



THAINÁ FERREIRA RIBEIRO

**ANÁLISE BIBLIOGRÁFICA DE SOLOS ESTABILIZADOS
QUIMICAMENTE COM CIMENTO UTILIZANDO PROPORÇÕES
VARIÁVEIS PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO**

LAVRAS - MG

2021

THAINÁ FERREIRA RIBEIRO

**ANÁLISE BIBLIOGRÁFICA DE SOLOS ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE
COM CIMENTO UTILIZANDO PROPORÇÕES VARIÁVEIS PARA APLICAÇÃO
EM PAVIMENTAÇÃO**

**Monografia apresentada à
Universidade Federal de Lavras, como
parte das exigências do Curso de
Graduação de Engenharia Civil, para a
obtenção do título de Bacharel.**

Prof. D. Sc. Paulo Roberto Borges

Orientador

LAVRAS - MG

2021

THAINÁ FERREIRA RIBEIRO

**ANÁLISE BIBLIOGRÁFICA DE SOLOS ESTABILIZADOS QUIMICAMENTE
COM CIMENTO UTILIZANDO PROPORÇÕES VARIÁVEIS PARA APLICAÇÃO
EM PAVIMENTAÇÃO**

**BIBLIOGRAPHIC ANALYSIS OF CHEMICALLY STABILIZED SOIL WITH
CEMENT USING VARIABLE PROPORTIONS FOR PAVEMENT APPLICATION**

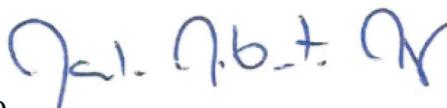
**Monografia apresentada à
Universidade Federal de Lavras, como
parte das exigências do Curso de
Graduação de Engenharia Civil, para a
obtenção do título de Bacharel.**

APROVADA em 30 de novembro de 2021.

D. Sc. Paulo Roberto Borges

D. Sc. Eduardo Souza Cândido

M. Sc. Marina Donato



LAVRAS - MG

2021

AGRADECIMENTOS

É com imenso prazer que expresso aqui minha gratidão à todas as pessoas que caminharam comigo ao longo desses anos de curso, e àquelas que colaboraram para que este trabalho pudesse ser concluído.

Ao meu pai e minha mãe, Anderson Ribeiro da Silva e Suelane Ferreira de Rezende, pelo apoio, incentivo e princípios que me foram ensinados.

Aos meus irmãos, Sara Ferreira Ribeiro e André Ferreira Ribeiro, pela compreensão e paciência que tiveram comigo ao longo da minha vida universitária.

À minha amiga e grande parceira Isabela Moreira Albano da Silva, pela confiança, inspiração, e por essa jornada que estivemos juntas.

Ao meu orientador, Paulo Roberto Borges, que em meio a tantos compromissos, ajudou-me se dispondo em orientar neste trabalho.

À Universidade Federal de Lavras, pela qualidade de ensino e pelas oportunidades que me foram proporcionadas.

Ao GEOTEC, Núcleo de estudos em Geotecnia, por todos os aprendizados, amizades, e por ter contribuído pela escolha do tema deste trabalho. Em especial ao nosso orientador, Eduardo Souza Cândido, por quem tenho grande admiração, agradeço pela colaboração e valiosas recomendações ao longo dos estudos.

Aos meus amigos que fiz na Universidade Federal de Lavras, pela ação conjunta nos trabalhos de classe e por colaborarem para que a caminhada não fosse tão pesadosa.

Por fim, agradeço ao pessoal da Kasa Construções e Projetos, onde faço estágio, pelos momentos e conhecimentos compartilhados, especialmente ao meu supervisor, Bruno Antônio da Silva, que me enriqueceu com muitas informações úteis à minha formação profissional.

EPÍGRAFE

*“Be ashamed to die until you have won some
victory for humanity.” (Horace Mann)*

RESUMO

As rodovias precisam atender a requisitos mínimos de resistência e durabilidade, a fim de proporcionar maior segurança e conforto ao usuário. Contudo, nem sempre o solo local possui características geotécnicas mínimas que atendam aos requisitos de projeto. Uma alternativa para a resolução desse problema é promover mudanças nas propriedades do solo por meio de sua estabilização, através da adição de materiais como cimento, cal, sílica, entre outros. A partir disso, esse trabalho apresenta uma revisão bibliográfica e análise comparativa de estudos entre solos de três regiões distintas estabilizados com diferentes proporções de cimento, com o intuito de analisar o comportamento de resistência mecânica e expansão, quando submersos em água, considerando a interferência da plasticidade nos resultados. Ademais, verifica-se a aplicação dessas misturas solo-cimento em camadas de base e sub-base tendo como referência o Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006). O primeiro caso abordou amostras de um solo pouco plástico característico da zona rural de Anápolis-GO, utilizando um teor de 3% de cimento. O segundo caso apresentou um solo com alta plasticidade coletado no Campus Glória da Universidade Federal de Uberlândia, sendo que foram variadas as porcentagens de cimento em 9%, 11%, e 13% para cada corpo de prova. Enquanto que, o terceiro caso usou amostras de solo com pouca plasticidade do Campus Paraicana da Universidade Federal de Roraima, adicionando cimento nos teores de 3%, 5%, e 7%. Para a análise da caracterização e resistência dos materiais, foram utilizados os dados obtidos nos ensaios que cada estudo apresentou para granulometria, limites de consistência, compactação, índice suporte Califórnia (ISC ou CBR) e expansão. Os resultados mostram que o uso do cimento contribui significativamente para a estabilização de solos, provando sua eficiência em relação ao solo convencional, não só pelo aumento na capacidade de suporte e diminuição da expansão, mas também pelo aspecto econômico e ambiental, devido à redução de outros custos indiretos, como recomposição ambiental e transporte de materiais. Entretanto, essa é uma alternativa que deve ser analisada de acordo com a viabilidade da utilização para cada obra em particular.

Palavras-chave: Estabilização de solos, mistura solo-cimento, Índice Suporte Califórnia, camadas de base, resistência.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIGURA 1- CONSTITUINTES DOS SOLOS.....	12
FIGURA 2- ESTRUTURA DO PAVIMENTO QUANTO AO SEU TIPO: A) PAVIMENTO RÍGIDO B) PAVIMENTO FLEXÍVEL.....	13
FIGURA 3- ESFORÇOS EM CAMADAS DO PAVIMENTO.	14
FIGURA 4 - CAMADAS GENÉRICAS DE UM PAVIMENTO.....	15
FIGURA 5 - REPRESENTAÇÃO DE DIFERENTES CURVAS GRANULOMÉTRICAS.	19
FIGURA 6 - ESTADOS DE CONSISTÊNCIA.....	21
FIGURA 7 - ENSAIO PARA LIMITE DE LIQUIDEZ.....	23
FIGURA 8 - ENSAIO PARA LIMITE DE PLASTICIDADE.....	24
FIGURA 9 - CORPOS DE PROVA IMERSOS NO TANQUE.....	25
FIGURA 10 - ENSAIO CBR.....	26
FIGURA 11 - ENSAIO DE COMPACTAÇÃO: A) PREPARAÇÃO DA AMOSTRA; B) COMPACTAÇÃO NA ENERGIA NORMAL; C) EXTRAÇÃO DO CORPO DE PROVA; D) COLETA DE AMOSTRA PARA DETERMINAR UMIDADE.....	28
FIGURA 12 – CURVA DE COMPACTAÇÃO DO SOLO.....	29
FIGURA 13 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE SOLO NA CURVA DE COMPACTAÇÃO.....	30
FIGURA 14 – ESQUEMA DOS MÉTODOS UTILIZADOS NESSE TRABALHO.....	33
FIGURA 15 - GRÁFICO PARA O ENSAIO DE I.S.C – ANÁPOLIS- GO.....	36
FIGURA 16 - GRÁFICO PARA O ENSAIO DE EXPANSÃO – ANÁPOLIS-GO.....	36
FIGURA 17 – CURVA GRANULOMÉTRICA - CAMPUS GLÓRIA.....	37
FIGURA 18 – LIMITE DE LIQUIDEZ - CAMPUS GLÓRIA.....	38
FIGURA 19 – CURVAS DE COMPACTAÇÃO – CAMPUS GLÓRIA.....	39
FIGURA 20 – CURVAS DOS ENSAIOS DE CBR – CAMPUS GLÓRIA.....	40
FIGURA 21 – CURVA DE CBR DO SOLO CONVENCIONAL – UFRR.....	41
FIGURA 22 – CURVAS DE COMPACTAÇÃO PARA OS SOLOS-CIMENTO – UFRR.....	42
FIGURA 23 – ENSAIOS DE CBR – UFRR.....	43
FIGURA 24 – RELAÇÃO LINEAR CBR E TEORES DE CIMENTO – UFRR.....	44

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 - CARACTERÍSTICAS DO SOLO PARA BASE SOLO-CIMENTO.....	17
TABELA 2 – PENEIRAS PARA ENSAIO GRANULOMÉTRICO.	18
TABELA 3 - CORRELAÇÃO DAS ABERTURAS DAS PENEIRAS.....	18
TABELA 4 - GRANULOMETRIA, L.L E L.P DO SOLO CONVENCIONAL DE ANÁPOLIS-GO.....	34
TABELA 5 - GRANULOMETRIA, L.L E L.P DO SOLO-CIMENTO DE ANÁPOLIS-GO.....	35
TABELA 6 - RESUMO DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E I.S.C – ANÁPOLIS-GO.....	36
TABELA 7 – LIMITE DE PLASTICIDADE - CAMPUS GLÓRIA.	38
TABELA 8 – VALORES DE EXPANSÃO – CAMPUS GLÓRIA.	39
TABELA 9 – VALORES DE CBR – CAMPUS GLÓRIA.	40
TABELA 10 – RESULTADO DOS ENSAIOS – UFRR.	41
TABELA 11 – RESUMO DA CLASSIFICAÇÃO DOS SOLO NATURAIS QUANTO A PLASTICIDADE.	44
TABELA 12 – RESUMO DOS ENSAIOS DE EXPANSÃO E CBR DE AMBOS OS CASOS.....	45
TABELA 13 – RESUMO DA APLICAÇÃO DOS SOLO-CIMENTO EM BASE E SUB-BASE.	45

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	11
2	REFERENCIAL TEÓRICO	12
2.1	SOLOS	12
2.2	PAVIMENTAÇÃO	13
2.2.1	Sistemas de camadas dos pavimentos e tensões solicitantes	14
2.2.2	Camadas de base e sub-base	15
2.3	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO	16
2.3.1	Solo estabilizado quimicamente com cimento	16
2.4	CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS	17
2.4.1	Análise Granulométrica	17
2.4.2	Limites de Consistência	20
2.4.3	Índice de Suporte Califórnia	24
2.5	COMPACTAÇÃO	27
2.5.1	Ensaio de compactação	28
2.5.2	Curva de Compactação	29
3	METODOLOGIA	31
3.1	ESTUDOS ABORDADOS	31
3.1.1	Caso 1 – Mistura de solo com 3% de cimento (Anápolis-GO).....	31
3.1.2	Caso 2 - Mistura de solo com 9%, 10% e 11% de cimento (Uberlândia-MG).....	32
3.1.3	Caso 3 - Mistura de solo com 3%, 5% e 7% de cimento (Boa Vista-RR).....	33
3.2	ESQUEMATIZAÇÃO DA METODOLOGIA UTILIZADA	33
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	34
4.1	Caso 1 – Mistura de solo com 3% de cimento (Anápolis-GO).....	34
4.2	Caso 2 - Mistura de solo com 9%, 10% e 11% de cimento (Uberlândia-MG).....	37
4.3	Caso 3 - Mistura de solo com 3%, 5% e 7% de cimento (Boa Vista-RR).....	40

4.4	Análise comparativa dos resultados encontrados.....	44
5	CONCLUSÃO	46
	Referências Bibliográficas.....	47
	ANEXO A – Ensaio solo Anápolis-Go	49
	ANEXO B – Coleta de solo no Campus Glória	50
	ANEXO C – Ensaio CBR e expansão solo natural Anápolis-Go	51
	ANEXO D – Ensaio CBR e expansão solo-cimento Anápolis-Go.....	52

1 INTRODUÇÃO

A malha rodoviária exerce um importante papel na economia e no desenvolvimento de um país. Segundo a Confederação Nacional de Transporte (2019), o transporte rodoviário constitui o principal modal utilizado para movimentação de bens e pessoas no Brasil, somando-se mais de 200 mil quilômetros de rodovias pavimentadas. No entanto, é de amplo conhecimento que a infraestrutura de transporte no Brasil é inadequada para atender às demandas da sociedade. Diante desse cenário, é necessário ensejar a melhoria operacional para o tráfego, com o intuito de garantir maior conforto e segurança aos usuários, como também a integridade estrutural do pavimento, de modo a suportar os esforços oriundos de cargas e de ações climáticas, minimizando a necessidade de intervenções de conservação.

Uma obra que abrange a utilização de solo em sua estrutura, como a pavimentação, além de garantir desempenho e durabilidade que atendam às exigências das normas brasileiras, deve também se atentar para a racionalização dos custos de modo que a execução da mesma se torne viável do ponto de vista econômico. O ideal é utilizar o solo natural do local da obra, uma vez que não há gastos com a compra de solo envolvendo o transporte, que para algumas regiões, as distâncias são longas, e o custo se torna substancial, inviabilizando o projeto (BALBO, 2007).

Contudo, devido a diversidade e complexidade dos solos encontrados, nem sempre os materiais presentes no local atendem às exigências de projeto, principalmente no quesito de resistência (BALBO, 2007). Nesse sentido, torna-se inevitável analisar outras alternativas. A estabilização com aglomerantes hidráulicos é uma solução interessante, tanto do ponto de vista técnico, como econômico. De acordo com Almeida *et al.* (2016), o cimento é um material muito utilizado em estabilizações, devido a presença da pozolana em sua composição, sendo uma técnica muito difundida, onde promove a melhoria das características estruturais do pavimento.

Por conseguinte, o objetivo desse trabalho é realizar um levantamento bibliográfico a respeito da estabilização química de solos com adição de cimento para aplicação em base e sub-base de pavimentos rodoviários. Para isso, foram definidos três trabalhos com o intuito de realizar uma análise comparativa de seus resultados. Nesses estudos, empregou-se o ensaio de Índice de Suporte Califórnia, e partir disso, foi possível analisar e comparar os ganhos de resistência entre os solos naturais e as misturas com diferentes teores de cimento, observando a interferência da plasticidade nessa propriedade mecânica e, de posse, verificar a possibilidade de utilizar os solos estabilizados em camadas de base e sub-base de pavimentos.

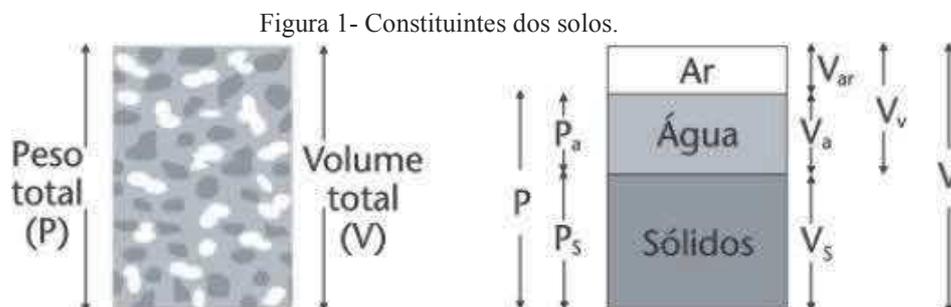
2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 SOLOS

O conceito de solos pode se discernir em função, principalmente, da área de atuação do estudo, seja ela geológica ou de engenharia, por exemplo. No que concerne a engenharia civil, Balbo (2007, p.70) define:

Solo é qualquer depósito solto ou fofo, resultante da ação do intemperismo ou da degradação de rochas, ou ainda, da decomposição de vegetais. Incluem-se assim, na categoria dos solos, diversos materiais não consolidados, como sedimentos (pedregulhos, areias, siltes ou argilas), turfas, depósitos calcários como as areias de conchas e corais (como em Fernando de Noronha), os depósitos piroclásticos resultantes de erupções e lavas (cinzas vulcânicas), bem como os solos residuais jovens e maduros.

Para finalidades práticas de engenharia, o solo pode ser considerado qualquer acumulação, formada por partículas minerais (sólidos) e vazios preenchidos por água (umidade presente) ou ar (em seus poros). Tal organização depende dos processos envolvidos durante a sua formação e está diretamente associada ao intemperismo da rocha. Na Figura 1 são apresentadas as proporções entre as substâncias constituintes dos solos, de modo genérico (BALBO, 2007).



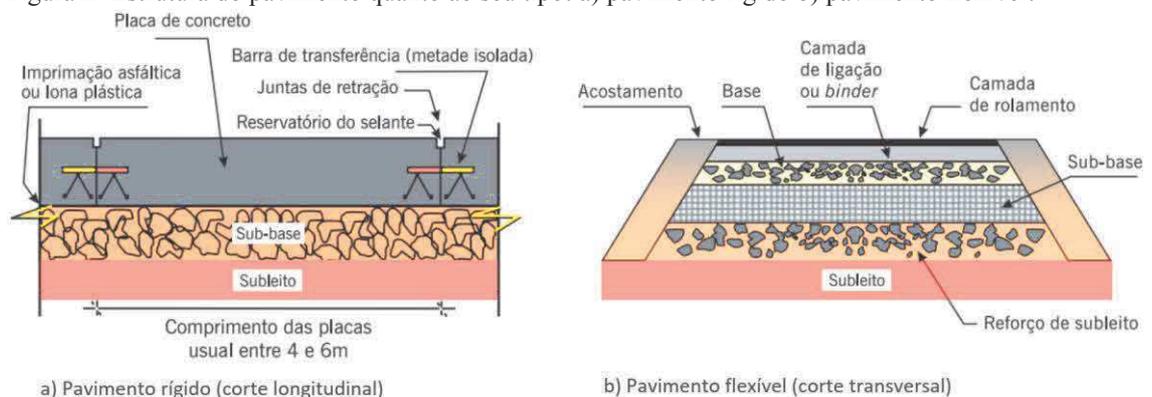
Fonte: Balbo (2007).

Para determinar as relações entre massas e volumes, adotou-se a nomenclatura de peso específico (γ), expresso em kN/m^3 pelo Sistema internacional de medidas (SI). Utiliza-se também, a expressão massa específica (ρ), estipulada em kg/m^3 (SI), mas muitas vezes é usada mesmo sem fazer a conversão entre peso e massa de $9,81\text{m/s}^2$ (BALBO, 2007).

2.2 PAVIMENTAÇÃO

Bernucci *et al.* (2008), define pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas de 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 usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança. O pavimento rodoviário pode ser classificado tradicionalmente em dois tipos básicos: rígidos e flexíveis (Figura 2). Por pavimento rígido, pavimento de concreto-cimento ou cimento Portland, tem-se aquele em que o revestimento é uma placa de concreto de cimento Portland. Enquanto que, o pavimento flexível, ou asfáltico, é aquele em que o revestimento é composto por uma mistura constituída basicamente de agregados e ligantes asfálticos, sendo ainda formado por quatro camadas principais: revestimento asfáltico, base, sub-base, e reforço do subleito (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Figura 2- Estrutura do pavimento quanto ao seu tipo: a) pavimento rígido b) pavimento flexível.

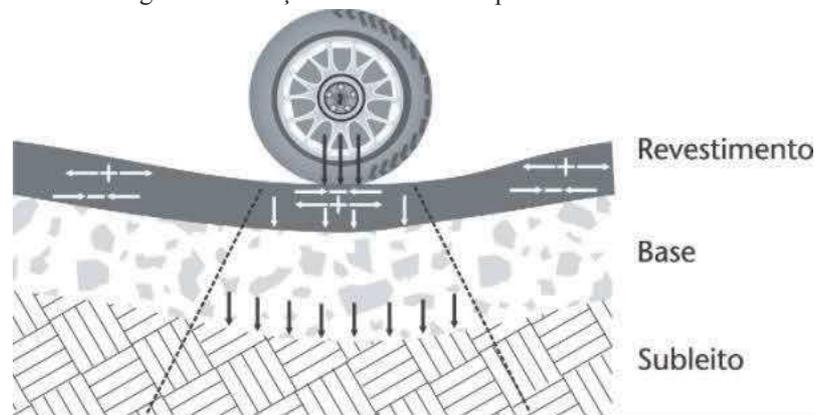


Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

2.2.1 Sistemas de camadas dos pavimentos e tensões solicitantes

A estrutura do pavimento é concebida, em seu sentido puramente estrutural, para receber e transmitir esforços de maneira a aliviar pressões sobre as camadas inferiores, que geralmente são menos resistentes, embora isso não seja tomado como regra geral. Para que funcione adequadamente, todas as peças que a compõem devem trabalhar deformações compatíveis com sua natureza e capacidade portante, isto é, de modo que não ocorram processos de ruptura ou danificação de forma prematura e inadvertida nos materiais que constituem as camadas do pavimento (Figura 3). Assim, cada camada possui uma ou mais funções específicas, que devem proporcionar aos veículos as condições adequadas de suporte e rolamento em qualquer condição climática, visto que as cargas aplicadas sobre a superfície do pavimento geram determinado estado de tensões na estrutura, que muito dependerá do comportamento mecânico dessas camadas e do conjunto como um todo (BALBO, 2007).

Figura 3- Esforços em camadas do pavimento.

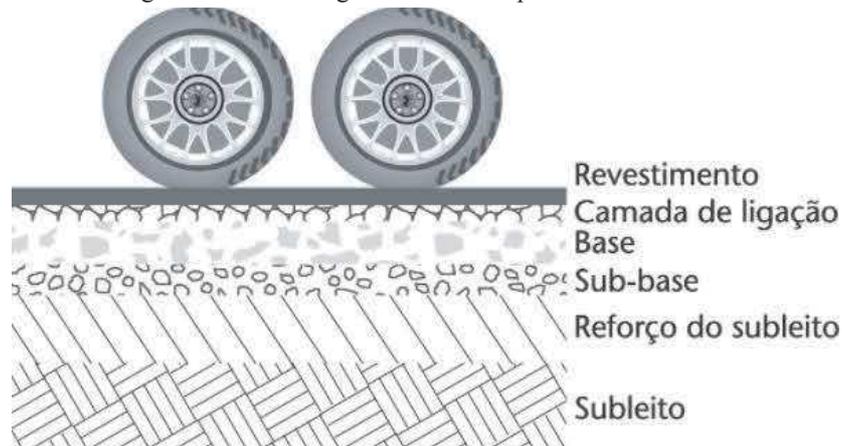


Fonte: Balbo (2007).

As cargas externas geram esforços solicitantes verticais e horizontais. Os esforços verticais podem ser reduzidos a solicitações de compressão e de cisalhamento; os esforços horizontais podem inclusive solicitar certos materiais à tração ou simplesmente atuar confinando outros materiais (BALBO, 2007). De acordo com Bernucci *et al.* (2008), limitar as tensões e deformações na estrutura do pavimento, por meio da combinação de materiais e espessuras das camadas constituintes, é o objetivo da mecânica dos pavimentos. Nessa perspectiva, e de uma forma mais completa, o pavimento possui as seguintes camadas: revestimento, base, sub-base, reforço do subleito e subleito, sendo este último a fundação e

parte integrante da estrutura (Figura 4). Dependendo do caso, o pavimento poderá não possuir camada de sub-base ou de reforço; mas a existência de revestimento, nem que seja primário (cascalhamento, agulhamento), e de fundação (subleito) são condições mínimas para que a estrutura seja chamada de pavimento (BALBO, 2007).

Figura 4 - Camadas genéricas de um pavimento.



Fonte: Balbo (2007).

2.2.2 Camadas de base e sub-base

Para aliviar as pressões sobre as camadas de solo inferiores, surgem as camadas de base e sub-base, que também podem desempenhar papel importante na drenagem subsuperficial dos pavimentos. Quando não for aconselhável executar a base diretamente sobre o leito regularizado ou sobre o reforço, por circunstâncias técnico-econômicas, procura-se dividi-la em duas camadas, criando-se uma sub-base, geralmente de menor custo (BALBO, 2007).

Os materiais que constituem as camadas de base e sub-base são basicamente solos e agregados. Ocasionalmente, usa-se aditivos como cal, cimento, emulsão asfáltica, entre outros. Para serem empregados na estrutura dos pavimentos, esses materiais são escolhidos pelas suas características de natureza, pois interferem nas propriedades geotécnicas no estado compactado. Desse modo, após serem compactados, devem se apresentar resistentes, pouco deformáveis e com permeabilidade compatível com sua função na estrutura. (BERNUCCI *et al.*, 2008).

2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO

A pavimentação envolve diretamente o uso de solos para diferentes camadas de sua composição. Para melhor aproveitamento econômico e de desenvolvimento da obra, o ideal, seria utilizar o solo *in loco*. Todavia, com certa frequência, há solos que não apresentam os requisitos técnicos mínimos impostos ao pavimento, por isso o engenheiro precisa adotar medidas, tais como a estabilização do solo existente (SARTORI, 2015).

Para Marques (2018), estabilizar um solo significa dar a ele condições de resistir à deformações e rupturas, e garantir a constância das melhorias no tempo de vida útil do mesmo. A estabilização dos solos pode ocorrer através de diferentes técnicas, dos quais se destaca por método mecânico, físicos e químicos, sendo indicada de acordo com a finalidade e o custo da obra. O uso do método químico no solo visa a melhoria das propriedades físicas e mecânicas, por meio de alteração de sua estrutura com o uso de aditivos. Os ligantes mais utilizados são o cimento Portland, cal, pozolanas, materiais betuminosos, etc (ALENCAR *et al.*, 2019).

2.3.1 Solo estabilizado quimicamente com cimento

É uma mistura de solo, cimento Portland e água, devidamente compactada, resultando em um material duro, cimentado e de elevada rigidez à flexão (DNIT, 2006). Os fatores que influenciam o comportamento mecânico do solo-cimento estão relacionados com os materiais que o constituem e as suas propriedades, destes destacam-se: o tipo de solo, características físicas e químicas, granulometria, comportamento perante a água e trabalhabilidade. Quase todos os solos podem ser tratados, mas por razões econômicas, esse tratamento pode ou não ser vantajoso se a percentagem de cimento for muito elevada, sendo o teor de cimento um dos aspectos que também influenciam o comportamento mecânico da mistura (MONTE, 2012).

A percentagem de cimento varia, geralmente, de 5 a 13% dependendo do tipo de solo utilizado. O resultado da dosagem é a definição da quantidade de solo, cimento e água de modo que a mistura apresente características adequadas de resistência e durabilidade. Solos muito finos (coesivos) exigem porcentagens maiores de cimento, visto que possuem estruturas floculadas e dispersas que são mais sensíveis a presença de água, influenciando a resistência ao

cisalhamento (MARQUES, 2018). Dessa maneira, é desaconselhável a sua utilização em argilas gordas, que segundo Monte (2012), são solos argilosos de alta plasticidade, ou seja, aqueles em que os limites de liquidez e plasticidade, assim como a respectiva diferença (o índice de plasticidade) são muito elevados.

Segundo o DNIT 143/2010-ES, os solos empregados na execução de base de solo-cimento serão os provenientes de ocorrências de materiais, devendo apresentar características conforme a Tabela 1, quando submetidos aos ensaios de granulometria de solos, e limites de consistência.

Tabela 1 - Características do solo para base solo-cimento.

PENEIRAS	PERCENTAGEM	TOLERÂNCIA
2½"	100%	-
Nº 4	50 a 100 %	± 5 %
Nº 40	15 a 100 %	± 2 %
Nº 200	5 a 35 %	± 2 %
Limite de liquidez	Máximo 40%	
Índice de plasticidade	Máximo 18%	

Fonte: DNIT 143-ES (2010).

2.4 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

2.4.1 Análise Granulométrica

De acordo com o DNIT (2006), a análise granulométrica visa a determinação das porcentagens, em peso, das diferentes frações constituintes da fase sólida do solo. Para as partículas de solo maiores do que 0,075 mm (peneira nº 200 da ASTM) o ensaio é feito passando uma amostra do solo por uma série de peneiras de malhas quadradas de dimensões padronizadas. Pesam-se as quantidades retiradas em cada peneira e calculam-se as porcentagens que passam em cada peneira. Para as partículas de solo menores do que 0,075 mm se utiliza o método de sedimentação contínua em meio líquido. O método de ensaio é determinado pela NBR 7181 (ABNT, 2016).

As aberturas das malhas das peneiras normais da ASTM mais utilizadas nos laboratórios rodoviários são apresentadas na Tabela 2, assim como a correlação das aberturas das peneiras em polegadas e milímetros, na Tabela 3.

Tabela 2 – Peneiras para ensaio granulométrico.

PENEIRAS N°	ABERTURA (mm)
200	0,075
100	0,15
40	0,42
10	2,09
4	4,8

Fonte: DNIT (2006).

Tabela 3 - Correlação das aberturas das peneiras.

ABERTURA (pol.)	ABERTURA (mm)
3/8"	9,5
3/4"	19,1
1"	25,4
1.1/2"	38,1
2"	50,8

Fonte: DNIT (2006).

Os equipamentos empregados no ensaio granulométrico de peneiramento são: jogo de peneiras, balança, estufa, destorroador, quarteador, bandejas, proveta, termômetro, densímetro, cronômetro, dispersor, defloculante, etc. A preparação das amostras de solo se dá pelos processos de secagem ao ar, quarteamento, destorroamento de acordo com a NBR 9941 (ABNT, 2016), utilizando-se aproximadamente 1500g para o caso de solos grossos e 200g, para o caso de solos finos (MACHADO, *et al.*, 2016).

Para as partículas de solo fino, o ensaio é realizado através da sedimentação, baseada na Lei de Stokes, onde a velocidade de queda, V , de uma partícula esférica, em um meio viscoso infinito, é proporcional ao quadrado do diâmetro da partícula, como mostra a Equação (1). Sendo assim, as partículas menores se sedimentam mais lentamente que as partículas maiores (DNIT, 2006).

$$V = \frac{\gamma_m - \gamma_w}{18\mu} \cdot D^2 \quad (1)$$

Onde,

γ_m = peso específico médio das partículas;

γ_w = peso específico do fluido;

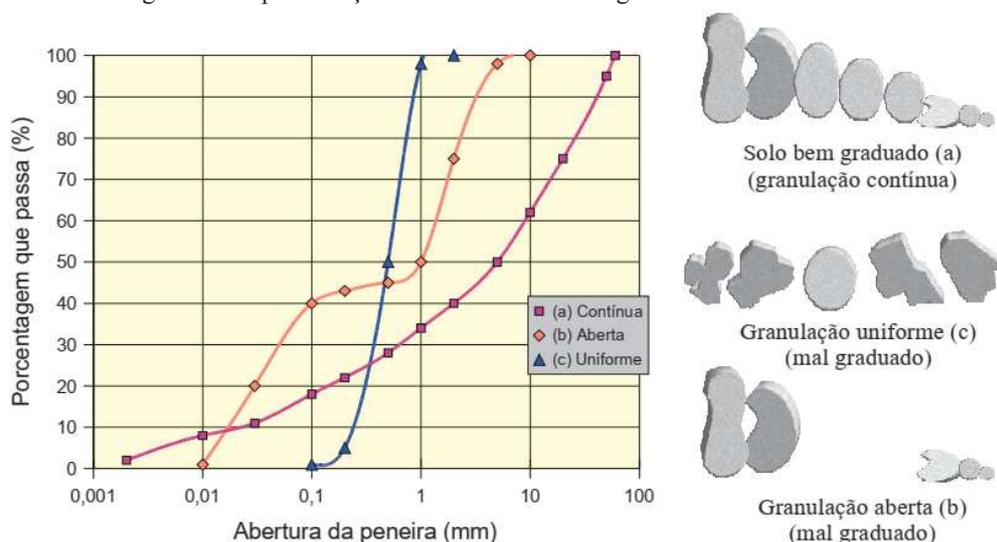
μ = viscosidade do fluido;

D = diâmetro das partículas.

A representação gráfica das medidas realizadas é denominada de curva granulométrica. Pelo fato de o solo geralmente apresentar partículas com diâmetros equivalentes variando em uma ampla faixa, a curva granulométrica é normalmente apresentada em um gráfico semi-log, com o diâmetro equivalente das partículas em uma escala logarítmica e a porcentagem de partículas com diâmetro inferior à abertura da peneira considerada (porcentagem que passa) em escala linear (MACHADO *et al*, 2016). Na Figura 5, consta algumas curvas granulométricas.

A partir da curva granulométrica, pode-se separar os solos grossos dos solos finos, apontando a porcentagem equivalente de cada fração granulométrica que constitui o solo (pedregulho, areia, silte e argila). Ademais, o solo pode ser classificado como bem graduado, se possuir uma distribuição contínua de diâmetros equivalentes em uma ampla faixa de tamanho de partículas ou mal graduado, caso ele possua uma curva granulométrica uniforme ou apresente ausência de uma faixa de tamanhos de grãos (MACHADO *et al*, 2016).

Figura 5 - Representação de diferentes curvas granulométricas.



Fonte: Machado *et al*. (2016).

Alguns sistemas de classificação utilizam índices característicos da curva granulométrica para avaliação da sua uniformidade e curvatura. Os coeficientes são obtidos a partir de alguns diâmetros equivalentes característicos do solo na curva granulométrica. Como por exemplo, o diâmetro efetivo D_{10} , equivalente a partícula para o qual temos 10% das partículas passando (10% das partículas são mais finas que o diâmetro efetivo), e o diâmetro efetivo D_{30} e D_{60} , para as percentagens de 30 e 60%, respectivamente (MACHADO, *et al.*, 2016)

Para o coeficiente de uniformidade, tem-se a Equação (2).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (2)$$

$C_u < 5 \rightarrow$ muito uniforme

$5 < C_u < 15 \rightarrow$ uniformidade média

$C_u > 15 \rightarrow$ não uniforme

Enquanto isso, o coeficiente de curva é obtido através da Equação (3).

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad (3)$$

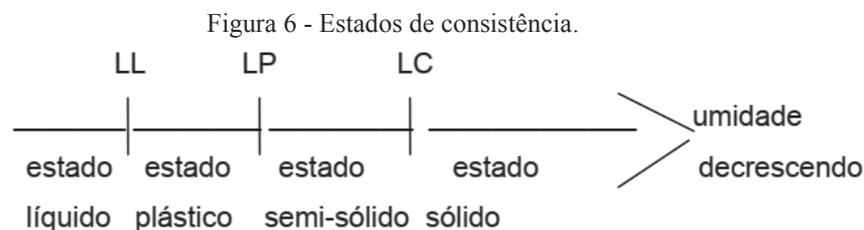
$1 < C_c < 3 \rightarrow$ solo bem graduado

$C_c < 1$ ou $C_c > 3 \rightarrow$ solo mal graduado

2.4.2 Limites de Consistência

Segundo Balbo (2007), um solo argiloso pode se apresentar em um determinado estado físico denominado consistência, podendo ser líquido, plástico, semi-sólido ou sólido, a depender de sua umidade. Cada estado de consistência do solo se caracteriza por algumas propriedades particulares. Os limites entre um estado de consistência e outro são determinados

empiricamente, sendo designados limite de contração (LC), limite de plasticidade (LP), e limite de liquidez (LL), como pode ser observado na Figura 6.



Quando a umidade de um solo é alta, ele possui propriedades e aparência de uma suspensão, não apresentando resistência ao cisalhamento, e se diz no estado líquido. À medida que a água evapora, ele se endurece, passando do estado líquido para o estado plástico. Nessa condição, o solo apresenta uma propriedade denominada de plasticidade, que é caracterizada pela capacidade do solo se deformar sem apresentar ruptura ou trincas, e sem variação de volume. A umidade correspondente ao limite entre os estados líquido e plástico é denominada limite de liquidez. Ao continuar a perda de umidade, o estado plástico desaparece, passando o solo para o estado semi-sólido. Neste ponto, o solo apresenta fraturas e se rompe ao ser trabalhado. O limite de plasticidade separa os estados de consistência plástico e semi-sólido. Continuando a secagem, ocorre a passagem para o estado sólido. O limite entre esses dois últimos estados é denominado limite de contração (DNIT, 2006).

A diferença entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) fornece o índice de plasticidade (IP), Equação (4), que corresponde a faixa de valores de umidade do solo na qual ele se comporta de maneira plástica (BALBO, 2007).

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

Por ser máximo para as argilas e mínimo para as areias, o IP fornece um valioso critério para se avaliar o caráter argiloso de um solo. Quanto maior o IP, tanto mais plástico será o solo. O índice de plasticidade é função da quantidade de argila presente no solo, enquanto o limite de liquidez e o limite de plasticidade são funções da quantidade e do tipo de argila (DNIT, 2006).

Classificação do solo quanto ao seu índice de plasticidade (MACHADO *et al.*, 2016):

$$\begin{aligned}
 I_p = 0 &\rightarrow \text{NÃO PLÁSTICO} \\
 1 < I_p < 7 &\rightarrow \text{POUCO PLÁSTICO} \\
 7 < I_p < 15 &\rightarrow \text{PLASTICIDADE MÉDIA} \\
 I_p > 15 &\rightarrow \text{MUITO PLÁSTICO}
 \end{aligned}$$

Segundo o DNIT (2006), o parâmetro que retrata o duplo aspecto de plasticidade e graduação das partículas do solo é o índice de grupo (IG), definido por um valor numérico que varia de 0 a 20. O IG é obtido pela Equação (5).

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd \quad (5)$$

Onde,

a= % de material que passa na peneira nº 200, menos 35. Se a % obtida nesta diferença for maior que 75, adota-se 75; se for menor que 35, adota-se 35;

b= % de material que passa na peneira nº 200, menos 15. Se a % obtida nesta diferença for maior que 55, adota-se 55; se for menor que 15, adota-se 15;

c= valor do limite de liquidez, menos 40. Se o limite de liquidez for maior que 60, adota-se 60; se for menor que 40, adota-se 40;

d= valor do índice de plasticidade, menos 10. Se o índice de plasticidade for maior que 30, adota-se 30; se for menor que 10, adota-se 10.

2.4.2.1 Determinação do limite de liquidez

O ensaio do limite de liquidez é determinado pela NBR 6459 (ABNT, 2016), e realizado em um aparelho denominado Casagrande, que consiste em uma concha metálica que, acionada por uma manivela, golpeia a base do citado aparelho. O ensaio é feito com a fração da amostra representativa do solo que passa na peneira de 0,42 mm de abertura de malha (peneira nº 40). Coloca-se na concha 70g desse material com umidade próxima de seu limite de plasticidade, moldando-o de modo que, na parte central da concha, apresente uma espessura aproximada de 1cm. Com um dos cinzéis divide-se a massa do solo em duas partes, abrindo-se uma canelura em seu centro, normalmente à articulação da concha. Aplicam-se golpes à massa de solo posta na concha do aparelho de Casagrande, girando-se uma manivela, a uma velocidade padrão de

dois golpes por segundo, até que as bordas inferiores da canelura se unam em 1 cm de comprimento, sendo registrado o número de golpes. Retira-se uma pequena quantidade de solo no ponto onde a canelura fechou, para determinação do teor de umidade (DNIT, 2006).

O processo é repetido ao menos 5 vezes, geralmente empregando-se valores de umidade crescentes. E assim, lançam-se os pontos experimentais obtidos, em termos de umidade versus $\log N^\circ$ de golpes. Ajusta-se uma reta passando por esses pontos. O limite de liquidez corresponde à umidade para a qual foram necessários 25 golpes para fechar a ranhura de solo. A Figura 7 demonstra a realização do ensaio para a determinação do limite de liquidez, por meio do aparelho de Casagrande (BALBO, 2007).

Figura 7 - Ensaio para limite de liquidez.



Fonte: Dias *et al.* (2020).

2.4.2.2 Determinação do limite de plasticidade

O limite de plasticidade é determinado através do ensaio descrito na NBR 7180 (ABNT, 2016). Prepara-se uma massa plástica com 50g de solo passante na peneira de nº 40 (0,42mm de abertura). Forma-se uma pequena bola, que será rolada sobre uma placa de vidro esmerilhada com pressão suficiente da mão, de modo a resultar a forma de cilindro. Quando este atingir a 3mm (verificado com o cilindro de comparação) sem se fragmentar, amassa-se o material e procede-se como anteriormente. Repete-se a operação até que, por perda de umidade, o cilindro se fragmenta quando atingir 3 mm de diâmetro. Transfere-se alguns pedaços do cilindro

fragmentado para um recipiente e determina-se a umidade em estufa à temperatura de 105 °C - 110°C. Repete-se o procedimento acima referido até serem obtidos 3 valores que não difiram da respectiva média de mais de 5%. A Figura 8 ilustra a realização do ensaio para a determinação do limite de plasticidade (DNIT, 2006).

Figura 8 - Ensaio para limite de plasticidade.



Fonte: Dias *et al.* (2020).

2.4.3 Índice de Suporte Califórnia

Um dos métodos de quantificação da resistência é a medida da capacidade de suporte do solo à penetração. O Índice de Suporte Califórnia (CBR) é utilizado como base para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. A finalidade do ensaio é a de fornecer subsídios para o projeto de pavimentos, determinando as características de suporte para os materiais de subleito e também das demais camadas do pavimento até a base. O ensaio visa determinar as propriedades expansivas do material e o valor de CBR (ALMEIDA, *et al.*, 2016), sendo que o procedimento é definido pela NBR 9895 (ABNT, 2016).

Primeiramente, é realizado o ensaio de compactação correspondente a energia do Proctor Modificado, sendo confeccionadas amostras no valor da umidade ótima. Após a moldagem, os corpos de prova são imersos em água por um período de 72 horas, realizando o ensaio de expansão, como mostra a Figura 9. Esse processo garante que o solo esteja saturado e o índice de CBR representará a pior condição física do pavimento, passivo de sofrer

adensamento (expulsão de água dos vazios) e com baixa resistência, reproduzindo a ação de chuvas intensas sobre as diversas camadas constituintes do pavimento. Durante esse período de imersão, os corpos de prova ficam sob efeito de uma sobrecarga de 4,5 kg em discos anelares que servem para simular o confinamento e o peso sobre o pavimento. Por fim, os resultados da expansão são medidos em períodos de 24 em 24 horas por meio de um extensômetro que fica ligado à haste de expansão do prato perfurado (DNIT, 2006).

Figura 9 - Corpos de prova imersos no tanque.



Fonte: Cabral (2018).

O Índice de Suporte Califórnia representa a capacidade de suporte do solo através da relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo-de-prova de solo, e a pressão necessária para produzir a mesma penetração numa brita padronizada (CBR = 100%) (DNIT, 2006).

O ensaio é realizado colocando-se o molde cilíndrico (corpo de prova e contrapeso), retirado do tanque, em uma prensa onde se fará penetrar um pistão de aço, com diâmetro de 5cm, a uma velocidade controlada de 1,25 mm/min e constante. Com isso, mede-se as penetrações através de um extensômetro ligado ao pistão, como demonstra a Figura 10, e traça-se a curva pressão versus deformação com os dados obtidos, corrigindo os pontos de inflexão. Posteriormente, pode-se obter o índice CBR, utilizando as Equações (6) e (7), que será o maior valor, em porcentagem, entre a relação das pressões do ensaio e da amostra de brita padrão –

6,90 e 10,35 MPa para as respectivas penetrações de 2,54 e 5,08 mm (MACHADO, *et al.*, 2016).

$$CBR_{2,54} = \frac{\text{Pressão calculada ou corrigida}}{6,90} \cdot 100\% \quad (6)$$

$$CBR_{5,08} = \frac{\text{Pressão calculada ou corrigida}}{10,35} \cdot 100\% \quad (7)$$

Figura 10 - Ensaio CBR.



Fonte: Cabral (2018).

Conforme o DNIT (2006) estabelece, para o dimensionamento de pavimentos flexíveis:

- Materiais para reforço do subleito devem apresentar C.B.R maior que o subleito e expansão $\leq 1\%$;
- Materiais para a camada de sub-base devem apresentar C.B.R. $\geq 20\%$, IG=0 e expansão $\leq 1\%$;
- Materiais para a camada de base devem possuir C.B.R. $\geq 80\%$, expansão $\leq 0,5\%$, Limite de liquidez $\leq 25\%$, e Índice de plasticidade $\leq 6\%$.

2.5 COMPACTAÇÃO

Conforme o DNIT (2006), compactação é a operação da qual resulta o aumento da massa específica aparente de um solo (e de outros materiais, como misturas betuminosas, etc), pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, o que faz com que as partículas constitutivas do material entrem em contato mais íntimo, pela expulsão de ar. Por conseguinte, com a redução da percentagem de vazios de ar, consegue-se também reduzir a tendência de variação dos teores de umidade dos materiais integrantes do pavimento, durante a vida de serviço, melhorando as suas características de resistência, deformabilidade e permeabilidade.

Os fundamentos da compactação de solos foram estabelecidos por Ralph Proctor, na década de 20, postulando ser uma função de quatro variáveis: massa específica seca, umidade, energia de compactação e tipo de solo (solos grossos, solos finos, etc.). Para fins rodoviários utiliza-se o procedimento de compactação dinâmica em laboratório. Dessa forma, toma-se uma massa de solo úmido P_h , com um dado volume inicial, num cilindro e aplica-lhe um certo número n de golpes por meio da queda de altura H , de um soquete de peso P , resultando, após compactação, em um certo volume V . Chama-se energia de compactação ou esforço de compactação ao trabalho executado, referindo à unidade de volume de solo após a compactação (DNIT, 2006).

Neste caso, a energia ou esforço de compactação, E_c é dada pela Equação (8)

$$E_c = \frac{n \cdot P \cdot H}{V} \quad (8)$$

Após a compactação, estando o solo num teor de umidade ($h\%$), resulta uma massa específica aparente úmida (γ_h), Equação (9), e uma massa aparente seca (γ_s), Equação (10).

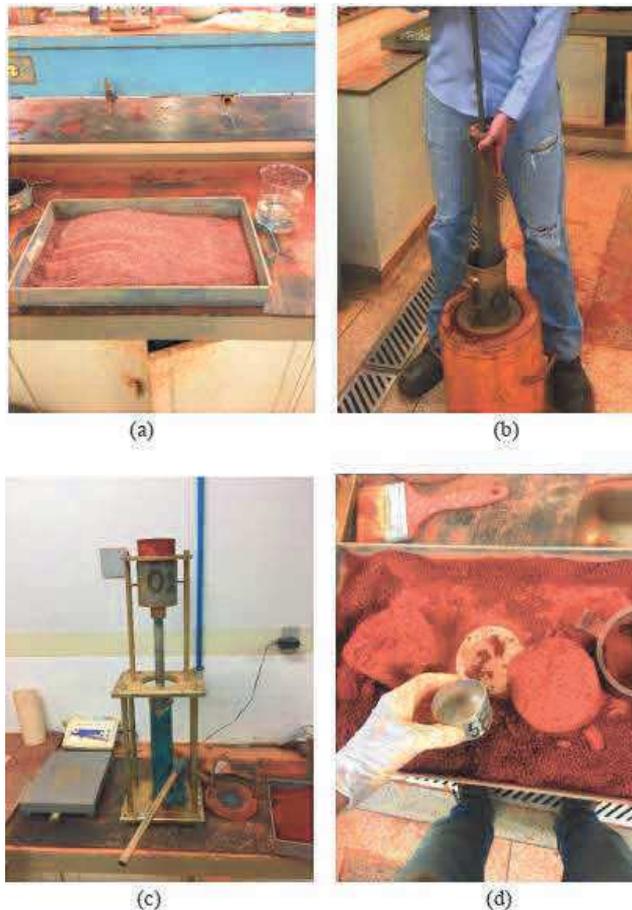
$$\gamma_h = \frac{P_h}{V} \quad (9)$$

$$\gamma_s = \frac{\gamma_h \cdot 100}{100 + h} \quad (10)$$

2.5.1 Ensaio de compactação

O ensaio para determinação da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima de um solo é o ensaio normal de Proctor (ou AASHTO Standard), que consiste em compactar uma amostra dentro de um recipiente cilíndrico, com aproximadamente 1000 cm³, em três camadas sucessivas, sob a ação de 25 golpes de um soquete, pesando 2,5 kg, caindo de 30 cm de altura, como pode ser visto na Figura 11. Repete-se o procedimento para diferentes teores de umidade, determinando-se, para cada um deles, a massa específica aparente seca. A norma que rege o ensaio é a NBR 7182 (ABNT, 2016). Atualmente, foram feitas alterações nas condições de ensaio, surgindo, assim, o ensaio modificado de Proctor. Nesta nova modalidade, embora a amostra seja compactada no mesmo molde, isto é feito, no entanto, em cinco camadas, sob a ação de 25 golpes de um peso de 4,5 kg, caindo de 45 cm de altura (DNIT, 2006).

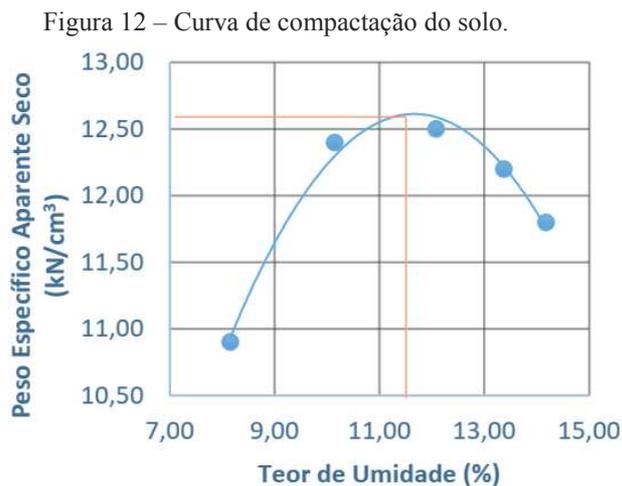
Figura 11 - Ensaio de compactação: a) preparação da amostra; b) compactação na energia normal; c) extração do corpo de prova; d) coleta de amostra para determinar umidade.



Fonte: Cabral (2018).

2.5.2 Curva de Compactação

Após a realização do ensaio, e a obtenção da massa específica seca e do teor de umidade para cada corpo de prova, traça-se a curva de compactação, tendo nas ordenadas as massas específicas do solo seco, e no eixo das abcissas os teores de umidade. Para o traçado, é conveniente a determinação de pelo menos cinco pontos, procurando-se fazer com que dois deles se encontrem no ramo seco, um próximo a umidade ótima e os outros dois no ramo úmido, como mostra a Figura 12. Nota-se nessa curva, que o peso específico seco aumenta com o teor de umidade até atingir um valor máximo, decrescendo com a umidade a partir de então. O teor de umidade para o qual se obtém o maior valor de massa específica aparente seca (γ_{smax}) é denominado de teor de umidade ótimo (h_{ot}) (MACHADO, *et al.*, 2016).

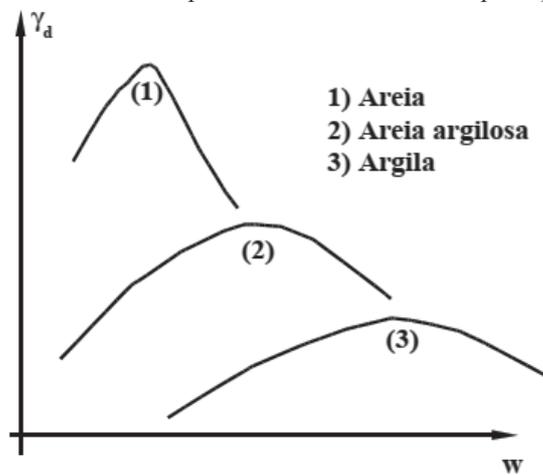


No ramo seco, a umidade é baixa, a água contida nos vazios do solo está sob o efeito capilar e exerce uma função aglutinadora entre as partículas, promovendo alta resistência, alta expansão e menor deformabilidade, devido ao melhor rearranjo com a redução do índice de vazios. À medida que se adiciona água ao solo ocorre a destruição dos benefícios da capilaridade, tornando-se mais fácil o rearranjo estrutural das partículas. No ramo úmido, a umidade é elevada e a água se encontra livre na estrutura do solo, absorvendo grande parte da energia de compactação, proporcionando baixa resistência e baixa expansão. Por isso, é habitual

realizar a compactação próxima do teor de umidade ótima, a depender, sobretudo, do comportamento desejado para o solo (DNIT, 2006).

À medida em que se aumenta a energia de compactação, há uma redução do teor de umidade ótimo e uma elevação do valor do peso específico seco máximo. Os solos grossos tendem a exibir uma curva de compactação com um maior valor de γ_{smax} e um menor valor de h_{ot} do que solos contendo grande quantidade de finos, como pode ser observado na Figura 13 (MACHADO, *et al.*, 2016).

Figura 13 - Influência do tipo de solo na curva de compactação.



Fonte: Machado *et al.* (2016).

3 METODOLOGIA

Para a realização desse trabalho, foram analisados três estudos de caso, dispostos nos itens a seguir, sendo que cada caso coletou amostras de solo em uma região distinta, aplicando teores diferentes de cimento, e realizou, posteriormente, ensaios de granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação, índice de suporte Califórnia e expansão. A partir de seus dados, foram feitas análises a respeito do comportamento da capacidade de suporte e expansão dos corpos de prova, através dos valores de CBR e expansão, comparando o solo convencional com o solo estabilizado com cimento. Também, foram observados os efeitos da plasticidade nos resultados. E, ademais, verificou-se a possibilidade de aplicar as misturas solo-cimento nas camadas de base e sub-base de pavimentação, conferindo se o solo natural se enquadra dentro dos parâmetros estipulados pelo DNIT 143-ES (2010), mostrados na Tabela 1, e se as misturas solo-cimento são compatíveis com as exigências mínimas do DNIT (2006).

3.1 ESTUDOS ABORDADOS

3.1.1 Caso 1 – Mistura de solo com 3% de cimento (Anápolis-GO)

Dias *et al* (2020) coletaram amostras de solo em uma jazida de cascalho localizada próxima a BR 153, na altura do km 421, na zona rural de Anápolis-GO. Cada amostra foi retirada de um local diferente, dentro dessa mesma jazida. Esses materiais foram submetidos aos ensaios de granulometria por peneiramento, atendendo a norma DNER-ME 080/94; ensaio de limite de liquidez, conforme a norma DNER-ME 082/94; e ao ensaio de plasticidade, seguindo a norma DNER-ME 122/94, devendo os solos empregados atender as especificações da Tabela 1, disposta pelo DNIT (2010), para que o solo seja passível de ser estabilizado com cimento. Os experimentos realizados por Dias *et al* (2020) são mostrados na Figura 7, na Figura 8 e no Anexo A.

Posteriormente, foram moldados seis corpos de prova, com moldes de número 019, 001 e 009, com solo convencional, e os corpos de prova de número 001, 013, 011, com a mistura

solo-cimento, de acordo com a norma DNIT 164-ME (2013). Para a mistura de solo cimento, foi utilizada a proporção de 87% solo, 10% areia, 3% cimento. Em seguida, todas as amostras foram submetidas aos ensaios de expansão e penetração, em conformidade com a norma DNER-ME 049/94 (DIAS, *et al.*, 2020).

3.1.2 Caso 2 - Mistura de solo com 9%, 10% e 11% de cimento (Uberlândia-MG)

As amostras de solo argiloso ensaiadas foram do tipo deformadas e coletadas no Campus Glória da Universidade Federal de Uberlândia, com auxílio de um trator com trado mecânico acoplado. No total foram coletados aproximadamente 160 kg de solo, e em laboratório a umidade média calculada foi de 31,25%. O solo coletado no presente estudo foi do mesmo ponto de coleta feito por Almeida (2017), que realizou ensaios de caracterização do solo, como o ensaio de granulometria, normatizado pela NBR 7181 (ABNT, 2016) limite de liquidez, seguindo a NBR 6459 (ABNT, 2016) e limite de plasticidade, de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 2016) os quais serão utilizados para esse estudo. Vale notar que, Almeida (2017) também caracterizou um solo arenoso da Fazenda Água Limpa, porém apenas os dados do solo do Campus Glória serão considerados nesse estudo (CABRAL, 2018).

O cimento utilizado nos ensaios de solo-cimento foi o CP IV, também chamado de Cimento Portland pozolânico. Este cimento possui baixo calor de hidratação e apresenta aumento de resistência à compressão em idades avançadas (CABRAL, 2018). Embora o manual do DNIT (2006) preveja que o teor de cimento no solo-cimento varie entre 6% a 10%, Cabral (2018) optou pelos teores de 9%, 11% e 13% com base no tipo de solo coletado para os ensaios. Por se tratar de uma argila laterítica, portanto um material fino, a superfície específica a ser revestida pelo cimento é maior, desta forma optou-se por teores mais elevados de cimento.

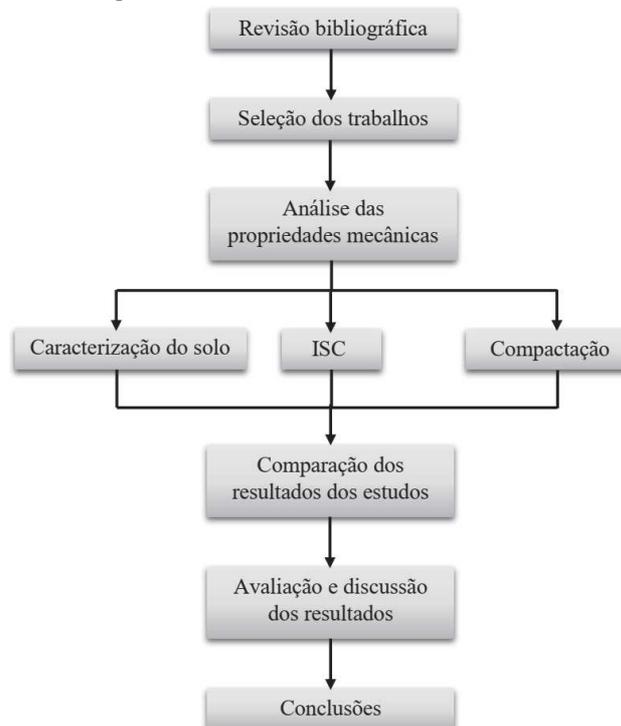
A fim de se obter a umidade ótima e a massa específica máxima para cada amostra de solo, natural e estabilizado quimicamente, Cabral (2018) realizou o ensaio de compactação conforme normatizado pela NBR 7182 (ABNT, 2016). Com isso, foram utilizadas as amostras de solo natural e solo-cimento na umidade ótima obtida dos ensaios preliminares de compactação para o ensaio de CBR, seguindo a NBR 9895 (ABNT, 2016). Os experimentos realizados por Cabral (2018) são mostradas na Figura 11, Figura 9, Figura 10, e no Anexo B.

3.1.3 Caso 3 - Mistura de solo com 3%, 5% e 7% de cimento (Boa Vista-RR)

Azevedo et al (2016) coletou as amostras de solo, no Campus Paricarana da Universidade Federal de Roraima (UFRR), localizado no município de Boa Vista, Roraima. Posteriormente, foram feitos os ensaios para caracterização do solo através da análise granulométrica, seguindo a NBR 7181 (ABNT, 2016), da determinação do limite de liquidez, de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2016) e da determinação do limite de plasticidade, conforme a NBR 7180 (ABNT, 2016). Em seguida, decidiu-se por estudar três porcentagens diferentes de cimento, sendo elas de 3%, 5% e 7%, caracterizando essas misturas de TSC3, TSC5 e TSC7, respectivamente. Por conseguinte, foram realizados os ensaios de compactação do solo, com auxílio da NBR 7182 (ABNT, 2016), e Índice de Suporte Califórnia (CBR), utilizando a NBR 9895 (ABNT, 2016).

3.2 ESQUEMATIZAÇÃO DA METODOLOGIA UTILIZADA

Figura 14 – Esquema dos métodos utilizados nesse trabalho.



Fonte: Autor (2021).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caso 1 – Mistura de solo com 3% de cimento (Anápolis-GO)

Em Dias *et al.* (2020), os resultados das análises granulométricas e limites de consistência realizados, constam nas Tabela 4 e Tabela 5, respectivamente para os corpos de prova de solo natural com numeração 019, 001, 009, e corpos de prova com mistura solo-cimento de numeração 001, 013, e 011. A partir disso, verifica-se que os valores obtidos pelo autor para o solo convencional seguiram as especificações de serviço da norma 143 do DNIT (2010) e atenderam as características físicas apresentadas na Tabela 1, já que obteve-se 100% de passagem dos grãos na peneira 2½”, mais de 50% de grãos passantes para a peneira de N° 4, mais de 15% de grãos passaram pela peneira de N° 40, e de 5% a 35% para a peneira de N° 200. Ademais, não foi ultrapassado o máximo de 40% para o limite de liquidez, nem mesmo o máximo de 18% para o índice de plasticidade, que inclusive apresenta baixa plasticidade pelo valor de 3,4%. Assim, os solos são adequados para aplicação em base de solo-cimento.

Tabela 4 - Granulometria, L.L e L.P do solo convencional de Anápolis-GO.

PENEIRAS	PERCENTAGEM
2½”	100%
N° 4	67,1%
N° 40	22,9%
N° 200	10%
Limite de liquidez	36,3%
Índice de plasticidade	3,4%

Fonte: Dias *et al.* (2020).

Tabela 5 - Granulometria, L.L e L.P do solo-cimento de Anápolis-GO.

PENEIRAS	PERCENTAGEM
2½"	100%
Nº 4	59,4%
Nº 40	23,2%
Nº 200	17,4%
Limite de liquidez	32,9%
Índice de plasticidade	14%

Fonte: Dias *et al.* (2020).

Os dados obtidos para o ensaio de expansão e penetração realizados por Dias *et al.* (2020), são apresentados nos anexos C e D. Dessa maneira, e para fins comparativos entre as bases, obteve-se os gráficos do ensaio de penetração e expansão, mostrados na Figura 15 e na Figura 16, além do resumo com os valores expressos para a densidade máxima, umidade ótima, CBR e expansão, como podem ser observados na Tabela 6. Em vista disso, percebe-se a densidade máxima da mistura sofreu um aumento de 0,036 g/cm³, e a umidade ótima da mesma subiu 3,9% em relação ao solo natural. Também, houve um aumento considerável da capacidade suporte, passando de 72,9% do solo convencional para 151% da mistura solo-cimento, e uma diminuição da expansão, de 0,14% do solo natural para 0,05% do solo misturado com cimento.

Além do mais, a mistura solo-cimento atendeu as especificações do DNIT (2006) para os materiais empregados em base, com C.B.R. $\geq 80\%$ e expansão $\leq 0,5\%$, mas para o limite de liquidez obteve um valor de 32,9%, ultrapassando o máximo permitido de 25%, e apresentou índice de plasticidade de 14%, extrapolando o máximo de 6%, não atendendo, portanto, essas exigências para o uso em camadas de base. Contudo, o material pode ser usado como sub-base, se enquadrando nas especificações do DNIT (2006) para C.B.R. $\geq 20\%$, e expansão $\leq 1\%$.

Figura 15 - Gráfico para o ensaio de I.S.C – Anápolis- GO.

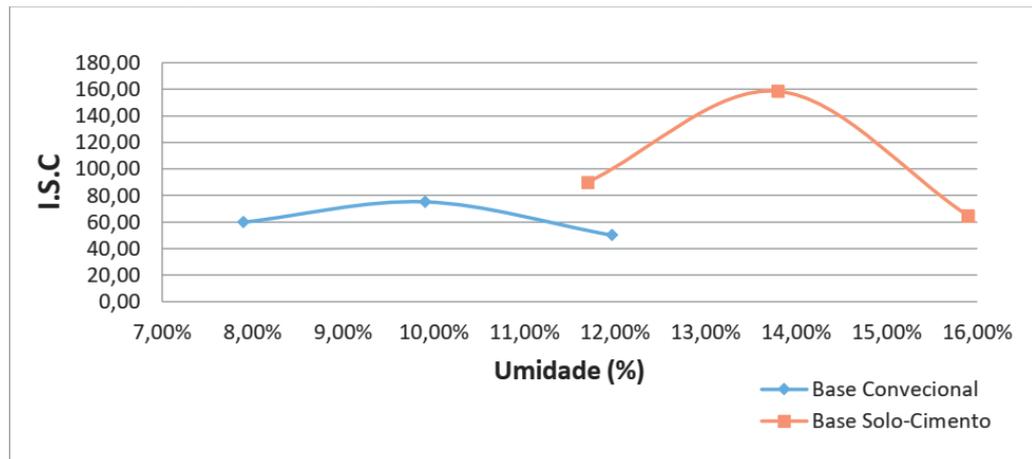
Fonte: Dias *et al.* (2020).

Figura 16 - Gráfico para o ensaio de expansão – Anápolis-GO.

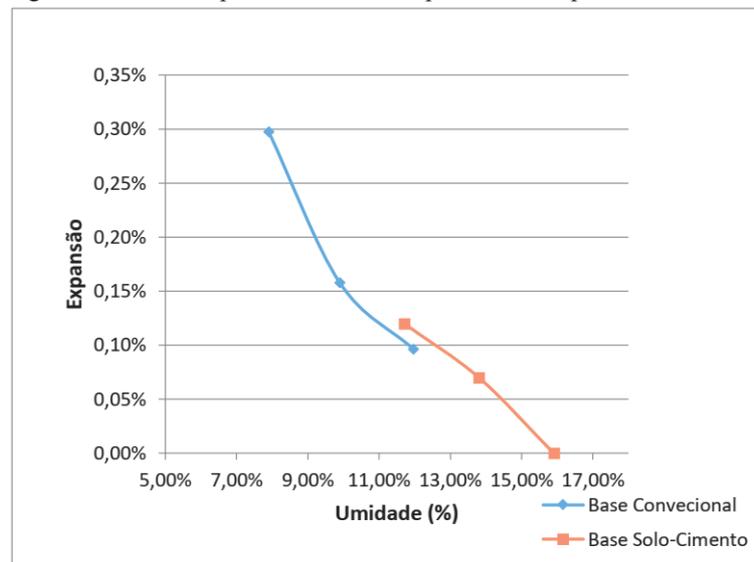
Fonte: Dias *et al.* (2020).

Tabela 6 - Resumo dos ensaios de compactação e I.S.C – Anápolis-GO.

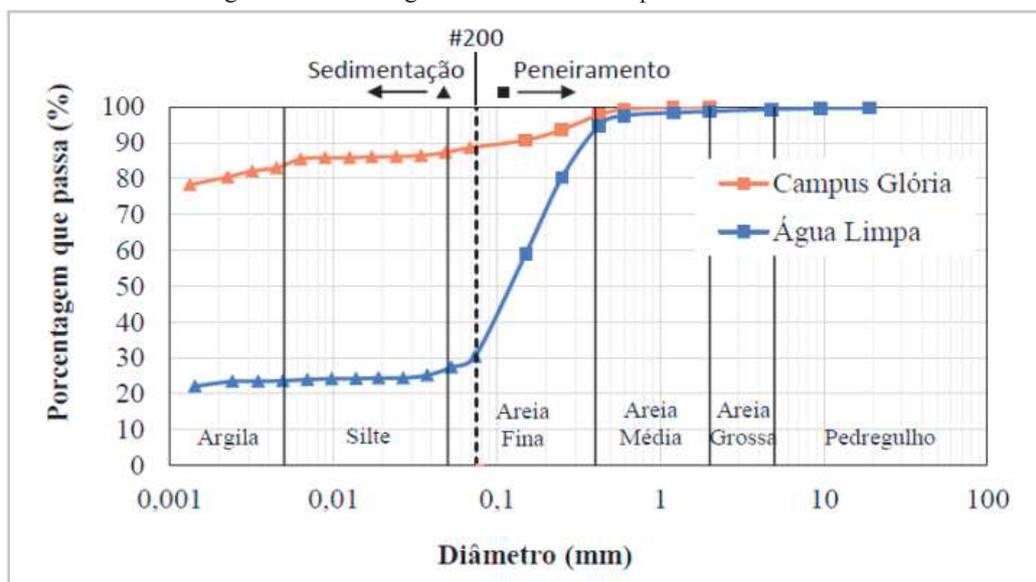
	BASE SOLO-CIMENTO	BASE CONVENCIONAL
Densidade máxima (g/cm ³)	2,093	2,057
Umidade ótima (%)	14,30	10,4
I.S.C (%)	151,0	72,9
Expansão (%)	0,05	0,14

Fonte: Dias *et al.* (2020).

4.2 Caso 2 - Mistura de solo com 9%, 10% e 11% de cimento (Uberlândia-MG)

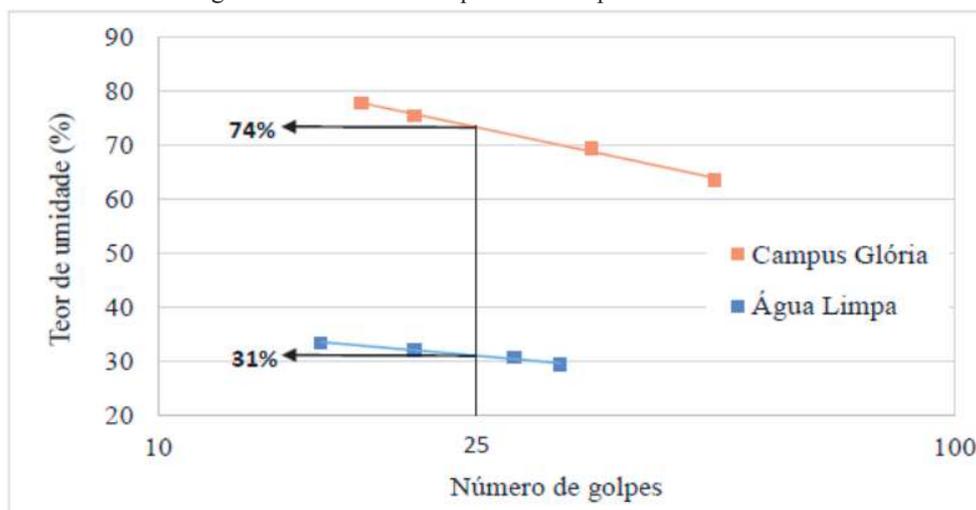
Para a análise granulométrica e limites de consistência, Cabral (2018) utilizou os resultados dos ensaios realizados por Almeida (2017), já que os solos coletados de ambos os estudos são os mesmos. Da curva granulométrica, verificada na Figura 17, tem-se que o solo em questão apresenta 83% de argila, 4% de silte, 9% de areia fina, e 4% de areia média, se tratando, portanto, de uma argila arenosa. O limite de liquidez determinado foi de 74%, demonstrado na Figura 18, e o limite de plasticidade foi igual a 42%, como mostra a Tabela 7. Com esses dados, o índice de plasticidade pode ser calculado com auxílio da Equação (4), obtendo um valor elevado de 32%, e se classificando como um solo muito plástico. De acordo com a Tabela 1 (DNIT, 2010), a argila arenosa do Campus Glória não se enquadra nas exigências para uso em base solo-cimento, já que tanto o limite de liquidez quanto o limite de plasticidade extrapolam o valor máximo de 40% e 18%, respectivamente. No entanto, ainda assim, as análises foram usadas para verificação.

Figura 17 – Curva granulométrica - Campus Glória.



Fonte: Almeida (2017).

Figura 18 – Limite de Liquidez - Campus Glória.



Fonte: Almeida (2017).

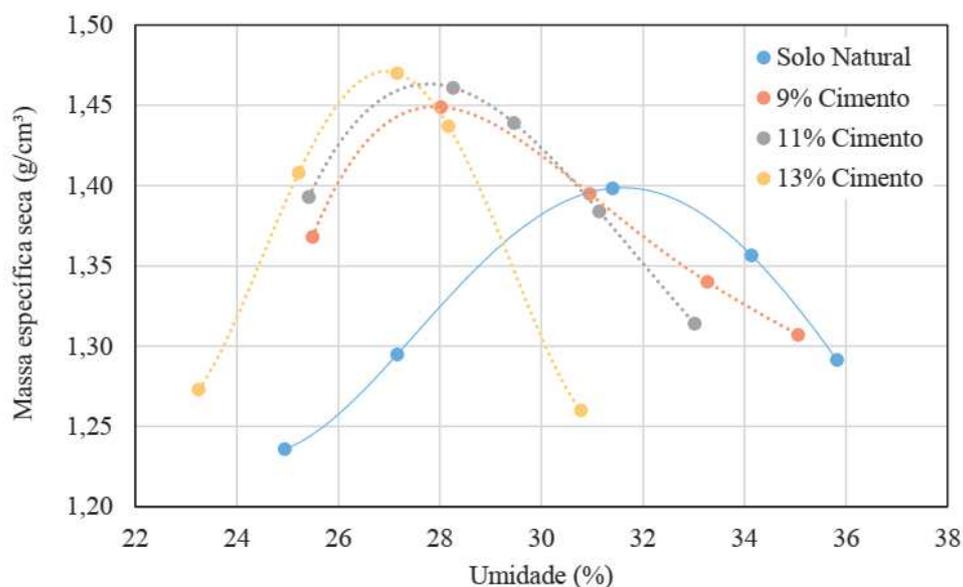
Tabela 7 – Limite de plasticidade - Campus Glória.

LIMITE DE PLASTICIDADE						
Cápsula	173	194	206	118	276	197
Amostra + Tara + Água(g)	15,48	15,44	15,61	16,91	16,3	16,52
Amostra + Tara (g)	15,2	15,18	15,37	16,64	16,05	16,22
Água(g)	0,28	0,26	0,24	0,27	0,25	0,3
Tara (g)	14,5	14,56	14,78	16	15,47	15,55
Amostra seca (g)	0,7	0,62	0,59	0,64	0,58	0,67
Umidade (%)	40,0	41,9	40,7	42,2	43,1	44,8
Umidade média (%)	41		41		44	
Limite de plasticidade (%)	42					

Fonte: Almeida (2017).

Na Figura 19 são apresentados os resultados obtidos por Cabral (2018) nos ensaios de compactação do solo natural na energia normal em comparação com o solo estabilizado com cimento. Pelas curvas, pode-se notar que todos os solos com teores de cimento adicionados tiveram elevação da massa específica aparente seca e redução da umidade ótima. Para o solo natural, tem-se $h_{ot} = 31,8\%$ e $\gamma_{S,máx} = 1,40 \text{ g/cm}^3$, para o teor de 9% de cimento obteve-se $h_{ot} = 31,0\%$ e $\gamma_{S,máx} = 1,39 \text{ g/cm}^3$, para a adição de 11% conseguiu-se $h_{ot} = 29,5\%$ e $\gamma_{S,máx} = 1,44 \text{ g/cm}^3$, e para a porcentagem de 13% foram alcançados os valores de $h_{ot} = 27,0\%$ e $\gamma_{S,máx} = 1,47 \text{ g/cm}^3$.

Figura 19 – Curvas de compactação – Campus Glória.



Fonte: Cabral (2018).

Os resultados para o ensaio de expansão realizado por Cabral (2018) são apresentados na Tabela 8. Observa-se que a expansão sofre uma redução à medida em que a porcentagem de cimento aumenta.

Tabela 8 – Valores de expansão – Campus Glória.

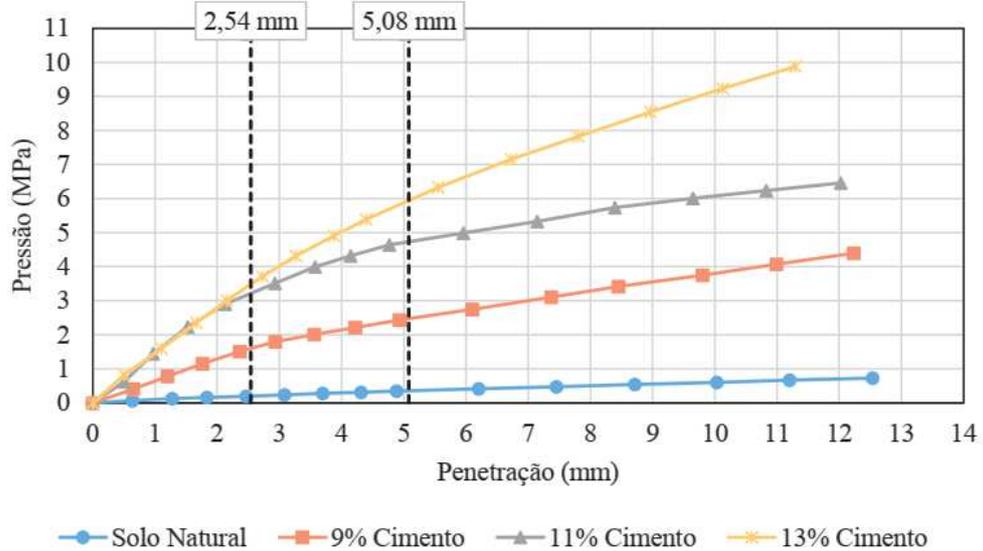
EXPANSÃO			
Solo natural	9% cimento	11% cimento	13% cimento
0,21	0,03	0,01	0

Fonte: Cabral modificado (2018).

As curvas de pressão *versus* penetração traçadas por Cabral (2018) são mostradas na Figura 20, e os respectivos valores de CBR se encontram na Tabela 9, sendo que o CBR da amostra foi tomado como o de maior valor. Assim, para o solo natural tem-se CBR=3,39%, para o teor de 9% de cimento tem-se CBR=23,87%, para a amostra com 11% de cimento obteve-se CBR=46,55%, e para a porcentagem de 13% de cimento foi definido CBR=57,39%. De acordo com esses valores, pode-se discernir que houve uma melhoria na resistência com a adição do cimento, proporcional ao teor do mesmo. Entretanto, os materiais de solo-cimento não estão em conformidade com as exigências apontadas pelo DNIT (2006) para serem utilizados em camadas de bases, já que não apresentam $CBR \geq 80\%$, apesar dos valores de expansão serem menores que 0,5%. Para as camadas de sub-base, as misturas de solo-cimento

se enquadrariam nos requisitos, já que apresentam $CBR \geq 20\%$ e $expansão \leq 1\%$, mas também não pode ser utilizado devido a sua alta plasticidade, como já foi analisado que o solo convencional não está de acordo com a Tabela 1.

Figura 20 – Curvas dos ensaios de CBR – Campus Glória.



Fonte: Cabral (2018).

Tabela 9 – Valores de CBR – Campus Glória.

AMOSTRA	CBR 2,54 mm	CBR 5,08 mm
Solo natural	2,87%	3,39%
9% cimento	23,17%	23,87%
11% cimento	46,55%	45,69%
13% cimento	50,51%	57,39%

Fonte: Cabral modificado (2018).

4.3 Caso 3 - Mistura de solo com 3%, 5% e 7% de cimento (Boa Vista-RR)

Os ensaios de caracterização do solo realizados por Azevedo *et al.* (2016) forneceram os dados expostos na Tabela 10. Nota-se que o limite de liquidez de 21% e o índice de plasticidade de 6% estão em concordância com a Tabela 1, se classificando também como um solo pouco

plástico pelo seu valor de IP. Além disso, de acordo com os valores de C_u igual a 20 e C_c igual a 2,81, pode-se afirmar que se tem, respectivamente, um solo não uniforme e bem graduado.

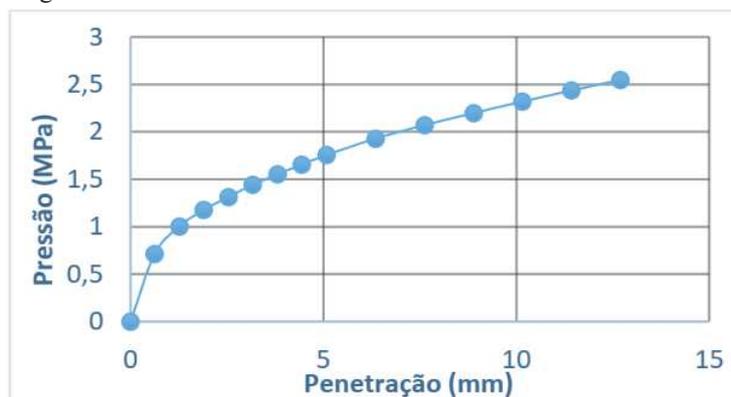
Tabela 10 – Resultado dos ensaios – UFRR.

PROPRIEDADE	SOLO DA UFRR
LL	21%
LP	15%
IP	6%
D_{60}	0,20
D_{10}	0,01
D_{30}	0,075
C_u	20
C_c	2,81

Fonte: Azevedo *et al.* (2016).

A curva de compactação à energia normal é representada pela Figura 12, sendo que se obteve para a umidade ótima um valor de 11,5% e peso específico aparente máximo de 12,60 kN/cm³. Vale ressaltar que foram moldados cinco corpos de prova na energia normal, de acordo com o ensaio de Proctor. E com isso, Azevedo *et al.* (2016) gerou a curva de penetração para o solo com a umidade ótima, mostrada na Figura 21, e calculou um valor de 19,02% para o CBR.

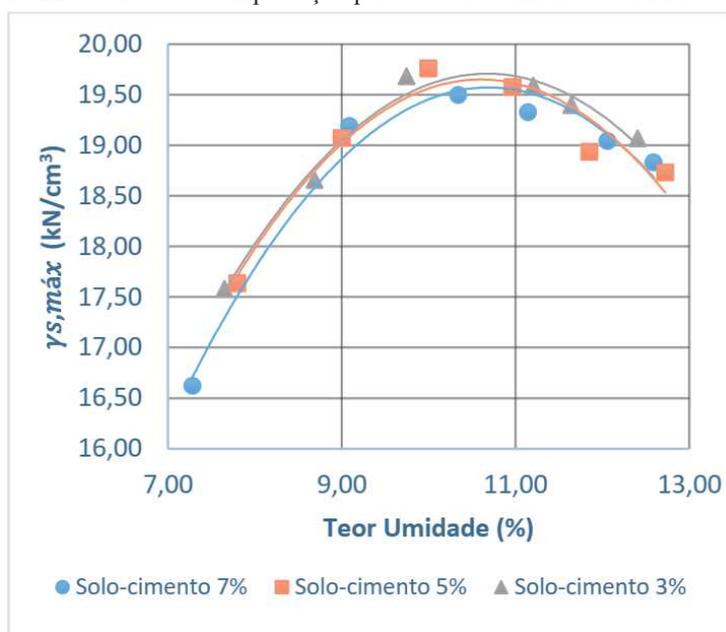
Figura 21 – Curva de CBR do solo convencional – UFRR.



Fonte: Azevedo *et al.* (2016).

Para as misturas solo-cimento nos teores de 3%, 5% e 7%, os resultados de suas curvas de compactação, traçadas por Azevedo *et al.* (2016), estão dispostos na Figura 22, sendo que também foi utilizado a energia normal para os ensaios. Assim, a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo para os teores de 3% foram de $w_{ot} = 10,6\%$ e $\gamma_{s,m\acute{a}x} = 19,7$ kN/cm³, para o teor intermediário de 5% obteve-se $w_{ot} = 10,6\%$ e $\gamma_{s,m\acute{a}x} = 19,65$ kN/cm³, e para o teor de 7% conseguiu-se $w_{ot} = 10,6\%$ e $\gamma_{s,m\acute{a}x} = 19,6$ kN/cm³. Percebe-se que os dados de umidade ótima permaneceram iguais para os três teores, enquanto que para o peso específico aparente seco houve uma variação em torno de 0,1 kN/cm³. Logo, há uma dispersão de dados, podendo considerar que existe apenas uma curva de compactação para esses teores.

Figura 22 – Curvas de compactação para os solos-cimento – UFRR.

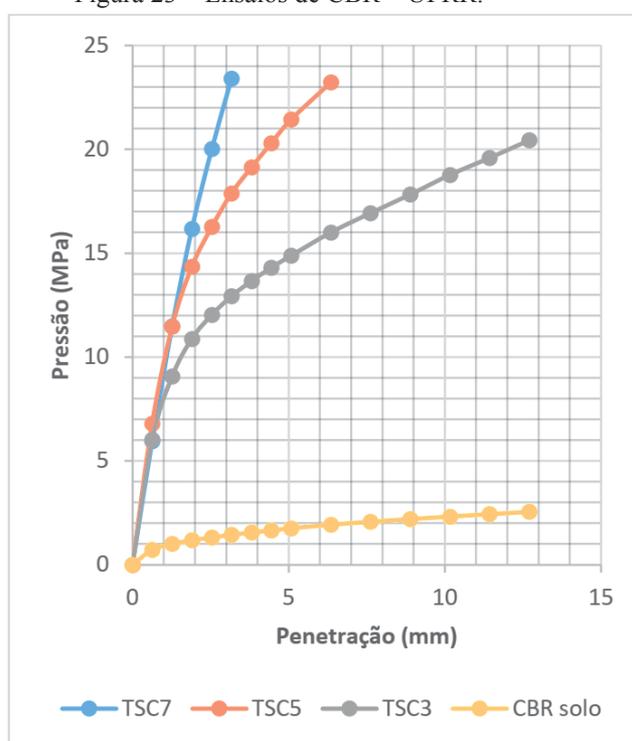


Fonte: Azevedo *et al.* (2016).

Para o ensaio de expansão, Azevedo *et al.* (2016) constataram que não houve expansão de nenhum molde durante o tempo submerso. No que se refere ao CBR, obteve-se o gráfico penetração *versus* pressão, representado pelas curvas de cada teor da mistura solo-cimento de 3%, 5% e 7%, como consta na Figura 23, assim como também foi traçada a curva do solo natural para fins de comparação. Para o teor de 7% determinou-se um valor de CBR = 290,22% com base na pressão obtida para as quatro primeiras leituras (penetração até 2,54 mm). Para o teor de 5%, foi obtido o valor do índice com base na pressão exercida até a penetração imediatamente anterior (5,08 mm) sendo o CBR = 235,78 %. E, para o para o molde com teor

de 3%, o ensaio foi finalizado de acordo com a pressão determinada nas penetrações padrões do ensaio (2,54 mm e 5,08 mm) obtendo os respectivos valores de $CBR_{2,54} = 174,35\%$ e $CBR_{5,08} = 143,80\%$, sendo adotado o maior índice de 174,35%. Desse modo, e analisando apenas em relação aos valores de CBR e expansão, os materiais para todos os teores de cimento estão em conformidade com as exigências do DNIT (2006), tanto para sua utilização em camadas de base ($CBR \geq 80\%$ e $expansão \leq 0,5\%$) quanto para camadas de sub-base ($CBR \geq 20\%$ e $expansão \leq 1\%$).

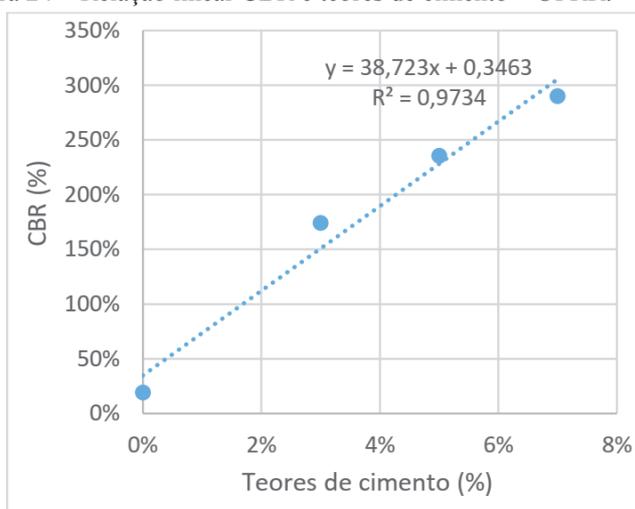
Figura 23 – Ensaio de CBR – UFRR.



Fonte: Azevedo *et al.* (2016).

A partir das curvas de CBR, nota-se que houve uma melhora significativa da resistência da mistura solo-cimento em comparação ao solo convencional, além do que, o valor do CBR cresceu proporcionalmente com o teor de cimento. Logo, Azevedo *et al.* (2016) elaborou uma relação entre o ganho de resistência e o teor de cimento, representada pela Figura 24.

Figura 24 – Relação linear CBR e teores de cimento – UFRR.



Fonte: Azevedo *et al.* (2016).

4.4 Análise comparativa dos resultados encontrados

A estabilização química com cimento apresentou, em todos os casos analisados, uma elevação na resistência mecânica dos materiais proporcional ao teor de cimento acrescentado, e uma redução da expansão dos mesmos. Para os solos muito plásticos, por serem mais finos e revestirem uma área superficial maior, foi preciso adicionar teores mais altos de cimento no solo afim de obter um aumento considerável no valor de CBR, como foi observado no caso 2. A Tabela 11 e a Tabela 12 mostram os resultados.

Para aplicação em camadas de base e sub-base, a mistura solo-cimento do caso 1 pode ser utilizada apenas em sub-base. O solo estabilizado do caso 2 não pode ser usado em base e nem em base. E, para a mistura do caso 3, analisando apenas o CBR e a expansão, já que não foram feitos os ensaios para limite de liquidez e plasticidade das misturas solo-cimento, todos os solos podem ser usados para base e sub-base, como mostra a Tabela 13.

Tabela 11 – Resumo da classificação dos solo naturais quanto a plasticidade.

SOLO NATURAL			
	CASO 1	CASO 2	CASO 3
Índice de plasticidade	3,4%	32%	6%
Classificação	Pouco plástico	Muito plástico	Pouco plástico

Fonte: Autor (2021).

Tabela 12 – Resumo dos ensaios de expansão e CBR de ambos os casos.

ENSAIO	SOLO CASO 1		SOLO CASO 2				SOLO CASO 3			
	Natural	3% cimento	Natural	9% cimento	11% cimento	13% cimento	Natural	3% cimento	5% cimento	7% cimento
CBR	72,9%	151,0%	3,39%	23,87%	46,55%	57,39%	19,02%	174,35%	235,78%	290,22%
Expansão	0,14%	0,05%	0,21%	0,03%	0,01%	0%	0%	0%	0%	0%

Fonte: Autor (2021).

Tabela 13 – Resumo da aplicação dos solo-cimento em base e sub-base.

SOLO	CASO 1		CASO 2				CASO 3		
	3% cimento	9% cimento	11% cimento	13% cimento	3% cimento	5% cimento	7% cimento		
Base	x	x	x	x	✓	✓	✓		
Sub-base	✓	x	x	x	✓	✓	✓		

Legenda:

✓ Pode ser aplicado

x Não pode ser aplicado

Fonte: Autor (2021).

5 CONCLUSÃO

De acordo com os resultados apresentados nesse trabalho, foi abordada a evolução da capacidade de suporte e a redução da expansão com a estabilização solo-cimento quando comparado ao solo natural, e isso ocorreu em todos os casos dos estudos avaliados, independente das características do solo e dos diferentes teores de cimento adicionados. Ademais, verificou-se a utilização da mistura solo-cimento nas bases e sub-bases de pavimentos, viabilizando o uso de solos convencionais que não atendem a resistência mínima exigida nas camadas de pavimentação, como no estudo de caso 3, em que o solo pouco plástico se tornou passível de ser aplicado nessas duas camadas.

A técnica de estabilização com cimento pode ser uma alternativa que possibilita o melhoramento e o uso de solos com baixa ou média plasticidade, e que não apresentam bom comportamento naturalmente, sendo observado que acrescentando uma porcentagem de cimento, o solo passa a se enquadrar para aplicação nas camadas de base e sub-base. Contudo, os solos com alta plasticidade, por apresentarem grande superfície de contato entre as partículas, exigem porcentagens de cimento mais elevadas para obterem resistências consideráveis, e mesmo após a estabilização, e apesar das melhorias na resistência e expansão, de forma geral, não podem ser utilizados em camadas nobres de pavimentação, visto que não atendem as especificações mínimas de serviço dispostas pelo DNIT (2006). Tal fato pode ser observado no estudo de caso 2, quando os solos com teores de cimento 9%, 11% e 13% obtiveram um aumento de, respectivamente, 20,48%, 43,16%, e 54,00% nos valores de CBR em relação ao solo natural, mas não alcançaram o suficiente para serem usados em camadas de base.

As análises feitas nos referidos estudos de caso, levaram a percepção de que o uso de cimento para estabilização de solos é uma prática que gera bons resultados, e uma das grandes vantagens é o aproveitamento do solo local, diminuindo a necessidade de empréstimo de solos extraídos de outros lugares, e o descarte impróprio do material. O uso do solo-cimento em proporções adequadas poderá atender os requisitos necessários para a resistência das vias de pavimentação, e aumentar sua durabilidade. No entanto, a melhor solução vai depender das necessidades da obra, da disposição dos materiais em torno da mesma ou, até mesmo, da quantidade necessária para o valor de CBR e a diminuição da expansão, aliada a um solo em que suas propriedades não influencie negativamente no seu uso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALENCAR, S. I.; FERREIRA, A. E; SEVALHO, S. E. Uso de enzimas para estabilização de solos. **Revista InterScientia**, v. 7, n.1, p. 102-114, julho 2019.

ALMEIDA, M. F. **Energias para compactação de solos destinados a estruturas de pavimentos asfálticos**. 2017. 101p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459 - Solo-Determinação de Limite de Liquidez - Método de ensaio**. ABNT. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180 - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade - Método de ensaio**. ABNT. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181 - Solo - Análise Granulométrica – Método de ensaio**. ABNT. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182 - Solo - Ensaio de compactação – Método de ensaio**. ABNT. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895 - Solo - Índice de suporte Califórnia - Método de ensaio**. ABNT. Rio de Janeiro. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9941 - Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório - Procedimento**. ABNT. Rio de Janeiro. 2016.

AZEVEDO, G. M. de; CHRUSCIAK, M. R.; MATOS, A. B. de. Análise da mistura de solo mole do Campus Paricarana da UFRR com cimento para melhoria de seus parâmetros. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, XVIII, 2016, Belo Horizonte. **Anais eletrônicos...** Belo Horizonte, ABMS, 2016. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/316147708_Analise_Da_Mistura_De_Solo_Mole_Do_Campus_Paricarana_Da_Ufr Com_Cimento_Para_Melhoria_De_Seus_Parametros>. Acesso em: Outubro 2021.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de textos. 2007.

BERNUCCI, L. B; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. 1 ed. Rio de Janeiro, 2008.

CABRAL, F. M. **Estabilização de solo com adição de cal e cimento para fins de pavimentação na região de Uberlândia**. 2018. 45p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTE. **Como serão os pavimentos no futuro?** 2019. Disponível em: <<https://www.cnt.org.br/analises-transporte>>. Acesso em: 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM-ME 049. **Determinação do Índice Suporte Califórnia – Método de Ensaio**. DNER. Rio de Janeiro. 1994

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS-ME 080. **Solos-Análise granulométrica por peneiramento – Método de Ensaio**. DNER. Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS-ME 082. **Solos-Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio**. DNER. Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS-ME 122. **Solos-Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio**. DNER. Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. DNIT. Rio de Janeiro. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-ES 143. **Pavimentação - Base de solo-cimento – Especificações de Serviço**. Rio de Janeiro. 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES-ME 164. **Solo - Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio**. Rio de Janeiro. 2013.

DIAS, W. G. G.; SILVA, C. D.; ADORNO, A. L. C.; VASCONCELLOS, J. S. Base de solo-cimento para pavimentos flexíveis. **Brazilian Journal of Development**, Curitiba, v. 6, n. 6, p. 37992-38006, Junho 2020.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. de F. C. **Mecânica dos Solos I**. Salvador: Universidade Federal da Bahia. 2016.

MARQUES, G. L. de O. **Notas de aula da disciplina Pavimentação TRN 075**. Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora. 2018.

MONTE, M. A. V. do. **Aplicação de solo-cimento em pavimentos flexíveis**. 2012. 81p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade do Porto, Porto, 2012.

SARTORI, G. **Estudo de Estabilização de Solos para Fins de Pavimentação na Região de Campo Mourão**. 2015. 54p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campo Mourão, 2015.

ANEXO A – ENSAIOS SOLO ANÁPOLIS-GO

Ensaio de granulometria.



Amostras imersas para ensaio de expansão.



Ensaio de capacidade de suporte (I.S.C).



ANEXO B – COLETA DE SOLO NO CAMPUS GLÓRIA

Ponto de coleta de solo no Campus Glórias.



Extração e coleta da amostra de solo.



ANEXO C – ENSAIOS CBR E EXPANSÃO SOLO NATURAL ANÁPOLIS-GO

ENCS-PRO												ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA E EXPANSÃO				OBRA: DNIT	
CAMADA/ESTUDO: BASE				MATERIAL: CASCALHO LATERITA				ESTACA/FURO: 713-722		PROFUNDIDADE:		REGISTRO Nº:					
ENSAIO DE EXPANSÃO																	
CILINDRO			CILINDRO 019			CILINDRO 001			CILINDRO 009			CILINDRO					
DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA			
		-	02/08/14		1,00	02/08/14		1,00	02/08/14		1,00			-			
		-	06/08/14		1,34	06/08/14		1,18	06/08/14		1,11			-			
DIFERENÇA			DIFERENÇA 0,34			DIFERENÇA 0,18			DIFERENÇA 0,11			DIFERENÇA					
EXPANSÃO			% EXPANSÃO 0,30 %			EXPANSÃO 0,16 %			EXPANSÃO 0,10 %			EXPANSÃO %					
Const. Anel: 0,1137			PENETRAÇÃO														
CILINDRO	PENETRAÇÃO (mm)		0,63	1,27	1,90	2,54	3,81	5,08	6,35	7,62	8,89	10,16	12,7				
Nº	TEMPO (min)		0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	10,0				
	LEITURA																
	PRESSÃO (kg/cm²)																
	CORREÇÃO																
	I.S.C.																
019	LEITURA		115	220	322	370	485	505	580	605							
	PRESSÃO (kg/cm²)		13,1	25,0	36,6	42,1	55,1	57,4	63,7	68,8							
	CORREÇÃO																
	I.S.C.					59,8		54,5									
001	LEITURA		145	260	380	465	555	685	775	820							
	PRESSÃO (kg/cm²)		16,5	29,6	43,2	52,9	63,1	77,9	88,1	93,2							
	CORREÇÃO																
	I.S.C.					75,2		73,9									
009	LEITURA		70	125	225	310	390	465	515	580							
	PRESSÃO (kg/cm²)		8,0	14,2	25,6	35,2	44,3	52,9	58,6	65,9							
	CORREÇÃO																
	I.S.C.					50,1		50,2									
	LEITURA		-	-	-	-	-	-	-	-							
	PRESSÃO (kg/cm²)																
	CORREÇÃO																
	I.S.C.																
<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>EXPANSÃO</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA</p> </div> </div>																	
DENS. MÁX.: 2,057			UMID. HOT.: 10,4			ISC: 72,9			EXPANSÃO: 0,14								
OBSERVAÇÃO:																	

ANEXO D – ENSAIOS CBR E EXPANSÃO SOLO-CIMENTO ANÁPOLIS-GO

ENGENHARIA												OBRA: DNIT		
CAMADA/ESTUDO: BASE				MATERIAL: CASCALHO LATERITA				ESTACA/FURO: 147-161		PROFUNDIDADE:		REGISTRO Nº:		
ENSAIO DE EXPANSÃO														
CILINDRO			CILINDRO 001			CILINDRO 013			CILINDRO 011			CILINDRO		
DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA	DATA	HORA	LEITURA
		-	16/08/14		1,00	16/08/14		1,00	16/08/14		1,00			-
		-	20/08/14		1,14	20/08/14		1,08	20/08/14		1,00			-
DIFERENÇA			DIFERENÇA 0,14			DIFERENÇA 0,08			DIFERENÇA 0,00			DIFERENÇA		
EXPANSÃO			EXPANSÃO 0,12 %			EXPANSÃO 0,07 %			EXPANSÃO 0,00 %			EXPANSÃO %		
Const. Anel: 0,1137			PENETRAÇÃO											
CILINDRO Nº	PENETRAÇÃO (mm)	0,63	1,27	1,90	2,54	3,81	5,08	6,35	7,62	8,89	10,16	12,7		
	TEMPO (min)	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	10,0		
	LEITURA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	PRESSÃO (kg/cm ²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	CORREÇÃO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	I.S.C.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
001	LEITURA	80	165	280	400	6520	835	1040	1180					
	PRESSÃO (kg/cm ²)	9,1	18,8	31,8	45,5	741,3	94,9	118,2	134,2					
	CORREÇÃO				64,7									
	I.S.C.						90,1							
013	LEITURA	330	590	780	980	1190	1310	1460						
	PRESSÃO (kg/cm ²)	37,5	67,1	88,7	111,4	135,3	148,9	166,0						
	CORREÇÃO													
	I.S.C.				158,5		141,3							
011	LEITURA	55	145	270	380	485	600	690						
	PRESSÃO (kg/cm ²)	6,3	16,5	30,7	43,2	55,1	68,2	78,5						
	CORREÇÃO													
	I.S.C.				61,5		64,7							
	LEITURA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	PRESSÃO (kg/cm ²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	CORREÇÃO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
	I.S.C.	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		

EXPANSÃO

ÍNDICE SUPORE CALIFÓRNIA

DENS. MAX.:	2,093	UMID. HOT.:	14,3	ISC:	151,0	EXPANSÃO:	0,05
-------------	-------	-------------	------	------	-------	-----------	------

OBSERVAÇÃO: PISTA ESOLERA, 10% DE AREIA E 3% CIMENTO