,0	1,4	210,0	1 658
60	297,0	19,0	3,8	75,2	672	60	189,0	10,0	2,0	167,7	1 360
65	318,0	21,0	4,2	66,3	601	65	200,0	11,0	2,2	150,6	1 238
70	328,0	10,0	2,0	167,6	1 360	70	210,0	10,0	2,0	167,7	1 360
75	332,0	4,0	0,8	210,0	1 658	75	221,0	11,0	2,2	150,6	1 238
80	332,0	0,0	0,0	210,0	1 658	80	233,0	12,0	2,4	134,9	1 123
85	342,0	10,0	2,0	167,6	1 360	85	238,0	5,0	1,0	210,0	1 658
90	350,0	8,0	1,6	167,6	1 360	90	244,0	6,0	1,2	210,0	1 658
95	353,0	3,0	0,6	210,0	1 658	95	250,0	6,0	1,2	210,0	1 658
100	355,0	2,0	0,4	210,0	1 658	100	262,0	12,0	2,4	134,9	1 123
105	358,0	3,0	0,6	210,0	1 658	105	272,0	10,0	2,0	167,7	1 360
110	365,0	7,0	1,4	210,0	1 658	110					
115	376,0	11,0	2,2	150,6	1 238	115					
120	380,0	4,0	0,8	210,0	1 658	120					
125	397,0	17,0	3,4	210,0	1 658	125					
130	408,0	11,0	2,2	150,6	1 238	130	Media(H =150MM)			166,0	1 337

COMPACTION	Drum No.	m	1	1	1	1	1	
	Percentage water added		3	4	5	6	7	
	Millilitres		210	280	350	420	490	
	Gram per layer used		1080	1080	1080	1080	1080	
	Mould No.		M2	M2	M2	M2	M2	
	Mass of mould + wet soil g		9767	10081	10212	10223	10089	
	Mass of mould g		4878	4878	4878	4878	4878	
	Mass of wet soil g		4889	5203	5334	5345	5211	
	Mould factor-B.P.No:		0,4286	0,4286	0,4286	0,4286	0,4286	Hygroscopic
	Wet density kg/m ³		2095	2230	2286	2291	2233	Moisture
Aprox. Dry density kg/m ³		2034	2144	2177	2161	2087	Content	
Dry Density kg/m ³		1994	2096	2132	2115	2036		
MOISTURE CONTEN	Container No.		A29	A17	A8	A18	A11	
	Mass of container + wet soil g		757,40	666,70	676,50	655,60	659,20	
	Mass of container + dry soil		726,50	631,70	636,60	611,80	608,20	
	Mass of container g		118,60	83,00	84,70	84,00	83,30	
	Mass of moisture g		30,90	35,00	39,90	43,80	51,00	
	Mass of dry soil g		607,90	548,70	551,90	527,80	524,90	
	Moisture Content %		5,1	6,4	7,2	8,3	9,7	
Hygroscopic Moisture Content %		2,1	2,4	2,2	2,3	2,7		

Tabela 6: Cálculos da compactação



Figura 11: trabalho de compactação com tempo chuvoso



Figura 12: limpeza da água com compressor para posterior aplicação do betão asfáltico

Tabela 7: temperatura óptima para aplicação do betão asfáltico

Actividade:	Construção de pavimento em betão betuminoso com espessura predefinida	Código:	420
Código de referência	SATCC 4200		
Aplicação	<p>Este código é utilizado para construir pequenas áreas (até 3000 m²) de pavimento em betão betuminoso. Este código pode ser utilizado para a resselagem ou reparação de uma pequena secção da estrada asfaltada danificada ou para revestir pequenas secções de estradas terraplenadas em zonas semiurbanas depois de colocação da sub-base. Não deve ser utilizado para reparar áreas do pavimento que apresentam sinais de deformação, defeitos estruturais.</p> <p>Esta actividade deverá seguir o definido para a rega de colagem ou rega de impregnação, pagos sob os códigos 410 e 411;</p> <p>Para áreas superiores a 3000 m² recomenda-se utilizar a norma SATCC (código 4200).</p>		
Tarefas incluídas	<ul style="list-style-type: none"> • Colocação de sinalização provisória e dispositivos de controlo de tráfego. • Assegurar a passagem do tráfego durante os trabalhos; • Fornecimento e armazenagem de materiais; • Provisão de roupa protectora para os trabalhadores; • Marcação da área de trabalho. • Corte, remoção e a limpeza de todo o material danificado (pago sob código 416). • (Caso necessário, reparar a camada de base e de sub-base sob o código 899) • Aplicação da rega de colagem ou de rega de impregnação pagos sob os códigos 410 e 411. • Preparação, colocação e compactação da mistura betuminosa, Foto 8.2; • Controlar o nível da superfície do pavimento; • Prevenção da ocorrência de derrames ou espalhamento de material betuminoso fora da área demarcada; • Limpeza do local de trabalho; • Remoção de sinalização provisória e dispositivos de controlo de tráfego. 		
Normas	<ul style="list-style-type: none"> • Deve ser colocada uma sinalização provisória e dispositivos de controlo de tráfego para garantir a segurança rodoviária; • As obras devem ser planeadas de forma a evitar interromper a passagem do tráfego por períodos superiores a 10 minutos. Deve providenciar-se uma passagem que permita a circulação dos veículos sem representarem um perigo para terceiros; • O armazenamento do material betuminoso deve ser efectuado em cubas ou cisternas bem fechadas e aprovados pelo Fiscal. • O equipamento e as ferramentas a serem usados devem ser aprovados pelo Fiscal; • Deve ser assegurado que as condições atmosféricas não afectam a execução do trabalho. Este não pode ser feito durante as chuvas, após o pôr-do-sol, durante período de ventos fortes ou logo depois as chuvas quando a superfície apresenta água acumulada. • Os trabalhadores envolvidos na preparação e aplicação de materiais betuminosos devem estar equipados com fatos-macacos, luvas, óculos e botas. Deve ser evitado o contacto com a pele; • Marcar os limites da área de trabalho referenciada a partir do eixo da estrada, com larguras de faixa predefinidas para as bermas, em conformidade com o projecto e as instruções do Fiscal. • Aplicar uma rega de colagem ou rega de impregnação de acordo com os códigos 410 e 411; • O equipamento e a maquinaria para misturar o betão betuminoso deve estar em boas condições e ser aprovado pelo Fiscal; • Tanto o ligante como os agregados e filler devem ser aquecidos e misturados e a temperatura do betão betuminoso deve situar-se entre 130 e 155°C e não deverá exceder os 170°C; • O agregado, filler e o ligante devem ser misturados até à obtenção de uma mistura homogénea, na qual todas as partículas se encontrem uniformemente revestidas. Devem ser tomadas as precauções necessárias para evitar a ocorrência de tempos de mistura demasiado longos, que poderão causar o endurecimento do ligante ou o seu sobreaquecimento; • O teor de humidade da mistura de betão betuminoso não pode ser superior a 0,5%; • O transporte de betão betuminoso da sua área de produção até ao local de trabalho será feito em camiões equipados com lonas para proteger a mistura e para minimizar a perda de temperatura; • Não é permitida circulação sobre o pavimento de betão betuminoso recém colocado. • Doze horas após a aplicação da rega de colagem / impregnação deve ser aplicada a 		

Figura 13: procedimentos para os ensaios de limites de Atterberg

Actividade: Ensaio de Plasticidade: Limites de Atterberg		Código: 722
Código de referência		
Utilização	Este ensaio destina-se a ser utilizado para a determinação do limite de liquidez e do limite de plasticidade em laboratório para o cálculo do Índice de Plasticidade. A amostragem dos materiais, o registo, o acondicionamento e o transporte até ao laboratório são pagos sob o código 710.	
Tarefas incluídas	<ul style="list-style-type: none"> • Registo das amostras. • Preparação das amostras. • Definição da quantidade de solo necessária. • Execução dos ensaios de plasticidade. • Preenchimento do formulário de ensaio. • Apresentação dos resultados no formulário de resultados. 	
Normas	<ul style="list-style-type: none"> • Registo de todas as amostras no laboratório, incluindo a informação relativa às amostras: o nome do projecto, a origem da amostra, data e hora da recepção, (registo no formulário 2). • Os procedimentos aceitáveis são apresentados na norma 730, etapas (1) e (10). Uma amostra do material passando no peneiro nº 40 (peneiro com abertura de malha de 0,425 mm). <p>LIMITE DE LIQUIDEZ. Do material que passou no peneiro Nº 40 (0,425 mm de abertura de malha), toma-se cerca 100 a 120 g para a realização do ensaio do limite de liquidez.</p> <ul style="list-style-type: none"> • O material separado (100g a 120g) deve ser colocado numa cápsula de porcelana para homogeneizar acrescentando água destilada; • Transfere-se parte da amostra para a concha de Casagrande, moldando-a de forma que fique nivelada na concha a uma altura de aproximadamente 1 cm; • Abre-se na amostra uma ranhura com o cinzel, de tal forma que as duas partes tenham massa, aproximadamente, iguais. • Gira-se a manivela (2 voltas por segundo) e conta-se o número de golpes necessários para que as bordas do solo se encontrem em um comprimento igual a 1 cm; • Do local onde as bordas se uniram, retirar uma amostra do solo, determinando-se o seu teor de humidade. • O solo restante deverá ser transferido para cápsula e novamente homogeneizado, acrescentando-se água destilada; • Repetem-se os passos de 2 a 5 para obtenção dos outros 5 pontos. <ul style="list-style-type: none"> • LIMITE DE PLASTICIDADE. Do material que passou no peneiro Nº 40 (0,425 mm de abertura de malha) retirar uma amostra de 50 g de material para a realização do ensaio do limite de plasticidade. <ul style="list-style-type: none"> • O material (50 g) deve ser colocado em uma cápsula de porcelana para homogeneizar, acrescentando-se água destilada • Coloca-se cerca de 10 g desta amostra sobre uma placa de vidro esmerilhada (vidro fosco). • Com a palma da mão limpa, inicia-se a rolagem da amostra até transformá-la num cilindro com 3 mm de diâmetro aproximado e até à ocorrência de fissuras na sua superfície. • Satisfeitas as duas condições, determina-se o teor de humidade das partes do cilindro que estão com fissuras. • Repetem-se os passos de 2 a 4 para obtenção de 5 pontos. • Preenchimento do formulário de ensaios: deve-se registar conforme o formulário FORM T2 (este formulário pode ser obtido através do laboratório provincial), todos os dados e resultados obtidos nos respectivos ensaios. • Apresentação de resultados: Todos os resultados serão apresentados conforme o formulário 5, ao coordenador do laboratório para sua revisão e aprovação. • Os resultados devem ser utilizados pelo Fiscal para aprovação ou rejeição dos trabalhos e devem ser comunicados por escrito ao Empreiteiro e ao Cliente. 	

Figura 14: procedimentos para a recolha das amostras do solo

Descrição	Frequência de amostragem e exigências de ensaio
Ensaio de solos	
Colheita, preparação, acondicionamento e transporte das amostras até ao laboratório, sob os códigos 720, 721 e 722.	As amostras devem ser colhidas em cada pilha de armazenamento. Deve-se colher 5 amostras de cada pilha de armazenamento em várias partes da pilha. Cada amostra deve ter um peso igual ou superior a 50 kg. No caso do material da amostra ser constituído por areia, deve-se recolher 2 amostras por pilha de armazenamento.
Ensaio granulométrico	Uma análise granulométrica por peneiração por amostra
Limites de Atterberg	2 ensaios por amostra
Determinação do Modo; densidade seca em laboratório e teor óptimo de humidade.	Proceder à mistura do material para cada pilha de armazenamento e executar 2 ensaios similares em separado no material misturado para verificação da fiabilidade dos resultados do ensaio.
Determinação do CBR (embebido, TOH, TOH de 0,75 (opcional))	Execução de 2 ensaios similares nas amostras misturadas por cada pilha de armazenamento.
Ensaio do betão	
Ensaio de abaixamento no betão fresco	Uma em cada três composições de mistura
Ensaio de resistência em provetes cúbicos	Seis provetes por cada betonagem (ou betonagem contínua)
Ensaio de agregados em laboratório	
	As amostras devem ser colhidas em 3 ou mais locais no camião ou na pilha de armazenamento e as amostras devem ser ensaiadas separadamente.
Granulometria	Um número mínimo de 3 ensaios e representação gráfica de uma envolvente da granulometria por cada entrega em obra.