

UNIVERSIDADE DO ESTADO DE SANTA CATARINA – UDESC
CENTRO DE CIÊNCIAS AGROVETERINÁRIAS – CAV
MESTRADO EM ENGENHARIA FLORESTAL

DAIANE ALVES DE VARGAS

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO TRATADO COM
ESTABILIZANTES QUÍMICOS PARA PAVIMENTO DE ESTRADA FLORESTAL**

LAGES

2021

DAIANE ALVES DE VARGAS

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO TRATADO COM
ESTABILIZANTES QUÍMICOS PARA PAVIMENTO DE ESTRADA FLORESTAL**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia Florestal, da Universidade do Estado de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Florestal.

Orientador: Prof. Dr. Jean Alberto Sampietro

LAGES

2021

Ficha catalográfica elaborada pelo programa de geração automática da
Biblioteca Setorial do CAV/UEDESC,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Vargas, Daiane Alves de
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
TRATADO COM ESTABILIZANTES QUÍMICOS PARA
PAVIMENTO DE ESTRADA FLORESTAL / Daiane Alves de
Vargas. -- 2021.
90 p.

Orientador: Jean Alberto Sampietro
Coorientador: RODRIGO FIGUEIREDO TEREZO
Dissertação (mestrado) -- Universidade do Estado de Santa
Catarina, Centro de Ciências Agroveterinárias, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Florestal, Lages, 2021.

1. Comportamento mecânico do solo. 2. Estabilizante químico.
3. Deformação permanente. I. Sampietro, Jean Alberto . II.
TEREZO, RODRIGO FIGUEIREDO . III. Universidade do Estado
de Santa Catarina, Centro de Ciências Agroveterinárias, Programa
de Pós-Graduação em Engenharia Florestal. IV. Título.

DAIANE ALVES DE VARGAS

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO TRATADO COM
ESTABILIZANTES QUÍMICOS PARA PAVIMENTO DE ESTRADA FLORESTAL**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-graduação em Engenharia Florestal, da Universidade do Estado de Santa Catarina, como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Florestal

BANCA EXAMINADORA

Dr. Jean Alberto Sampietro
Universidade do Estado de Santa Catarina

Membros:

Dr. Carlos Cardoso Machado
Universidade Federal de Viçosa

Dr. Elton da Silva Leite
Universidade Federal do Recôncavo da Bahia

Lages, 27 de agosto de 2021.

AGRADECIMENTOS

A Deus por me conceder saúde e persistência para seguir em frente.

À minha família pelo apoio e incentivo em todos os momentos desta caminhada. Por todo o esforço investido na minha educação e serem base para minha vida. Por entenderem os momentos de ausência e dar forças para realização deste projeto.

À minha amada esposa Franciny L. Souza pela paciência, apoio, incentivo ao meu crescimento pessoal e profissional, e por estar presente em todos os momentos dessa jornada.

Aos colegas de Laboratório de Operações e Estradas Florestais (LOPEF) em especial ao Leo e Carla, por abraçarem o projeto e ajudar na realização do mesmo.

Ao Prof. Dr. Jean Alberto Sampietro, pela orientação e dedicação do seu tempo para contribuição e realização deste trabalho. E por compartilhar seu vasto conhecimento científico na área.

Ao Programa de Pós- Graduação em Engenharia Florestal da Universidade do Estado de Santa Catarina, pela oportunidade de crescimento profissional concedida ao cursar o Mestrado.

À Klabin S.A pela parceria e financiamento deste projeto.

Aos membros da banca examinadora por aceitarem fazer parte deste trabalho e contribuir com sugestões de melhoria.

A todos que contribuíram de alguma forma para meu crescimento profissional e realização deste projeto.

RESUMO

O objetivo deste estudo foi avaliar o comportamento mecânico de um solo fino típico da região serrana de Santa Catarina, tratado com estabilizantes químicos tradicionais e comerciais. Foram testados aditivos em diferentes concentrações, princípios ativos e origem comercial, denominados de: produto “A” (óleos e resinas com sulfato de alumínio), “B” (açúcares e enzimas), “C” (açúcares e enzimas), “D” (sais e polímeros orgânicos), “E” (cal calcítica) e “F” (zeólito sintético com cimento CP III), além dos aditivos tradicionais cal (dolomítica) e cimento (CP II). O estudo foi dividido em três etapas: (1) testes dos aditivos em laboratório; (2) seleção e testes em laboratório de novas concentrações dos melhores estabilizantes; (3) aplicação e teste dos melhores estabilizantes em trecho experimental. Na etapa 1 e 2, foram realizadas as análises de granulometria, limites de consistência e atividade argila, classificação *Transportation Research Board* (TRB) e *Unified Soil Classification* (USCS) (somente do solo puro), *Proctor* (energia normal e intermediária) e CBR (*CALIFORNIA BEARING RATIO*). Na etapa 2, a seleção dos melhores aditivos foi baseada em critérios técnicos quanto à operacionalização para avaliação em trechos experimentais. Na etapa 3, foram construídas 10 parcelas para os seguintes aditivos: Cimento₂, Cimento₄, Cal₄, Cal₈, E₂, E₃, C₁₀, C₅, B e testemunha. Foi avaliado a resistência mecânica *in situ* através do ensaio Penetrômetro dinâmico de cone (DCP) após a construção do trecho. Área movimentada (AM) e Afundamento em trilha de roda (ATR) após ensaio de tráfego com veículos de transporte em condições de alta umidade do solo. O solo do estudo é classificado como fino, com plasticidade baixa e argila inativa. Pelo sistema TRB foi classificado como A5, siltoso, regular a mau para aplicação em subleito e, na USCS, como OL-ML. Na energia normal e intermediária de compactação, a umidade ótima (U_{oc}) foi de 19,8 e 22,0%, respectivamente, enquanto a densidade específica aparente seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de 1,42 e 1,45 g/cm³. O ensaio CBR demonstrou valor de 11%, e Expansão_{CBR} de 2,2 %. Os parâmetros de compactação se mostraram superiores com o produto F em ambas as energias. Na intermediária, os produtos B, E₂, Cal₄ e Cimento₄ demonstraram aumento na $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e redução da U_{oc}. Em geral, os estabilizantes comerciais em pó demonstraram maior efetividade na estabilização química desse solo em relação aos comerciais líquidos, anulando a plasticidade e obtendo maiores valores de resistência mecânica, tanto em laboratório como em campo. Em relação as variáveis de deformação do pavimento área movimentada (AM) e afundamento em trilha de rodas (ATR), o estabilizante comercial em pó (E₂ e E₃) e Cimento₄ obtiveram valores estatisticamente iguais, sendo estes os melhores tratamentos. Baseado nos resultados obtidos tanto nas análises

laboratoriais quanto nos testes realizados *in situ*, conclui-se que mesmo após a estabilização química este solo não atendeu aos critérios preconizados pelo DNIT ($LL < 25\%$; $IP < 6\%$ e $CBR > 60\%$), para utilização como camada de base de pavimento rodoviário flexível para tráfego leve de veículos.

Palavas-chave: Comportamento mecânico do solo. Estabilizante químico. Deformação permanente.

ABSTRACT

The aim of this study was to evaluate the mechanical behavior of a thin soil typical of the mountainous region of Santa Catarina, treated with traditional and commercial chemical stabilizers. Additives were tested at different concentrations, active principles and commercial origin, called: product "A" (oils and resins with aluminum sulfate), "B" (sugars and enzymes), "C" (sugars and enzymes), "D" (salts and organic polymers), "E" (calcitic lime) and "F" (synthetic zeolite with CP III cement), in addition to the traditional additives lime (dolomitic) and cement (CP II). The study was divided into three stages: (1) laboratory testing of additives; (2) selection and laboratory testing of new concentrations of the best stabilizers; (3) application and testing of the best stabilizers in an experimental section. In step 1 and 2, the analysis of particle size, consistency limits and clay activity, Transportation Research Board (TRB) and Unified Soil Classification (USCS) (pure soil only), Proctor (normal and intermediate energy) and CBR (CALIFORNIA BEARING RATIO). In step 2, the selection of the best additives was based on technical criteria regarding the operationalization for evaluation in experimental stretches. In step 3, 10 plots were built for the following additives: Cement₂, Cement₄, Cal₄, Cal₈, E₂, E₃, C₁₀, C₅, B and control. The in situ mechanical strength was evaluated using the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) test after the construction of the stretch. Busy area (AM) and sinking on a wheel track (ATR) after traffic testing with transport vehicles in conditions of high soil moisture. The study soil is classified as thin, with low plasticity and inactive clay. According to the TRB system, it was classified as A5, silty, regular to poor for application in subgrade and, in the USCS, as OL-ML. At normal and intermediate compaction energy, the optimum moisture content (U_{oc}) was 19.8 and 22.0%, respectively, while the maximum dry bulk density (γ_{dmax}) was 1.42 and 1.45 g/cm³. The CBR assay showed a value of 11%, and CBR Expansion of 2.2%. The compaction parameters were superior with the product F at both energies. In the intermediate, products B, E₂, Cal₄ and Cement₄ showed an increase in γ_{dmax} and a reduction in U_{oc}. In general, the commercial powder stabilizers showed greater effectiveness in chemical stabilization of this soil in relation to the liquid commercial ones, nullifying the plasticity and obtaining higher values of mechanical resistance, both in the laboratory and in the field. In relation to the variables of pavement deformation, moved area (AM) and sinking in a wheeled trail (ATR), the commercial stabilizer in powder (E₂ and E₃) and Cement₄ obtained statistically equal values, being these the best treatments. Based on the results obtained both in laboratory analyzes and in in situ tests, it is concluded that even after

chemical stabilization this soil did not meet the criteria recommended by DNIT ($LL < 25\%$; $IP < 6\%$ and $CBR > 60\%$), for use as a flexible road pavement base layer for light vehicle traffic.

Keywords: Mechanical behavior of the soil. Chemical stabilizer. Permanent deformation.

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Porcentagem de estradas não pavimentadas relativamente ao total de estradas (km) em vários países (Continua).	21
Quadro 2. Classificação do solo segundo Transportation Research Board (TRB).	24
Quadro 3. Sistema unificado de classificação de solos.	26
Quadro 4. Composição cimento Portland.....	28
Quadro 5. Composição cimento Portland.....	37

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1. Gráfico de plasticidade de Casagrande.	28
Figura 2. Curva de compactação obtida via ensaio normal de <i>Proctor</i> , com amostras de um mesmo solo preparadas em cinco teores crescentes de umidade.....	30
Figura 3. Curvas de compactação para diferentes energias.	31
Figura 4. Curvas de densidade específica- umidade e CBR-umidade.....	32
Figura 5. Esquema de desenvolvimento da pesquisa.	41
Figura 6. Determinação da quantidade de cal pelo método do pH.....	44
Figura 7. Valores de pH de acordo com a quantidade de cal (g).....	45
Figura 8. Ensaio de compactação <i>Proctor</i> . a) energia normal, b) energia intermediária.	47
Figura 9. Local de coleta do solo e implantação das parcelas no trecho experimental.	49
Figura 10. Construção do trecho experimental com os estabilizantes químicos. a) Distribuição da cal dolomítica na parcela. b) Homogeneização no leito da estrada com grade de discos. c)Regularização da estrada com motoniveladora. d) Umedecimento da parcela para simulação de tráfego.	50
Figura 11. Penetrômetro dinâmico de cone (DCP) para determinação da variável de resistência a penetração (DN=mm/golpe).	51
Figura 12. Esquema de avaliação da deformação da parcela.	52
Figura 13. Análise de sedimentação, efeito da agregação do produto químico nas partículas argila e silte.....	57
Figura 14. Curvas de compactação energia normal e intermediária do solo puro e tratamentos da etapa 1 . (Continua).....	62
Figura 15. Curvas de compactação energia normal e intermediária do solo puro e tratamentos da etapa 2.	66
Figura 16. Resistência mecânica (CBR) e Expansão _{CBR} do solo puro.	68
Figura 17. Resistência mecânica (CBR) e Expansão _{CBR} com os estabilizantes, etapa 1.....	69
Figura 18. Avaliação da resistência à deformação, parcela 10, Testemunha.	75
Figura 19. Avaliação da resistência à deformação, parcela 1, Cimento ₂	75
Figura 20. Avaliação da resistência à deformação, parcela 2, Cimento ₄	76
Figura 21. Avaliação da resistência à deformação, parcela 3, Cal ₄	76
Figura 22. Avaliação da resistência à deformação, parcela 4, Cal ₈	77
Figura 23. Avaliação da resistência à deformação, parcela 5, E ₂	78
Figura 24. Avaliação da resistência à deformação, parcela 6, E ₃	78

Figura 25. Avaliação da resistência à deformação, parcela 7, C ₁₀	79
Figura 26. Avaliação da resistência à deformação, parcela 8, C ₅	79
Figura 27. Avaliação da resistência à deformação, parcela 9, B.	80

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Simbologia da Classificação USCS.....	28
Tabela 2. Estabilizantes químicos e suas características utilizados na etapa 1.	42
Tabela 3. Estabilizantes químicos utilizados na etapa 2.....	48
Tabela 4. Tratamentos do trecho experimental.	49
Tabela 5. Granulometria do solo puro, análise de peneiramento e sedimentação.....	54
Tabela 6. Análise de variância para sedimentação solo puro e tratamentos da etapa 1, para a fração Areia, Argila e Silte.	55
Tabela 7. Teste de comparação de médias por <i>Duncan</i> para análise de sedimentação do solo puro e tratamentos, etapa 1.	56
Tabela 8. Análise de variância para sedimentação solo puro e tratamentos da etapa 2, para a fração Areia, Argila e Silte.	57
Tabela 9. Teste de comparação de médias por <i>Duncan</i> para análise de sedimentação do solo puro e tratamentos, etapa 2.	58
Tabela 10. Análise de variância para o Limite de Plasticidade (LP) para solo puro e tratamentos, etapa 1.....	59
Tabela 11. Limite de Liquidez e teste de médias por <i>Duncan</i> para Limite de Plasticidade do solo puro e estabilizantes, etapa 1.	60
Tabela 12. Análise de variância para o Limite de Plasticidade (LP) para solo puro e tratamentos, etapa 2.....	60
Tabela 13. Limite de Liquidez e Plasticidade do solo puro e estabilizantes, etapa 2.....	61
Tabela 14. Parâmetros de compactação do solo para energia normal e intermediária, etapa 1.	65
Tabela 15. Parâmetros de compactação do solo para energia normal e intermediária, etapa 2.	67
Tabela 16. Parâmetros de compactação para o CBR na energia intermediária.	70
Tabela 17. Porcentagem de incorporação do CBR em relação ao solo puro.....	71
Tabela 18. Parâmetros da curva de compactação em energia intermediária e CBR's com as concentrações alternativas, etapa 2.....	72
Tabela 19. Umidade e grau de compactação para as parcelas do trecho experimental.	73
Tabela 20. Análise de variância para variável DN (mm/golpe).	73
Tabela 21. Teste de comparação de médias por <i>Duncan</i> para a variável resistência a penetração determinada pelo penetrômetro dinâmico de cone (DCP).....	74

Tabela 22. Análise de variância para área movimentada (m ²) para as parcelas.	80
Tabela 23. Teste de comparação de médias por Duncan para a variável área movimentada (m ²).	81
Tabela 24. Análise de variância para trilho de rodas (m ²) para as parcelas.	81
Tabela 25. Teste de comparação de médias por Duncan para a variável trilho de rodas (m ²).	82
Tabela 26. Correlação de Pearson para as variáveis de caracterização e resistência mecânica para as parcelas do trecho experimental.	83

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	17
2.	OBJETIVOS	20
3.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	21
3.1.1	Granulometria	23
3.1.2	Limites de <i>Atterberg</i>	24
3.1.3	Classificação de solos	25
3.1.4	Ensaio de compactação <i>Proctor</i> Normal e Intermediário	29
3.1.5	Ensaio <i>CALIFORNIA BEARING RATIO</i> (CBR)	31
3.1.6	Propriedades mecânicas adequadas para camadas de pavimentos de estradas florestais	32
3.2	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	34
3.3	ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA	35
3.4	ESTABILIZANTES COMERCIAIS TRADICIONAIS	36
3.4.1	Solo-cal	36
3.4.2	Solo-cimento	37
3.4.3	Outras alternativas para estabilização química	38
3.5	ESTABILIZANTES COMERCIAIS	39
4.	MATERIAL E MÉTODOS	41
4.1	ÁREA DE ESTUDO	41
4.2	ETAPA 1: TESTES DOS DIFERENTES ESTABILIZANTES POR ANÁLISES LABORATORIAIS	42
4.2.1	Granulometria	45
4.2.2	Limites de <i>Atterberg</i> e atividade da argila	45
4.2.3	Curva de compactação do solo	46
4.2.4	Ensaio <i>CALIFORNIA BEARING RATIO</i> (CBR)	47
4.3	ETAPA 2: SELEÇÃO E TESTE DE NOVAS CONCENTRAÇÕES DOS MELHORES ESTABILIZANTES	48
4.4	ETAPA 3: IMPLEMENTAÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	48
4.4.1	Construção do experimento	49
4.4.5	Avaliação das parcelas	51
4.5	ANÁLISE DOS DADOS	53

5.	RESULTADOS E DISCUSSÃO	54
5.1	ETAPAS 1 e 2: ANÁLISES LABORATORIAIS E ESTABILIZANTES QUÍMICOS	54
5.1.1	Granulometria	54
5.1.2	Limites de <i>Atterberg</i> e atividade da argila	59
5.1.3	Curva de compactação	61
5.1.4	Ensaio <i>CALIFORINA BEARING RATIO</i> (CBR)	68
5.2	ETAPA 3: TRECHOS EXPERIMENTAIS	72
5.2.1	Avaliação das parcelas	73
6.	CONCLUSÃO.....	84
	REFERÊNCIAS	86

1. INTRODUÇÃO

O setor florestal brasileiro tem como principal matéria-prima a madeira proveniente de reflorestamentos e utiliza, predominantemente, o sistema rodoviário como meio de transporte, que liga as áreas produtivas aos consumidores finais da madeira (CAMARGO CORRÊA, 2005). Por isso, o planejamento, construção e conservação adequada das estradas são importantes na implantação de um reflorestamento, uma vez que são utilizadas em todas as fases do empreendimento.

Uma malha viária adequada facilita não somente o escoamento da produção, bem como é um elemento importante para garantir acesso à floresta a qualquer tempo (WESTPHAL, 2018). Desempenha funções desde a abertura da área para limpeza e preparo do solo, até as operações de manejo e proteção florestal, assumindo um papel mais importante na colheita e transporte de madeira (MACHADO *et al.*, 2000; GUEDES, 2018).

Dessa forma, o planejamento adequado da malha viária é de extrema importância, pois, representa o maior investimento depois da implantação da floresta, além de apresentar longo período de depreciação, sendo composto por diferentes custos em função do padrão escolhido (MALINOVSKI *et al.*, 2004 *apud* CORRÊA e MALINOVSKI, 2006).

Machado, Lima e Carvalho (2013) trazem como proposta o dimensionamento de pavimento direcionado ao padrão de estrada florestal. Nesta abordagem, faz-se a proposição de uma estrutura com sistema de camadas superpostas, constituída por melhoria do subleito, reforço do subleito e revestimento primário.

Para construção de estradas, surge a necessidade de se identificar e classificar o solo (COZZOLINO e NOGAMI, 1993 *apud* VARGAS, 2019), de modo a antever o seu comportamento mecânico e possibilitar o seu emprego racional nas várias camadas do pavimento rodoviário (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013). Essa identificação e classificação do solo consiste em um projeto geotécnico, que segundo Rangel (1980), pode ser considerado como um estudo dos elementos componentes do leito de terra e os materiais disponíveis para aplicação na construção do pavimento.

Contudo, em algumas situações o solo local não é adequado como material de construção, sendo necessário aplicar técnicas de estabilização a fim de melhorar suas propriedades. O fator estabilizante pode ser um aditivo químico, um material granular ou até mesmo a aplicação de uma energia dinâmica (GONDIM, 2008).

Para escolha adequada do método de estabilização a ser utilizado, é importante identificar e mensurar as propriedades mecânicas do solo que caracterizam este e que sejam

passíveis de modificação aos propósitos aos quais se destinam o processo de estabilização (GONDIM, 2008).

As técnicas de estabilização quando executadas com sucesso, conferem ao solo a capacidade de resistir a ações erosivas, aos esforços e desgastes gerados pelo tráfego de veículo em situações adversas (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013). De modo geral, tais técnicas visam a melhoria das propriedades de resistência mecânica, compressibilidade e expansibilidade dos solos, resultando em materiais mais duráveis e menos permeáveis (SAMPAIO, 2019).

As estabilizações mecânica e química apresentam os resultados mais satisfatórios quando empregados nas estradas rurais e florestais. A estabilização mecânica introduz melhorias no comportamento dos solos através da realização de mudanças no seu sistema trifásico. A estabilização química produz alterações na massa do solo através da inclusão de aditivos, que conferem propriedades predeterminadas ao solo (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Nos casos em que o solo não é apto para utilização como material de subleito, recomenda-se a estabilização química no próprio local ou, a substituição deste, que é uma alternativa, geralmente, mais onerosa (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

No processo de estabilização química de solos, os aditivos tradicionais comumente utilizados são a cal, cinzas de cal e cimento (ROCHA; REZENDE, 2017). Entretanto, comercialmente têm sido desenvolvidos e testados vários tipos de aditivos químicos na busca por novas tecnologias que propiciem melhorias nas propriedades de engenharia dos solos. Por exemplo, os aditivos compostos por soluções enzimáticas que atuam como agentes de estabilização de solos, que são ecológicos e não agredem o meio ambiente (SANTOS; CRISPIM; DEL PAULO; 2018).

Desse modo, o presente estudo visa analisar em laboratório e por meio de trecho experimental, a melhoria das propriedades de trafegabilidade de um solo típico da região serrana de Santa Catarina, não adequado para pavimentação de estrada para uso florestal, utilizando estabilizantes químicos tradicionais e comerciais com diferentes princípios ativos e dosagens.

1.1 HIPÓTESES

Os estabilizantes comerciais em pó quando comparados aos comerciais líquidos, possuem maior reatividade com a fração fina do solo, elevando a densidade específica aparente seca máxima, reduzindo a plasticidade do solo e aumentando a resistência mecânica.

O efeito dos estabilizantes químicos comerciais sob os parâmetros de compactação, plasticidade e resistência mecânica do solo são superiores aos dos estabilizantes tradicionais, como cal e cimento e conseqüentemente, a deformação do pavimento é menor quando aplicados em campo e submetido ao tráfego de veículos.

Nas parcelas do trecho experimental o desempenho dos estabilizantes comerciais, com recomendação da dosagem pelo fabricante, é superior a qualquer outra pois a formulação foi indicada para este tipo de solo.

2. OBJETIVOS

O principal objetivo dessa pesquisa foi avaliar o comportamento mecânico de um solo, tratado com diferentes estabilizante químicos, para pavimento de estrada florestal, subsidiando o planejamento das operações para minimizar o desperdício de recursos em busca de maior sustentabilidade florestal.

Especificamente, objetiva-se:

- Caracterizar o comportamento mecânico do solo quanto a granulometria, consistência, classificação TRB e USCS;
- Analisar a trafegabilidade por meio de parâmetros mecânicos do solo após aplicação de diferentes estabilizantes químicos e a relação entre esses parâmetros;
- Avaliar os defeitos-tipo do pavimento de trechos experimentais após tráfego de veículo de transporte em condições de alta umidade.

3.REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

Historicamente, as rodovias sempre tiveram importância no desenvolvimento socioeconômico da sociedade, tendo em vista que a atividade de transporte exerce fator indutor nesse processo. Para pequenas cidades e áreas rurais essa importância assume proporções ainda maiores, uma vez que é através das estradas rurais que a maioria dos habitantes dessas localidades tem acesso aos serviços de educação, saúde e lazer (BAÍA, 2019).

Apesar do investimento baixo na construção dessas vias, estas têm importância global, pois, compõe a maior porcentagem da rede viária de diversos países da África, América do Sul e Oceania (Quadro 1). Segundo Guedes (2018), geralmente, em países grandes como Austrália há um percentual maior de estradas com essas características pelo maior custo para ligar grandes trechos de rodovia.

Quadro 1. Porcentagem de estradas não pavimentadas relativamente ao total de estradas (km) em vários países.

(Continua)

<i>Continente/ Subcontinente</i>	<i>País</i>	<i>Estradas não pavimentadas (%)</i>	<i>País</i>	<i>Estradas não pavimentadas (%)</i>
África (77%)	África do Sul	79%	Moçambique	79%
	Angola	90%	Nigéria	85%
	Etiópia	86%	Quênia	93%
	Guiné	90%	Serra Leoa	92%
	Belize	83%	Haiti	82%
América Central e Caraíbas (30%)	Costa Rica	74%	Honduras	77%
	Cuba	51%	Nicarágua	86%
	El Salvador	53%	Panamá	58%
América do Norte (39%)	Canadá	60%	México	64%
	EUA	35%	-	-
	Argentina	70%	Paraguai	85%
América do Sul (84%)	Bolívia	85%	Uruguai	90%
	Brasil	87%	Venezuela	66%
	Equador	85%	-	-
	Rússia	28%	Uzbequistão	13%
Ásia Central (25%)	Camboja	94%	Indonésia	43%

Fonte: Adaptado de GUEDES, 2018.

Quadro 1. Porcentagem de estradas não pavimentadas relativamente ao total de estradas (km) em vários países.

(Conclusão)

<i>Continente/ Subcontinente</i>	<i>País</i>	<i>Estradas não pavimentadas (%)</i>	<i>País</i>	<i>Estradas não pavimentadas (%)</i>
Ásia (Este e Sudeste) (22%)	Coreia do Norte	97%	Japão	20%
	Filipinas	74%	Laos	99%
	Mongólia	90%	-	-
Ásia (Sul) (52%)	Afeganistão	71%	Sri Lanka	85%
	Bangladesh	95%	-	-
	Bélgica	22%	Hungria	92%
Europa (44%)	Escócia	42%	Macedónia	32%
	Estónia	82%	Noruega	19%
	Finlândia	36%	Polónia	32%
	Islândia	63%	Portugal	14%
	Grécia	65%	Roménia	41%
	Letónia	80%	Suécia	77%
Médio Oriente (33%)	Arábia Saudita	79%	Irão	19%
	Azerbaijão	49%	-	-
Oceânia (61%)	Austrália	57%	Nova Zelândia	34%

Fonte: Adaptado de GUEDES, 2018.

Visto a grande relevância desse tipo de acesso, surge a necessidade de investir em técnicas adequadas a cada região para maior qualidade e manutenibilidade destas vias. De acordo com a Confederação Nacional de Transportes (CNT), a malha rodoviária brasileira é composta por cerca de 1.735.411 km, do total 1.364.511 km (78%), são constituídos de estradas não pavimentadas, e aquelas com planeamento e pavimentação efetiva, infelizmente, são minoria (CNT, 2018).

Este tipo de estrada com baixo custo de construção possui fluxo de mercadorias essencialmente rurais (agrícolas, pecuários e florestais), garante a acessibilidade a determinados locais, desenvolve o poder econômico, social e cultural das regiões que atravessa (GUEDES, 2018). A disponibilidade de uma malha viária em condições adequadas de trafegabilidade é de fundamental importância para garantir o desenvolvimento econômico e social de uma região ou de um país (CROSSLEY *et al*, 2001 *apud* DACOREGIO, 2017).

Desse modo, a rede viária é um empreendimento que deve atender de forma abrangente aos aspectos sociais, apresentando exequibilidade técnica, definidas através do melhor traçado

com o menor custo de implantação e manutenção, com vistas a reduzir os efeitos danosos ao ambiente (CORRÊA *et al.*, 2006), o que vem de encontro aos padrões de sustentabilidade da maioria das empresas florestais.

A predição do comportamento mecânico e, conseqüente, escolha de técnicas racionais para construção e manutenção das camadas do pavimento pode ser obtida por meio de ensaios laboratoriais, onde são mensuradas e determinadas propriedades como: composição granulométrica, massa volumétrica, limites de consistência, retração, umidade e grau de compactação. Estas características permitem aferir a adequabilidade e a necessidade de correção da composição do solo para determinado uso na construção e facilitam a escolha da técnica construtiva mais indicada para cada ocasião (SANTOS, 2012).

Para solos que não possuem características apropriadas ao projeto de pavimentação surge a alternativa de estabilização química, a fim de conferir-lhe melhor trafegabilidade e proporcionar a utilização desse material ao invés da substituição do mesmo.

3.6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DO SOLO PARA FINS RODOVIÁRIOS

3.1.1 Granulometria

O ensaio de granulometria consiste na determinação das porcentagens em peso, das frações sólidas do solo, isto é, na distribuição dos tamanhos dos grãos na sua massa, independente de umidade (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013). Nas partículas de solo maiores que 0,075 mm o ensaio é feito passando uma amostra por uma série de peneiras padronizadas DNER-ME 051/94 (DNER, 1994a) e para as partículas menores que 0,075 mm utiliza-se o método de sedimentação DNER- ME 080/94 (DNER, 1994b).

Com a mensuração da granulometria do solo a ser trabalhado, pode-se inferir diversos comportamento esperados na construção de camadas de pavimento. Malko (2014) relata que solos finos ou argilosos apresentam alta resistência quando submetidos ao tráfego de cargas, entretanto, com o tempo chuvoso sofrem rupturas devido a alteração no seu estado de consistência e com o tempo seco apresentam o inconveniente da formação de poeira, quando sem revestimento; quando revestidos, sua instabilidade volumétrica devido à variação da umidade, provoca sérios danos à estrutura de um pavimento.

Quando se trata de materiais granulares, estes, são os principais responsáveis por boas condições de atrito. No entanto, se não houver uma mistura com componentes aglutinantes

(argila) e compactação adequada, os agregados ficam soltos e tendem a originar problemas para o tráfego como derrapagens, corrugações, buracos etc. (IPT, 1988).

3.1.2 Limites de *Atterberg*

As curvas granulométricas caracterizam os solos arenosos, compostos por pedregulhos e areias, que se comportam de forma semelhante. Já o comportamento mecânico de um solo fino varia com o seu teor de umidade, podendo este material passar de um estado quase líquido para sólido (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013). Quando o solo está muito úmido ele tem comportamento semelhante a um líquido, ao perder parte desta água fica plástico, ao perder mais água ainda se torna quebradiço (PINTO, 2006)

Os limites em relação ao teor de umidade entre os estados de consistência são denominados limites de liquidez, plasticidade e contração. Para estradas, é importante analisar os limites de *Atterberg* (liquidez e plasticidade), bem como a relação entre eles IP (Índice de Plasticidade), pois um solo fino pode estar num estado que flui entre os dedos, sem qualquer resistência ao cisalhamento. Entretanto, ao ponto em que se reduz a umidade, a tendência é de se adquirir resistência ao cisalhamento, assim como um comportamento plástico (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

O Limite de Liquidez (LL) representa a umidade em que o solo, em seu estado plástico, perde a capacidade de fluidez. Este ensaio é realizado com a utilização do aparelho Casagrande, e o limite de liquidez propriamente dito é obtido pela umidade correspondente à 25 golpes no aparelho (SAMPAIO, 2019).

O Limite de Plasticidade (LP) representa o teor de umidade necessário para que o solo, em seu estado semissólido, possa ser rolado sobre uma placa de vidro formando um cilindro de 3 mm de diâmetro até que forme trincas ou se rompa (SAMPAIO, 2019). Para determinar a umidade deste ponto, utiliza-se uma estufa a 105 – 110°C. Repete-se o ensaio até obter três valores que não difiram da média em mais de 5%.

A relação entre os limites de *Atterberg* é representado pelo IP ($IP = LL - LP$), este índice tem por finalidade caracterizar a fração fina do solo quanto ao seu comportamento em relação à plasticidade (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013; SAMPAIO, 2019).

3.1.3 Classificação de solos

Conforme Pinto (2006) os sistemas de classificação procuram um princípio universal que possibilite agrupar a grande variedade de solos em classes, facilitando a caracterização e antevendo o seu comportamento. Dentre algumas classificações podemos citar a *Transportation Research Board* (TRB) e o Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS).

Para classificação de solo com o sistema *Transportation Research Board* (TRB), o mesmo é identificado em alguma das classes conforme o Quadro 2.

Quadro 2. Classificação do solo segundo *Transportation Research Board* (TRB).

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira N° 200							MATERIAIS SILTO-ARGILOSOS			
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-A	A-1-B		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Granulometria - % passando na peneira											
N° 10	50 máx.										
N° 40	30 máx.	30 máx.	51 mín.								
N° 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração passando na peneira N° 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

Legenda: LL: Limite de Liquidez; IP: Índice de Plasticidade; IG: Índice de Grupo. * O IP do grupo A – 7 – 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

Fonte: DNIT (2006).

Neste método de classificação, os solos são divididos em dois grandes grupos. O grupo de materiais granulares com 35% ou menos passando na peneira de Nº 200 (0,075 mm de abertura nominal) e dos materiais silto-argilosos com mais de 35% passando na peneira de Nº 200. O pedregulho será considerado o material que passam na peneira de abertura nominal de 76 mm e fica retido na peneira de Nº 10 (2 mm); areia grossa passa na peneira de Nº 10 e fica

retida na peneira de N° 40 (0,42 mm); areia fina passa na peneira de N° 40 e fica retida na peneira N° 200; o silte mais argila sendo a fração que passa na peneira de N° 200 (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

O DNIT (2006) descreve os grupos da classificação TRB:

A-1: é uma mistura bem graduada de fragmentos de pedra ou pedregulhos, areia grossa, areia fina e um aglutinante de solo não plástico ou fracamente plástico;

A-2: apresenta uma grande diversidade de materiais localizados entre os grupos A-1 e A-3, bem como entre os materiais constituídos de misturas silte- argila dos Grupos A-4, A-5, A- 6 e A-7. Engloba todos os solos com 35% ou menos passando na peneira N° 200 que não podem ser classificados nos Grupos A-1 ou A-3, devido ao teor de finos ou pela plasticidade que apresentam, ou por ambos em excesso dos limites definidos para referidos grupos;

A-3: é uma areia fina de praia ou deserto, sem silte ou argila, ou que apresenta pequena quantidade de silte não plástico. Inclui, também misturas de areia fina mal graduada e quantidades limitadas de areia grossa e de pedregulho depositados por correntes;

A-4: apresenta como solo característico um material siltoso não plástico ou moderadamente plástico, em geral com 5% ou mais passando na N° 200. Inclui, também, misturas de solo fino siltoso com até 64% de areia e pedregulho retidos na N° 200. Valores do índice de grupo dos materiais deste grupo estão na faixa de 1 a 8;

A-5: apresenta solo típico similar ao descrito anteriormente, porém de natureza diatomácea ou micácea, altamente plástico, conforme indica o seu limite de liquidez elevado. Valores do índice de grupo destes materiais estão na faixa de 1 a 12;

A-6: o solo característico é argiloso, plástico, geralmente com 75% ou mais passando na N° 200. Inclui-se neste grupo, misturas de solos finos argilosos com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira N° 200. Valores do índice de grupo dos materiais deste grupo variam entre 1 a 16, sendo que aqueles crescentes refletem o efeito combinado do aumento dos índices de plasticidade e da diminuição da fração grossa do solo;

A-7: o solo característico assemelha-se àquele descrito no grupo anterior, mas com a característica de limite de liquidez elevado comum ao grupo A-5, ainda podendo ser elástico e estar sujeito a variação elevada de volume. Valores do índice de grupo variam de 1 a 20, representando o efeito combinado do crescimento dos limites de liquidez e dos índices de plasticidade e da redução dos materiais grossos.

A classificação pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS) é amplamente utilizada em engenharia de solos (Quadro 3), baseia-se na identificação dos solos considerando a textura e plasticidade. Nesta, os solos grossos são considerados os que apresentam mais de

50% retidos na peneira de abertura N° 200, sendo o material restante considerado como fino, e representam os grupos por duas letras maiúsculas (em inglês), que são as iniciais dos nomes dos seus solos típicos (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Nos solos em que a maior porcentagem é representada por material fino, ou seja, passante na peneira N° 200, a classificação é realizada com a utilização do Gráfico de plasticidade de Casagrande (Quadro 3).

Quadro 3. Sistema unificado de classificação de solos.

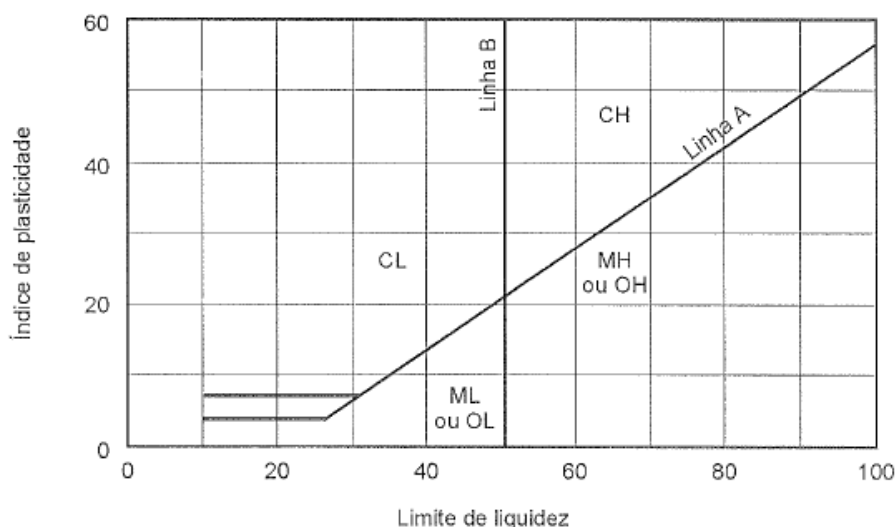
SOLOS DE GRADUAÇÃO GROSSA: mais de 50% retido na peneira nº 200	Pedregulhos: 50% ou mais da fração graúda retida na peneira nº 4	Pedregulho sem finos	GW	Pedregulhos bem graduados ou misturas de areia de ped.com pouco ou nenhum fino.
			GP	Pedregulhos mau graduados ou misturas de areia e ped.com pouco ou nenhum fino.
		Pedregulho com finos	GM	Pedregulhos siltosos ou misturas de ped.areia e silte.
			GC	Pedregulhos argilosos, ou mistura de ped.areia e argila.
	Areias: 50% ou mais da fração graúda passando na peneira nº 4	Areias sem finos	SW	Areias bem graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
			SP	Areias mau graduadas ou areias pedregulhosas, com pouco ou nenhum fino.
		Areias com finos	SM	Areias siltosas - Misturas de areia e silte.
			SC	Areias argilosas - Misturas de areia e argila.
SOLOS DE GRADUAÇÃO FINA: 50% ou mais passando pela peneira nº 200	SILTES e ARGILAS com $LL \leq 50$		ML	Siltes inorgânicos - Areias muito finas - Areias finas siltosas e argilosas.
			CL	Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade - Argilas pedregulhosas, arenosas e siltosas.
			OL	Siltes orgânicos - Argilas siltosas orgânicas de baixa plasticidade.
	SILTES e ARGILAS com $LL > 50$		MH	Siltes - Areias finas ou siltes micáceos - Siltes elásticos.
			CH	Argilas inorgânicas de alta plasticidade.
			OH	Argilas orgânicas de alta e média plasticidade.
	Solos Altamente Orgânicos		PT	Turfas e outros solos altamente orgânicos.

Fonte: DNIT (2006).

Para a avaliação da fração fina do solo é utilizado o Gráfico de Plasticidade (Figura 1) desenvolvido por Artur Casagrande (Casagrande, 1948 *apud* Pinto, 2006). Este, é um diagrama cartesiano com limite de liquidez (LL) em abscissas e o Índice de Plasticidade (IP) em ordenadas, onde traçadas duas linhas, uma reta inclinada, chamada linha “A”, e a outra vertical com $LL=50$. A linha “A” representa um importante fronteira empírica entre as argilas tipicamente sem matéria orgânica (CL e CH), em geral acima dessa linha; os solos plásticos contendo colóides orgânicos (OL e OH) ou solos siltosos sem matéria orgânica (ML e MH). A linha vertical $LL=50$ separa os siltes e argilas, com baixo LL (L), daqueles que tem alto LL (H) (DNIT, 2006).

A linha “U” foi estabelecida na última versão do Sistema Unificado e representa um limite superior empírico para os solos naturais. Esta linha inicia-se na vertical para LL igual a 16% e torna-se inclinada para IP igual a 7% (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Figura 1. Gráfico de plasticidade de Casagrande.



Fonte: Pinto (2006).

Na parte inferior do gráfico, abaixo de $LL=50$, com IP entre 4 e 7, há superposição nas propriedades dos solos argilosos e dos silteosos. Com isso, a linha “A” nessa zona se transforma numa área, e os solos aí situados são classificados como limítrofes (DNIT, 2006).

Nessa classificação os solos são distribuídos em cinco divisões gerais, com os seus respectivos subgrupos, englobando os pedregulhos e solos pedregulhosos, areias e solos arenosos, os solos de granulação fina de compressibilidade baixa ou mediana, os solos de granulação fina de compressibilidade elevada e os solos orgânicos fibrosos de compressibilidade elevada. Na Tabela 1 apresentam-se as relações entre os termos e sua tradução para a língua portuguesa. (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Tabela 1. Simbologia da Classificação USCS.

Símbolo	Identificação	
	Inglês	Português
G	Gravel	Pedregulho
S	Sand	Areia
M	Mo (Sueco)	Silte
C	Clay	Argila
W	Well graded	Bem graduado
P	Poorly graded	Mal graduado
O	Organic	Orgânico
H	High compressibility	Alta compressibilidade
L	Low compressibility	Baixa compressibilidade
Pt	Peat	Turfa

Fonte: Senço (1997) adaptado por Machado, Lima, Carvalho (2013).

3.1.4 Ensaio de compactação *Proctor* Normal e Intermediário

No ensaio de compactação *Proctor*, são testadas diferentes quantidades de água no solo (umidades), para determinar o valor ótimo que sujeita o solo a aumentar a densidade específica aparente seca máxima, devido à eliminação de ar dos vazios através da aplicação de cargas repetidas vezes.

O ensaio de *Proctor* consiste em compactar o solo dentro de um molde cilíndrico (10 cm³ ou 22 cm³), utilizando um soquete de peso conhecido (2,5 kg ou 4,5 kg), sendo aplicados os golpes referentes à energia desejada de acordo com o Quadro 4 (ABNT NBR 7182, 1986).

Quadro 4. Energias de compactação normatizadas.

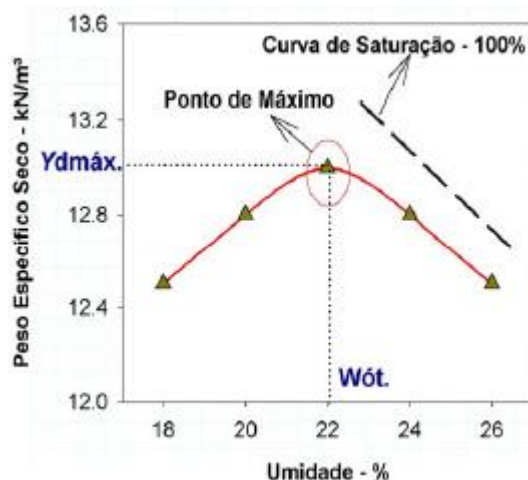
Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de Camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de Camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Fonte: ABNT NBR 7182, 1986.

No teste, geralmente, são compactadas em cinco teores de umidades crescentes, espaçados de 2 em 2%, determinando-se para cada uma delas a densidade específica aparente seca após a compactação. Com os valores obtidos procede-se à representação gráfica da densidade seca em função da umidade de moldagem, com isso faz-se a curva de compactação dos solos (Figura 2) (PEREIRA, 2005).

Através da curva de compactação (Figura 2), é possível determinar a umidade ótima de compactação (U_{oc}) e a densidade específica aparente seca máxima, assim como, os valores dos ramos secos (a esquerda dos parâmetros ótimos de compactação) e úmidos (à direita dos parâmetros ótimos de compactação) (PINTO, 2006; MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Figura 2. Curva de compactação obtida via ensaio normal de *Proctor*, com amostras de um mesmo solo preparadas em cinco teores crescentes de umidade.



Fonte: Pereira (2005).

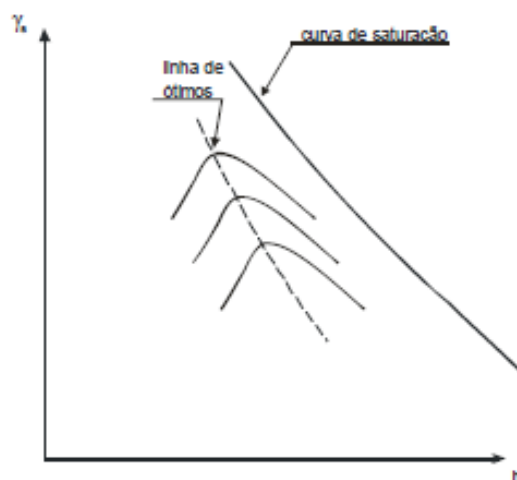
Em baixa umidade, a coesão e atrito entre as partículas condiciona maior resistência do solo à deformação quando sujeito à aplicação de cargas. Quando a umidade no solo aumenta, a água atua como lubrificante, tornando o solo mais trabalhável, resultando em maiores valores de densidade e menor ocupação de vazios pelo ar e água (DNIT, 2006).

Ao acrescentar mais água ocorre efeito contrário, a compactação não consegue mais expulsar o ar dos vazios pois o grau de saturação é elevado e o ar está envolto por água, então, as partículas ficam desarranjadas, assim diminuindo novamente a densidade do solo.

Alguns dos princípios que regem à compactação são os seguintes (DNIT, 2006):

- A densidade específica aparente seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de um solo, obtida através da compactação depende da natureza do solo, sua granulometria e da massa específica dos grãos.
- Quanto maior for a energia de compactação, maior será o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e menor será U_{oc} .
- Para um determinado solo e umidade, quanto maior for o esforço de compactação, maior será o $\gamma_{dm\acute{a}x}$ obtido (Figura 3).
- Há uma linha chamada de ótimos, que é o lugar geométrico dos vértices das curvas obtidas com diferentes esforços de compactação; essa linha separa os ramos secos e ramos úmidos das curvas.

Figura 3. Curvas de compactação para diferentes energias.



Fonte: DNIT (2006).

A melhoria introduzida pela compactação no comportamento mecânico do solo está intimamente ligada ao quantitativo de energia mecânica aplicada, ao modo de compactação e ao teor de umidade durante o ensaio, em laboratório ou no campo (TRINDADE *et al.*, 2008).

3.1.5 Ensaio *CALIFORNIA BEARING RATIO* (CBR)

O ensaio *California Bearing Ratio* ou Índice de Suporte Califórnia (ISC) é um ensaio de penetração que consiste na determinação 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. O valor dessa relação, expressada em percentagem, permite determinar por meio de equações empíricas a espessura do pavimento flexível necessária em função do tráfego (DNIT, 2006).

Este ensaio foi desenvolvido pelo Departamento de Rodovias do Estado da Califórnia, dos Estados Unidos, para avaliação da resistência mecânica de materiais granulares e finos, e o valor da expansão do solo. As etapas consistem em compactação, embebição em água por quatro dias com medidas das expansões e penetração do corpo- de- prova. Posteriormente confecciona-se a curva pressão versus penetração e calcula-se o valor CBR (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

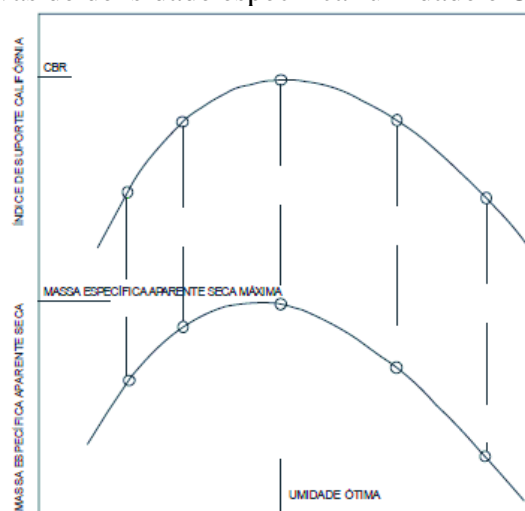
Pereira (2005) descreve as etapas do procedimento em laboratório: (i) compactação do solo em camadas utilizando-se o cilindro Califórnia ($d = 15,1$ e $h = 17,9$ cm); (ii) adição de anéis de sobrecarga (5lb ou 2,25 kg), para simular o peso do pavimento sobre o subleito (Figura 7a); (iii) imersão em água, em tanque, por período de 96 horas, para simular condição extrema

de chuva (Figura 8a); e rompimento em prensa própria, para determinação do índice CBR (Figura 4b), através da penetração de um pistão padronizado (área = 19,35 cm²) no solo compactado à velocidade de 1,27 mm/min.

Com este ensaio também é possível obter a expansão do solo, que corresponde ao ganho de volume do solo pela absorção de água (PEREIRA, 2005). Esta variável é mensurada por meio do extensômetro.

A umidade ótima e densidade máxima do solo corresponde ao máximo valor do ensaio CBR, de acordo com a Figura 4.

Figura 4. Curvas de densidade específica- umidade e CBR-umidade.



Fonte: DNIT (2006).

3.1.6. Propriedades mecânicas adequadas para camadas de pavimentos de estradas florestais

Machado, Lima e Carvalho (2013) desenvolveram uma metodologia específica para estradas rurais e florestais, com um sistema de camadas superpostas, constituída por melhoria no subleito, reforço do subleito e revestimento primário:

- Subleito- camada de fundação da estrada, com CBR maior ou igual a 5% e Expansão_{CBR} menor ou igual a 1,5%;
- Melhoria ou regularização do subleito- camada executada sobre o subleito, na energia de compactação *Proctor* normal, com espessura de 20 cm, em material com CBR maior ou igual a 5% e Expansão_{CBR} menor ou igual a 1,5%.
- Reforço do subleito- camada com material com CBR maior ou igual a 20% compactada na energia do ensaio *Proctor* intermediário, Expansão_{CBR} menor ou igual a 1% e IG igual a 0,

admitindo-se que terá as funções de reforço do subleito e de sub-base, sob o prisma dos pavimentos flexíveis convencionais;

- Revestimento primário- camada executada sobre o reforço do subleito na energia de compactação do ensaio *Proctor* intermediário, com material com características de base de pavimentos convencionais, mas com CBR que varia de acordo com o número de passadas do eixo padrão de 8,2 t (N), conforme segue:

- $\text{CBR} \geq 40\%$, para $N \leq 5 \times 10^6$
- $\text{CBR} \geq 50\%$, para $5 \times 10^6 < N \leq 5 \times 10^7$
- $\text{CBR} \geq 60\%$ para $N > 5 \times 10^7$
- $\text{Expansão}_{\text{CBR}} \leq 0,5\%$;
- $\text{LL} \leq 25\%$;
- $\text{IP} \leq 6\%$.

Para aplicação no revestimento primário podem ser utilizados os seguintes materiais: saibro, cascalho, rocha decomposta, seixo rolado ou não, pedregulho, areia, material sílico-argiloso, subprodutos industriais, escórias, ou mistura de qualquer um deles, obedecendo também aos seguintes requisitos:

- Serem isentos de matéria orgânica, restos de vegetais ou outras substâncias prejudiciais;
- Diâmetro máximo do agregado menor ou igual a 25 mm;
- Fração retida na peneira n° 10 constituída de partículas duras e duráveis, de difícil desagregação, resistente às ações de compactação e do próprio tráfego;
- Fração que passa na peneira n° 40 apresentar limite de liquidez e índice de plasticidade, respectivamente, iguais ou inferiores a 25% e 6%. No caso do material ter LL maior do que 25% ou IP maior do que 6%, pode-se aceita-lo, desde que o seu equivalente de areia (EA) seja superior a 30%.

Em casos que parte ou todo o subleito apresentar CBR inferior a 5% ou $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ superior a 1,5%, recomenda-se substituir este material em toda a plataforma da estrada e extensão da ocorrência por material com CBR maior do que 5%, na profundidade de 1 m, ou se empregar uma estabilização *in situ*, na modalidade de solos melhorados com cimento, cal ou outro produto comercial ou resíduo industrial que se mostre viável técnica e economicamente.

As camadas do pavimento devem ser compactadas com espessuras mínimas e máximas, respectivamente, de 10 cm e 20 cm, com grau de compactação de 100% em relação à energia de compactação recomendada. Para dimensionamento deve-se considerar que o limite superior do CBR dos solos de reforço do subleito é 20 % (MACHADO, LIMA E CARVALHO, 2013).

3.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

As estradas florestais são exigidas de forma intensa, pois em um curto período trafegam veículos com grande capacidade de carga, podendo ultrapassar as 57 toneladas de peso bruto total combinado. Em inúmeras situações, o solo no qual se pretende iniciar o tráfego florestal não apresenta condições requeridas para a obra, como resistência, compressibilidade e entre outros (TRINDADE *et al.*, 2008).

Nos últimos anos, tem-se tornado frequente o uso de material oriundo de locais distantes, onerando de sobremaneira a obra (ALMEIDA *et al.*, 2010). Desta forma, uma das alternativas possíveis, é a estabilização dos solos, de modo a melhorar o desempenho das propriedades físicas e mecânicas apresentadas pelo mesmo (OLIVEIRA, 2018). Para isso, podem ser empregados técnicas de natureza mecânica, química, térmica e elétrica (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

De acordo com Silva (2007) a estabilização de solos teve seu marco histórico durante a segunda guerra mundial, quando houve a necessidade da construção de rotas militares. No contexto moderno, devido ao desenvolvimento da humanidade tendo como consequência uma grande aceleração do setor da construção civil, tem ocorrido uma elevada exploração de áreas terrestres reduzindo a disponibilidade dos chamados solos “bons”.

Segundo Lima *et al.* (2003) estabilizar um solo significa conferir-lhe a capacidade de resistir às ações erosivas naturais e aos esforços e desgastes induzidos pelo tráfego sob as condições mais adversas consideradas no projeto.

O processo mecânico pode ser aplicado visando a correção granulométrica através da adição ou remoção de materiais granulares para o ajuste da curva granulométrica. Outra forma é através da aplicação de energia de compactação, esta técnica atua no sistema trifásico do solo: fração sólida, líquida e gasosa. Segundo Gondim (2008), na estabilização mecânica, o arranjo entre as partículas do solo e sua granulometria são alterados de modo que o ar é expulso dos espaços vazios do solo, que tem sua estrutura reorganizada.

A estabilização química se refere às alterações produzidas na sua massa pela introdução de uma pequena quantidade de aditivo, o qual lhe confere propriedades predeterminadas. A estabilização elétrica consiste na passagem de uma corrente elétrica pelo solo, onde são aplicadas cargas sucessivas de alta tensão para o adensamento de solos arenosos saturados, ou quase; nos solos argilosos, trabalha-se com regime contínuo de baixa tensão. Esta técnica que utiliza baixa tensão baseia-se em fenômenos de eletrosmose, eletroforese e consolidação eletroquímica (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Ainda há a estabilização térmica que consiste em três métodos: (a) por congelamento, onde, altera-se a textura do solo mesmo que de forma temporária; (b) aquecimento, para rearranjo na rede cristalina dos minerais constituintes do solo; e (c) por termosose, que é uma técnica de drenagem que promove a difusão de um fluido em meio poroso pela ação de gradientes de temperatura (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

3.3 ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA

Na construção de estradas, muitas vezes o solo local apresenta características que não satisfazem às especificações técnicas, exigindo a substituição desse material ou a correção, de modo a promover melhorias via emprego da estabilização do solo (CASTRO, 1969 *apud* EMMERT, 2010). Alguns tipos de solo não respondem bem a estabilidade mecânica, isso ocorre devido à dificuldade de rearranjo das partículas de silte e areia, nesses casos pode ser aconselhável a adição de cimento, cal ou aditivos ou tratamentos especiais (INGLES; MELTCALF, 1972 *apud* EMMERT, 2010).

A estabilização química pode ocorrer por meio de quatro mecanismos de ação segundo Lima *et al.* (2003): (i) a substituição de moléculas de água e cátions adsorvidos por cátions hidrorrepelentes; (ii) o estabelecimento de ligações reforçadas entre agregados de partículas pela adição de ligantes; (iii) a floculação e (iv) a dispersão.

Lambe e Michaels (1954) *apud* Emmert (2010) citam três mecanismos essenciais para que ocorra a modificação das propriedades do solo pela utilização de estabilizantes químicos: (i) a retirada de água adsorvida e a consequente eliminação da carga superficial dos solos. Estes compostos são denominados agentes impermeabilizantes; (ii) o aumento da eletronegatividade da superfície da partícula ou da espessura da membrana aquosa, potencializando a repulsão entre partículas. Esses compostos são denominados agentes dispersantes; (iii) a eliminação da repulsão eletrostática, facilitando o processo de coesão entre as partículas. Esses compostos são denominados agentes agregantes ou floculantes.

Segundo o DER/SP (2006) o resultado proveniente da estabilização química geralmente apresenta, maior estabilidade e durabilidade frente ao solo natural, podendo ser empregado como reforço de subleito, em sub-base ou base de um pavimento.

A estabilização química visa a mistura de solos da região com aditivos para serem empregados nas camadas dos pavimentos, de maneira que se estabeleça a capacidade e a durabilidade estrutural das camadas. No processo de estabilização de solos, os aditivos comumente utilizados são a cal, cinzas de cal e cimento, que geram respostas físicas

relacionadas com os componentes ativos do solo, principalmente os argilominerais (ROCHA; REZENDE, 2017).

De acordo com o DNIT (2006) quando utilizados teores máximos de 2 a 4% de cal ou cimento em relação à densidade específica aparente seca máxima, o mesmo é definido como solo melhorado (solo-cal e solo-cimento). Acima desses valores, são consideradas bases estabilizadas com cal ou com cimento.

3.4 ESTABILIZANTES COMERCIAIS TRADICIONAIS

3.4.1 Solo-cal

A cal é um dos produtos mais antigos utilizadas na pavimentação pois, os romanos já aplicavam em suas estradas a cerca de dois mil anos atrás, também foram eles que empregaram a pozolana que reage com a água e cal formando compostos de cimentação (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Em geral, todos os solos de granulometria fina reagem com a cal, ocorrem trocas catiônicas e floculações entre esses que melhoram as suas características de trabalhabilidade, plasticidade e expansibilidade. Contudo, as reações pozolânicas entre o solo e a cal nem sempre ocorrem, sendo influenciadas pelas propriedades naturais do solo, tipos e teores de cal empregados, condições de cura e pelas características de compactação (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Segundo alguns autores afirmam que a cal apresenta diversos efeitos quando adicionada ao solo, a secagem de solos é uma diminuição rápida do teor de umidade do solo através de reação química entre a água e a cal viva e a adição de material seco em um solo úmido. A modificação de solos reduz a plasticidade do solo, aumenta o teor de umidade ótimo, diminui a densidade específica aparente seca máxima, melhora a compactidade, reduz a capacidade de dilatar e retrair do solo, e melhora a estabilidade e a resistência do solo após a compactação (LITTLE; NAYR, 2009; FIROOZI *et al.*, 2017; HUSS, 2018).

Esses efeitos geralmente acontecem dentro de um curto período após a aplicação da cal – tipicamente entre 1 e 48 horas – e são mais evidentes em solos com consideráveis teores de argila, todavia podem ou não serem permanentes (LITTLE; NAYR, 2009).

Baseado na classificação *American Association of State Highway and Transportations Officials* (AASHTO), os tipos de solo A-4, A-5, A-6, A-7 e alguns de A-2-6 e A-2-7 são adequados para estabilização com cal (LITTLE; NAYR, 2009). De acordo com Firoozi *et al.*,

(2017) os solos classificados conforme a USCS como CH, CL, MH, ML, OH, OL, SC, SM, GC, GM, SW-SC, SP-SC, SM-SC, GWGC, GP-GC, ML-CL e GM-GC devem ser considerados como potencialmente capazes de ser estabilizado com cal.

Os fatores que influenciam as interações entre solo e cal incluem grau de intemperismo, pH do solo-água, concentração dos cátions de base, concentrações alumina-sílica, teor de matéria orgânica e de sulfatos solúveis existentes no solo (ROCHA; REZENDE, 2017).

Os tipos de cales comerciais mais empregadas na Engenharia Rodoviária são as hidratadas, tendo em vista a facilidade de aplicação na obra e sua disponibilidade. Em quantidade correta, e com teor compatível de óxido de cálcio ativo, suscita, principalmente, nos solos plásticos (predominantemente argilosos e/ou siltosos) diversas reações (HUSS, 2018).

3.4.2 Solo-cimento

Existem relatos de que o cimento é utilizado como estabilizante do solo desde o século XVIII, na Inglaterra. Essa mistura foi realizada pelo engenheiro inglês H.E Brook-Bradley para uso no tratamento de leitos de estradas para veículos tracionados por cavalo (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION - PCA, 1960).

O cimento produz efeito nos solos finos de forma que os grãos se comportam como núcleos, aos quais aderem pequeníssimas partículas de solo que os rodeiam. Assim, formam regiões de materiais floculados que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Os principais objetivos da utilização do cimento na estabilização de solos são as melhorias das características mecânicas e uma maior estabilidade relativa à variação do teor em água. (SILVA, 2007). De acordo com Firoozi *et al.* (2017) existem outros efeitos significativos da estabilização do solo-cimento, como a redução do potencial de encolhimento e expansão, aumento da resistência, módulo de elasticidade e resistência contra o efeito da umidade, congelamento e descongelamento.

A estabilização solo-cimento vem sendo utilizada como material de base como em muitos projetos, como proteção de taludes de barragens e aterros, pavimentação de rodovias, blocos de construção, terminais ferroviários e de caminhão, instalações de compostagem, bases com custos menores para ruas, estacionamentos, canais e revestimentos de reservatórios, estabilização da fundação etc. (FIROOZI *et al.*, 2017).

Segundo os mesmos autores (FIROOZI *et al.*, 2017), ao contrário da cal, a hidratação no cimento ocorre em um ritmo mais rápido, o que permite um ganho de resistência imediato.

Portanto, não há necessidade de um período de amadurecimento ao estabilizar com cimento; a compactação de amostras de solo-cimento é normalmente conduzida dentro de 2 horas da mistura inicial.

Existem diversos tipos de cimentos disponíveis no mercado atual, cada qual com suas características de composição relacionada ao efeito desejado na construção civil, no Quadro 5 é apresentado os componentes em relação a massa do cimento.

Quadro 5. Composição cimento Portland.

Tipo de produto	Componentes (% em massa)			
	Clínquer + Gesso	Escória de Alto Forno	Pozolana	Material Carbonático
CPI	95 - 100	0 - 5		
CPI S	90 - 94	-	-	6 - 10
CPII E	51 - 94	6 - 34	-	0 - 15
CPII F	75 - 89	-	-	11 - 25
CPII Z	71 - 94	-	6 - 14	0 - 15
CPIII	25 - 65	35 - 75	-	0 - 10
CPIV	45 - 85	-	15 - 50	0 - 10
CPV	90 - 100	-	-	0 - 10
CPP	100	-	-	-

Fonte: Votorantin cimentos, 2021.

3.4.3 Outras alternativas para estabilização química

Além de aditivos químicos como cal e cimento, temos outras opções para estabilização química, como os materiais betuminosos e as fibras de aço, vidro, polipropileno, entre outros.

Os materiais betuminosos são uma associação de hidrocarbonetos pesados, completamente solúveis em bissulfeto de carbono. Possuem a propriedade de aderência aos agregados e agem como aglutinantes e impermeabilizantes. São incluídos neste conceito todos os materiais que possuem betume ou derivados, sendo os mais comuns os asfaltos e os alcatrões. Os betumes mais utilizados na construção de estradas no Brasil são os cimentos asfálticos de petróleo, asfaltos diluídos e as emulsões asfálticas (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

Em solos argilosos o betume age como um impermeabilizante, mantendo o seu teor de umidade de compactação (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013). Contudo, deve-se tomar cuidado em relação a quantidade de asfalto adicionado, pois quando há excesso para encher os vazios do solo compactado na densidade máxima, ocorre diminuição na estabilidade e o betume passa a agir como lubrificante (MOREIRA, 2010).

Nos últimos anos, tem-se observado um número crescente de relatos sobre a utilização de fibras de aço, vidro, borracha e de plástico em pesquisas de laboratório, na área geotécnica

(TRINDADE *et al*, 2006). O uso de fibras de polipropileno tem sido comum em projetos de estabilização de solo por seu baixo custo em comparação com outros agentes de estabilização (FIROOZI *et al*, 2017).

Segundo Bueno (1996) a presença de fibras modifica o comportamento do solo gerando um material mais dúctil, mais coesivo e levemente mais compressível. Segundo o autor, solos arenosos com a adição de fibras apresentam maiores ângulos de atrito interno. Por outro lado, a presença das fibras afeta levemente a permeabilidade dos solos, causam uma redução no coeficiente de permeabilidade de solos mais permeáveis além de provocar um efeito inverso nos menos permeáveis.

Dessa forma acredita-se que é um material de características atrativas e deveriam receber mais atenção da comunidade geotécnica, principalmente pelo fato de que a reutilização desse material é considerada de todas as formas uma contribuição para com o meio ambiente (TRINDADE *et al*, 2006).

Cavey *et al.* (1995) *apud* Silveira *et al.* (2019) relatam que as fibras apresentaram diminuição da amplitude das fissuras associadas à ruptura do compósito, aumentando sua tenacidade. Além disso, fibras com maior capacidade de alongação, principalmente fibras poliméricas, apresentam resultados mais satisfatórios que fibras com módulo de rigidez muito elevado, como por exemplo, fibras metálicas. O sucesso desse tipo de inclusão foi associado ao maior intertravamento entre as partículas da matriz.

3.5 ESTABILIZANTES COMERCIAIS

Os primeiros aditivos orgânicos foram desenvolvidos a base de lignosulfatos, com a finalidade de evitar a formação de lama e poeira. No entanto, com a realização de pesquisas avançadas descobriram compostos químicos orgânicos com utilidade na pavimentação, tais como: resinas aglutinantes, cátions orgânicos de amônia gordurosa, ácido sulfônico aromático de grande poder de aglutinação, resina emulsionada e enzimas isoladas da saliva de cupim (KUSHWAHA *et al.*, 2018 *apud* ALENCAR; FERREIRA; SEVALHO, 2019).

Já no Brasil, os primeiros ingressaram na década de 60 e começaram a ser desenvolvidos em 70; recentemente, com a liberação das importações surgem aditivos de origem sul africana, argentina, suíça, uruguaia, americana etc., dividindo agora o promissor mercado, com os nacionais (BRAZETTI, 1996).

NOGAMI *et. al.* (1993) *apud* Brazetti (1996) comentam que devido à alta complexidade dos mecanismos envolvidos na ação desses aditivos, a avaliação de seus efeitos não pode ser

comprovada por simples adaptações dos ensaios tradicionais, e que alguns tem apresentado tanto excelente desempenho quanto fracassos em serviço.

Como o caso do estudo desenvolvido por Sampaio (2019) que analisando dois solos típicos da Zona da Mata em Minas Gerais não obteve resultados expressivos quando utilizou o estabilizante a base de enzimas advindas de processo de fermentação para pavimentação de estradas florestais. No entanto, os estudos de Malko (2015) e Santos *et al.* (2018) mostram o potencial das enzimas na estabilização de solos, melhorando as propriedades desejadas para determinados tipos de solo.

Outro exemplo positivo da estabilização com produtos químicos é o estudo realizado por Andrade (2017), que efetuou a estabilização química com produto a base de óleos e resinas vegetais e tornou apto um solo antes não adequado para utilização como base de pavimentos.

No cenário atual a tendência é a busca por soluções novas que atendam as demandas operacionais na construção de estradas e apresentem vantagens econômicas, sociais e principalmente ambientais. As tecnologias presentes no mercado reduzem a utilização de recursos naturais como a exploração de materiais de jazida, descarte de materiais e emissão de gases que ocorrem durante a operação.

Em condições atípicas como as que ocorrem na Amazônia, soluções são buscadas para a deterioração acelerada de pavimentos convencionais, com esse intuito Almeida (2018) obteve sucesso quando estabilizou o solo com uma alternativa diferente a usual. Em conjunto com cimento foi adicionada zeólito sintético e este produto contribuiu com a conservação das propriedades mecânicas para a situação estudada.

O grande desafio é tornar essas soluções novas economicamente viáveis, onde a estrada possui papel de coadjuvante em boa parte desse horizonte de planejamento florestal.

4. MATERIAL E MÉTODOS

4.1 ÁREA DE ESTUDO

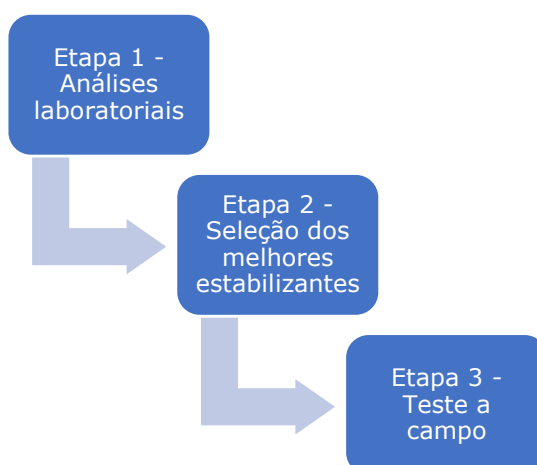
A área experimental do presente estudo está localizada em uma fazenda na cidade de Bocaina do Sul região serrana de Santa Catarina, voltada à produção de *Pinus* spp. para celulose. A escolha do local foi realizada com base no solo predominante das áreas produtivas e situações operacionais mais representativas da empresa proprietária da fazenda.

O solo foi classificado como Cambissolo Húmico, de acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (Embrapa, 2013). O clima da região é classificado como Cfb segundo *Köppen*, com verão temperado e inverno seco, a temperatura média anual é de 14 a 16 °C. A precipitação pluviométrica média anual varia de 1.600 mm e 1.900 mm e bem distribuída ao longo de todos os meses, sem período de estiagem específico (ALVARES *et al.*, 2014).

Para caracterização do solo, foi escolhido um segmento de estrada visando a construção de trechos experimentais e foram instaladas 10 parcelas amostrais, nas quais foram coletadas amostras das laterais e do centro de parcelas a cada 30 metros de distância ao longo de todo trecho especificado. Cada amostra possuía em torno de 80 kg e foram retiradas a uma profundidade aproximada de até 30 cm.

O estudo foi dividido em três etapas: (i) testes de diferentes aditivos em laboratório; (ii) seleção e testes em laboratório de novas concentrações dos melhores estabilizantes; (iii) e aplicação e teste dos melhores estabilizantes em trecho experimental (Figura 5).

Figura 5. Esquema de desenvolvimento da pesquisa.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

4.2. ETAPA 1: TESTES DOS DIFERENTES ESTABILIZANTES POR ANÁLISES LABORATORIAIS

Para seleção dos produtos da etapa 1, foi realizado um *Pitch day* com empresa florestal que apoiou o estudo, cujo objetivo era selecionar outras empresas participantes em função de algumas prerrogativas. Primeiramente, foi disponibilizado um questionário onde informações referentes a composição do produto e restrições sobre legislação ambiental eram pautadas. Em seguida procedeu-se com a entrevista com os participantes para conhecer os efeitos e formas de aplicação dos estabilizantes.

Para escolha dos melhores produtos foi construído uma matriz de decisão em que o aumento no CBR, tempo de efeito do produto e complexidade da operação possuíam maior relevância e assim indicaria um *ranking* dos melhores produtos para o estudo.

Foram selecionados estabilizantes com princípio ativo a base de óleos e resinas com sulfato de alumínio (produto “A”), açúcares e enzimas (produtos “B” e “C”), sais e polímeros orgânicos (“D”), cal calcítica (“E”) e zeólito sintético com cimento tipo CP III (“F”), abaixo:

Tabela 2. Estabilizantes químicos e suas características utilizados na etapa 1.

Tratamentos	Princípio ativo	Concentração utilizada	Produto complementar	Consistência
Produto A	Óleos e resinas vegetais	5%	Sulfato de alumínio	Líquido + pó
Produto B	Açúcares e enzimas	5%		Líquido
Produto C ₅	Açúcares e enzimas	5%		Líquido
Produto D	Sais e polímeros orgânicos	5%		Líquido
Produto E ₃	Cal calcítica	3%		Pó
Produto F	Zeólito sintético	1.8 kg/m ³	Cimento	Pó
Cal ₁₂	Cal dolomítica	12%		Pó
Cimento ₂	Clínquer + gesso + escória	2%		Pó

Fonte: Elaborado pela autora, 2021

As recomendações sobre a concentração foram baseadas nas análises de caracterização do solo que foram fornecidas às empresas fabricantes previamente. Além de estabilizantes químicos comerciais, foram testados cal dolomítica e cimento tipo CP II que já são utilizados a muito tempo como estabilizantes de estradas não-pavimentadas e são materiais facilmente encontrados no comércio.

Os estabilizantes tradicionais tiveram suas concentrações determinadas em função de neutralização do pH, no caso da cal e para o cimento a dosagem foi indicada pela empresa envolvida no projeto, baseada em pesquisas anteriores (VARGAS, 2019) (Tabela 2).

O procedimento quanto à proporção de mistura, tempo de cura e demais singularidades foi realizado de acordo com as normas especificadas pelos fabricantes. Para o produto A foi recomendado utilizar a dosagem de acordo com a indicação do fabricante. Para o estabilizante de solo preparou-se uma solução a 5%, ou seja, 50ml do produto mais água destilada para completar um litro. Para seu reagente Sulfato de Alumínio preparou-se a solução a 1%, ou seja, 10g de sulfato diluído em um litro de água. Este produto pode ser utilizado também com cal hidratada e cimento em substituição ao sulfato.

O produto B foi utilizado em adaptação a metodologia recomendada pelo fabricante para as análises em laboratório e também a campo. Esta adaptação foi realizada devido à alta concentração do produto, onde um litro é suficiente para tratar 33m³ de solo. Como exemplo, para realizar *Proctor* com nove pontos (18 kg de solo) era necessário apenas 0,37ml do estabilizante, assim, utilizou-se a mesma metodologia do produto C.

Com o produto C, segundo a empresa de suporte técnico nas análises laboratoriais, a dosagem indicada para o solo em estudo foi de 5%, ou seja, a diluição de 50 ml do produto em um litro de água e para cada quilo de solo, assim, borrifou-se 2% de estabilizante (21ml). Também foi utilizado nas análises em laboratório a concentração de 10%, diluindo 100ml do produto para um litro de água. Para a parcela a campo, segundo os fabricantes, um litro de produto tem a capacidade de estabilizar 30 m³ de solo, a partir dessa premissa fez-se a conversão para o tamanho da parcela.

Em relação ao produto D, para as análises iniciais em laboratório utilizou-se a mesma forma de diluição e aplicação do produto C com 5% de concentração, pois não havia as recomendações dos fabricantes para análises de caracterização e resistência do solo, somente para aplicação diretamente a campo. O produto D possui como principal função a supressão de poeira, mas segundo os fabricantes pode ser utilizado como aditivo químico para estabilização.

O produto E trata-se de uma cal calcítica, encontrada em regiões específicas do Brasil. A indicação sobre a concentração deste estabilizante foi de 3% em relação a densidade

específica aparente seca máxima, tanto para laboratório quanto para aplicação em campo. Para a parcela alternativa optou-se por uma concentração de 2%. Recomendou-se o repouso de uma hora após a mistura entre solo e produto para haver reação aditivo/solo em todas as análises.

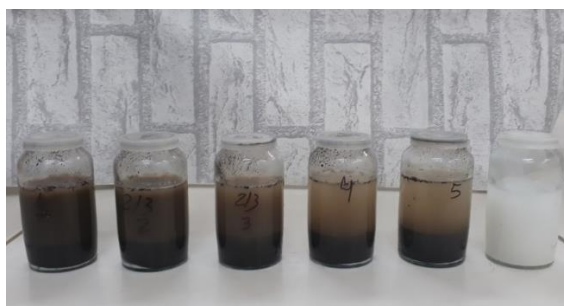
A dosagem do produto F, segundo a indicação do fabricante, consistiu em $1,8 \text{ kg/cm}^3$ de estabilizante juntamente com 180 kg/cm^3 de cimento Portland, para ensaios laboratoriais. Esse estabilizante também exigiu tempo de repouso entre o solo e o produto de duas horas, antes de colocar o cimento para efetuar a mistura.

A cal tratada neste estudo como um dos estabilizantes tradicionais, tem origem dolomítica, hidratada, CH- III com densidade de $0,66 \text{ g/cm}^3$. Para a determinação do teor mínimo de cal para a estabilização do solo foi utilizado a NORMA DNIT 419/2019. Esta baseia-se no método proposto por Eades e Grim (1966, *apud* Silva 2016) que mensura o pH do solo com vários teores de cal, com o objetivo de atingir o pH de 12,4.

De acordo com este método, a cal é adicionada a uma suspensão aquosa de um solo e uma série de reações químicas imediatas começam a ocorrer: (i) reações de troca catiônica, (ii) reações de neutralização ácido-base e (iii) adsorção pelas superfícies dos argilominerais. A adição de cal leva o solo a uma nova condição de equilíbrio químico e termodinâmico, a acidez do solo é neutralizada e os cátions trocáveis são substituídos pelo íon cálcio.

Foram realizadas cinco proporções de cal variando de 2 a 10% colocadas em frascos com 25 g de solo e outra somente com 2 g cal, conforme a norma determinava (Figura 6). Após uma hora agitando as amostras a cada 10 minutos foram feitas as leituras através do pHmetro.

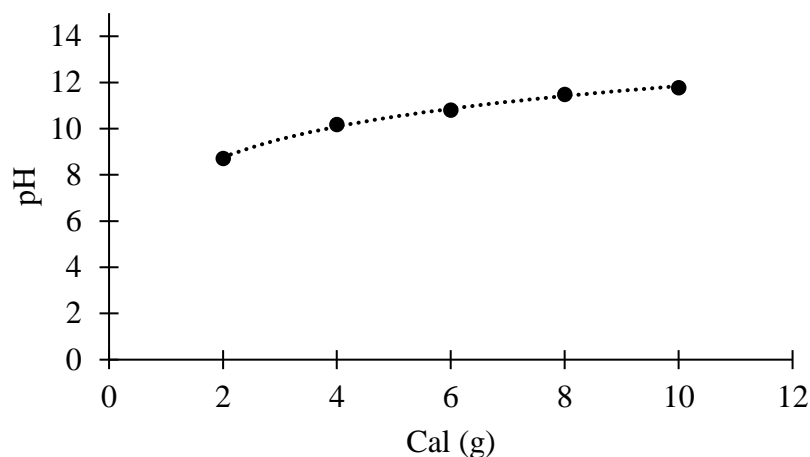
Figura 6. Determinação da quantidade de cal pelo método do pH.



Fonte: Elaborado pela autora, 2020.

As leituras de pH das amostras podem ser visualizadas na Figura 7. A concentração de cal com 10% foi a mais próxima a atingir o pH desejado de 12,4, portanto foi considerado que 12% (sobre a densidade específica aparente seca máxima) seria o suficiente para estabilização do solo de acordo com este método.

Figura 7. Valores de pH de acordo com a quantidade de cal (g).



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

O cimento utilizado no estudo foi *Portland* CP II E 32, sua dosagem foi de 2% sobre a densidade específica aparente seca máxima. Este é um cimento composto, e contém adição de escória granulada de alto-forno, o que lhe confere a propriedade de baixo calor de hidratação. É indicado para estruturas que exigem desprendimento de calor moderadamente lento e apresenta maior resistência ao ataque de sulfatos presentes no solo (VOTORANTIN CIMENTOS, 2020).

4.2.1 Granulometria

A granulometria da fração grosseira foi realizada de acordo com a norma DNER-ME 051/94 (DNER, 1994a), nesta, foram realizadas três repetições para solo puro, com 1 kg cada. Para a sedimentação foi seguido a norma DNER- ME 080/94 (DNER, 1994b), onde foram quatro repetições por parcela do trecho experimental, totalizando 40. Também foi realizado quatro repetições dos tratamentos com estabilizantes para analisar a reação dos produtos com a fração fina do solo.

4.2.2 Limites de *Atterberg* e atividade da argila

Para o solo puro e os tratamentos foi realizado oito repetições seguindo os métodos pressupostos pela norma DNER-ME 122/94 para determinação do LL, e para o LP segundo a DNER-ME 082/94, o IP pela diferença entre os valores de LL e LP (DNER, 1994 c e d).

A atividade da argila (AA) foi determinada de acordo com o método proposto por Skempton (Equação 1). A atividade da argila se classifica como inativa (<0,75), normal (0,75 a 1,25) e ativa (>1,25) (PINTO, 2006).

$$AA = \frac{IP}{AR}$$

Em que: AA= atividade da argila; IP=índice de plasticidade (%) e AR=quantidade de argila presente no solo (%).

A classificação do solo foi realizada para o solo puro, de acordo com a granulometria, limites de consistência e índice de plasticidade para o sistema TRB, e para a USCS características texturais também fizeram parte da abordagem.

O Índice de Grupo (IG) para o solo puro, foi determinado em função dos quantitativos dos limites de consistência e da granulometria, conforme a Equação 2. O IG varia de 0 a 20, sendo que os menores valores indicam um melhor comportamento do material para estradas.

$$IG = 0,2a + 0,005ac + 0,01bd$$

Em que: a = porcentagem de material que passa na peneira N° 200, menos 35. Se a porcentagem obtida nesta diferença for maior que 75, adota-se 75; se for menor que 35, adota-se 35. (a varia de 0 a 40); b= a porcentagem de material que passa na peneira n° 200, menos 15. Se a porcentagem obtida nesta diferença for maior que 55, adota-se 55; se for menor que 15, adota-se 15. (b varia de 0 a 40). 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. (c varia de 0 a 20). d= Valor de 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 (d varia de 0 a 20) (MACHADO; LIMA; CARVALHO; 2013).

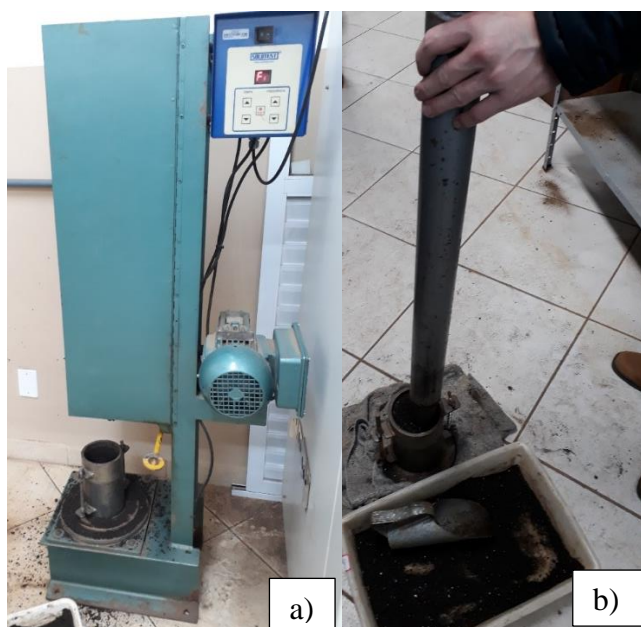
4.2.3. Curva de compactação do solo

Tanto para solo puro como para os tratamentos foram efetuados o ensaio de *Proctor* em energia normal e intermediária (5 a 8 pontos de umidade). Para determinação dos parâmetros da curva de compactação, como a densidade específica aparente seca máxima do solo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ g/cm³) e umidade ótima de compactação (Uoc %), foi seguido a norma ABNT NBR 7182 (1986).

Tanto para o ensaio na energia normal quanto na intermediária foi utilizado o cilindro *Proctor* (pequeno) com dimensões: 10 cm de diâmetro e 12,7 cm de altura. Na energia normal utilizou-se a máquina de compactação automática com peso do soquete de 2,50 kg e altura de

queda de 30, 50 cm (Figura 8a). Na intermediária utilizou-se o mesmo cilindro, mas nesta energia foi empregado o soquete de 4,54 kg com queda de 45, 72cm (Figura 8b).

Figura 8. Ensaio de compactação *Proctor*. a) energia normal, b) energia intermediária.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

A análise do incremento em compactação ($\Delta d_{sm\acute{a}x}$) foi realizada com intuito de verificar a diferença entre as densidades máximas em função da energia de compactação:

$$\Delta d_{sm\acute{a}x} = \left(\frac{d_{m\acute{a}xInt}}{d_{m\acute{a}xNrm}} \right) * 100$$

Em que: $\Delta d_{sm\acute{a}x}$ =incremento em compactação (%); $d_{m\acute{a}xInt}$ = densidade máxima do solo na energia intermediária; $d_{m\acute{a}xNrm}$ = densidade máxima do solo na energia normal.

4.2.4 Ensaio *CALIFORINA BEARING RATIO* (CBR)

O ensaio foi realizado conforme as normas do DNER – ME 049/94 (DNER, 1994f), utilizando a energia de compactação intermediária em cinco pontos de umidade para o solo puro e três pontos para os tratamentos. A variação da umidade foi de 4% sendo acima, abaixo e a ótima. Exceto, para o produto B se realizou 4 pontos, pois não foi determinado previamente os parâmetros de compactação.

Para os tratamentos com concentrações alternativas (etapa 2), optou-se por realizar apenas um ponto de CBR com a densidade específica aparente seca máxima ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ g/cm³) e umidade ótima de compactação ($U_{oc}\%$).

4.3. ETAPA 2: SELEÇÃO E TESTE DE NOVAS CONCENTRAÇÕES DOS MELHORES ESTABILIZANTES

Na etapa 2 foram mantidos somente os melhores aditivos químicos comerciais (Tabela 3), ou seja, aqueles que obtiveram resultados bons na etapa anterior. Para os tradicionais considerou-se que a cal com concentração de 12% teria um custo muito alto de aplicação, então, optou-se por realizar testes com concentrações menores (4 e 8%). Para o cimento adotou-se uma concentração maior, com 4%, para analisar novamente o desempenho.

Tabela 3. Estabilizantes químicos utilizados na etapa 2.

Tratamentos	Princípio ativo	Concentração (%)
Produto B	Açúcares e enzimas	5
Produto C ₅	Açúcares e	5
Produto C ₁₀	enzimas	10
Produto E ₂	Cal calcítica	2
Produto E ₃		3
Cal ₄	Cal dolomítica	4
Cal ₈		8
Cimento ₂	Clínquer + gesso + escória	2
Cimento ₄		4

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Foram realizados testes com concentrações alternativas dos estabilizantes comerciais “C” e “E” para análise do desempenho com esta formulação.

Os testes em laboratório foram os mesmos realizados na etapa 1. Com esses resultados, prosseguiu-se com a construção do trecho experimental.

4.4 ETAPA 3: IMPLEMENTAÇÃO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

Para construção do trecho experimental a campo foram escolhidos os estabilizantes químicos que demonstraram em laboratório melhores critérios técnicos (Tabela 4).

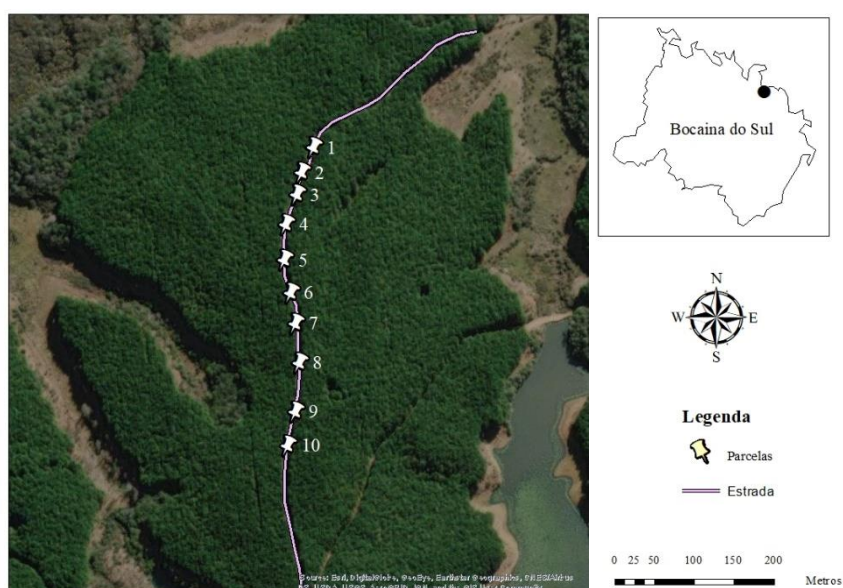
As parcelas possuíam 30m de comprimento e 5m de largura, e se localizavam na estrada primária da propriedade (Figura 9). Evitou-se instalar as parcelas em curvas, aclives e declives e muito próximos dos bueiros, permitindo assim, que todas estivessem em condições homogêneas.

Tabela 4. Tratamentos do trecho experimental.

Parcela	Tratamento	Concentração (%)
1	Cimento ₂	2
2	Cimento ₄	4
3	Cal ₄	4
4	Cal ₈	8
5	E ₂	2
6	E ₃	3
7	C ₁₀	10
8	C ₅	5
9	B	5
10	Testemunha	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 9. Local de coleta do solo e implantação das parcelas no trecho experimental.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

4.4.1 Construção do experimento

Esta etapa foi realizada em 08 de fevereiro de 2021, constituída pela escarificação da via a 25 cm de profundidade, seguido da aplicação do estabilizante químico, controle da umidade, regularização do reforço de subleito e abaulamento, compactação (12 passadas do rolo vibratório pé de carneiro), conformação do material para agulhamento e acabamento com rolo vibratório liso. Abaixo algumas imagens das operações (Figura 10).

Figura 10. Construção do trecho experimental com os estabilizantes químicos. a) Distribuição da cal dolomítica na parcela. b) Homogeneização no leito da estrada com grade de discos. c) Regularização da estrada com motoniveladora. d) Umedecimento da parcela para simulação de tráfego.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Para garantir o tráfego dos caminhões com segurança foi realizado a aplicação de uma camada fina de cascalho (agulhamento) para manter a aderência dos pneus e a pista mesmo com a alta umidade.

Na parcela testemunha utilizou-se o procedimento padrão da empresa, que consistia em regularização do subleito e abaulamento, compactação (6 passadas do rolo vibratório pé de carneiro), camada de cascalho com 12 cm de espessura, conformação do material e acabamento com rolo vibratório liso.

As operações para construção das parcelas no trecho experimental foram controladas com intuito de atingir as variáveis determinadas em laboratório, como a densidade específica aparente seca máxima do solo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ g/cm³) e umidade ótima de compactação (Uoc%). Esta última controlada utilizando o método da frigideira conforme Machado, Lima e Carvalho

(2013). O grau de compactação do solo será determinado afim de garantir que sejam atingidos os parâmetros ótimos de compactação.

$$G_c (\%) = \left(\frac{\gamma_{dm\acute{a}x \text{ (laborat\'orio)}}}{\gamma_{dm\acute{a}x \text{ (campo)}}} \right) * 100$$

Em que: $G_c (\%)$ = grau de compactação em porcentagem; $\gamma_{dm\acute{a}x \text{ (laborat\'orio)}}$: densidade específica aparente seca máxima do solo na energia intermediária; $\gamma_{dm\acute{a}x \text{ (campo)}}$: densidade máxima atingida em campo.

4.4.5 Avaliação das parcelas

Foram realizadas medidas com DCP (penetrômetro dinâmico de cone) (Figura 11) que é um tipo de penetrômetro bastante utilizado pelo seu fácil manuseio e baixo custo, tendo uma ponta cônica com inclinação de 60° que penetra no solo a cada golpe com energia padronizada. O martelo possui massa de 8kg, e é liberado de uma altura de 575mm e após a batida é possível fazer a leitura da profundidade de penetração através da régua graduada (DAL PAI, 2005).

Figura 11. Penetrômetro dinâmico de cone (DCP) para determinação da variável de resistência a penetração (DN=mm/golpe).



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

O ensaio com o DCP foi realizado para todas as parcelas em seguida da construção do trecho, com 20 pancadas e três repetições para cada tratamento. Para isso, foi retirado a camada de agulhamento da estrada e eliminar o efeito de resistência gerado pelo cascalho.

Após a obtenção dos dados de campo foi realizado a curva DCP, para obter a variável DN em mm/golpe. Esta, é obtida através da razão entre a profundidade e o número de golpes necessários para penetrar até a respectiva profundidade. O DN representa a resistência que o solo apresenta à penetração do cone (DAL PAI, 2005).

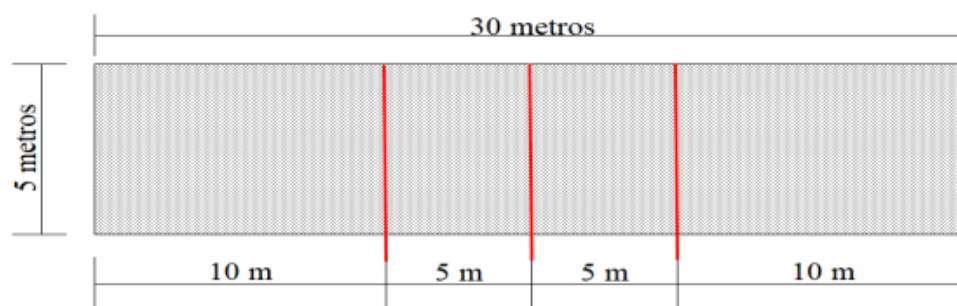
$$DN(\text{mm/golpe}) = \frac{(\text{Profundidade final} - \text{Profundidade inicial})}{(\text{N}^\circ \text{ de pancadas final} - \text{N}^\circ \text{ de pancadas inicial})}$$

Em que: Profundidade final (mm): Profundidade máxima de penetração que foi atingida;
Profundidade inicial (mm): Profundidade mínima de penetração do solo;

A avaliação da deformação das parcelas no trecho experimental foi realizada 28 dias após a sua construção, sendo simulado através de caminhão-pipa condições extremas de umidade e tráfego de veículo padrão (bitrem 9 eixos com 77t de peso bruto total combinado). Para isso, demarcou-se três pontos (repetições) em cada tratamento, esses pontos foram implantados através de um par de estacas fixadas em cada lado da estrada e com uma linha amarrada a 30 cm de altura do pavimento.

Na Figura 12 apresenta-se o esquema de avaliação da deformação das parcelas. Primeiramente, considerou-se o meio da parcela (15 m), cinco metros para frente (20 m) e cinco metros para trás (10 m). Em cada repetição foi medido a distância (vertical) entre o pavimento e a linha (a cada 15 cm), de uma estaca a outra. Adotou-se a primeira leitura como zero, sendo esta obtida antes do tráfego e a avaliação final após 219 passadas dos caminhões. Conforme o pavimento se deformou as medidas também se diferiram.

Figura 12. Esquema de avaliação da deformação da parcela.



Fonte: Adaptado de Vargas (2019).

Nesta avaliação o objetivo foi determinar dois critérios: área movimentada (AM) e afundamento em trilha de roda (TR). A área movimentada se refere a todo material que se

movimentou nos três pontos (em vermelho). Para isso determinou-se a diferença entre profundidade inicial com a final, multiplicado pela largura de 15 cm referente as leituras horizontais.

O Afundamento em trilha de roda foi determinado pelas leituras no lado esquerdo e direito da estrada, dos 75 aos 105 cm e 270 a 300 cm da largura da estrada, respectivamente. O movimento do material da pista de rolamento, pode ser positivo (material acima do leito da estrada) ou negativo (material abaixo do leito da estrada).

4.5 ANÁLISE DOS DADOS

Os dados foram submetidos a estatística descritiva e análise por delineamento experimental inteiramente casualizado (DIC). Foi realizado o teste de normalidade de *Kolmogorov- Smirnov*, prosseguindo-se com a análise de variância e teste de comparação de médias por *Duncan* à 5% de significância. Os valores que não atenderam aos pressupostos de normalidade foram transformados.

As associações entre as variáveis analisadas foram avaliadas pelo coeficiente de correlação linear de *Pearson* (r), sendo os dados *outliers* eliminados conforme os critérios de Hoaglin (1983) e Regazzi e Leite (1993, *apud* SAMPIETRO, 2013). O ajuste de equações de regressão foi avaliado por meio do coeficiente de determinação (R^2).

Para a determinação da variável DN (mm/ golpe) observou-se que em função da camada de cascalho na estrada, foram obtidos valores extremamente diferentes entre si. Portanto, foram utilizados os valores médios para contornar esse problema em relação às análises estatísticas, da mesma forma que Berisso *et al.* (2012, *apud* SAMPIETRO, 2013).

5. RESULTADOS E DISCUSSÃO

5.1. ETAPAS 1 e 2: ANÁLISES LABORATORIAIS E ESTABILIZANTES QUÍMICOS

5.1.1 Granulometria

Trata-se de um material com grande quantidade de finos, pois teve em média 84,16% passante na peneira n°200, foi classificado geotecnicamente como argilo-silto-arenoso e IG= 12. A granulometria do solo puro é apresentada na Tabela 5.

Tabela 5. Granulometria do solo puro, análise de peneiramento e sedimentação.

Fração grosseira (%) - Retido nº200			
	Pedregulho	Areia Grossa	Areia Fina
Média	1,67	1,27	12,90
Desvio	0,12	0,06	0,46
CV (%)	6,93	4,56	3,55
n	3		
Fração fina (%) - Passante nº200			
	Areia Muito Fina	Argila	Silte
Média	26,24	29,26	28,66
Desvio	1,91	3,14	3,28
CV (%)	6,13	9,03	9,63
n	40		

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

De acordo com a análise de sedimentação para solo puro, as proporções constituintes do solo são: areia muito fina 26,24 %, argila 29,26% e silte 28,66%, portanto, proporcionalmente muito equilibradas. Vargas (2019) analisando um solo também na região serrana de Santa Catarina, com classificação ML (solo siltoso) conforme USCS e A4 pela classificação TRB, encontrou valores diferentes através da análise de sedimentação. Considerando a fração fina do solo, a composição do mesmo foi: areia 21,3%, argila 46,5% e silte 12,7%, se diferenciando principalmente em relação a quantidade de argila quando comparado ao solo deste estudo.

Para o sistema TRB o solo foi classificado como A5 (solo siltoso), ou seja, regular a mau como material de subleito. Na classificação USCS houve o enquadramento em dois grupos, OL-ML. OL se referem a siltes orgânicos, argilosos ou não, com baixa plasticidade. ML: siltes inorgânicos, areias muito finas, areias finas siltosas e argilosas, siltes argilosos com baixa

plasticidade. De acordo com Machado, Lima e Carvalho (2013) tanto o grupo OL quanto ML possuem CBR natural baixos, podendo atingir valores entre 2 a 15%.

Verificou-se através da análise de variância que os estabilizantes químicos alteraram significativamente as proporções de areia e argila. Para silte, não houve diferença significativa entre os tratamentos (Tabela 6).

Tabela 6. Análise de variância para sedimentação solo puro e tratamentos da etapa 1, para a fração Areia, Argila e Silte.

Fonte de variação	GL	SQ	QM	F	valor-P
Areia					
Tratamento	8	4340,49	542,56	11,18	0,0000
Resíduo	27	1309,97	48,523		
Total	35	5650,46			
Argila					
Tratamento	8	3799,45	474,93	15,59	0,0000
Resíduo	27	822,335	30,46		
Total	35	4621,78			
Silte					
Tratamento	8	441,79	55,224	1,26	0,3045
Resíduo	27	1183,29	43,82		
Total	35	1625,09			

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Na etapa 1 (Tabela 7), ao observamos a fração areia não houve diferença significativa entre o solo puro (31,18%) e os estabilizantes líquidos: A (31,57%), C₅ (35,15%), D (36,56%); e Cimento₂ (40,35%). A média do produto B (43,10%) não se difere estatisticamente do produto C₅, D, Cimento₂ e do produto F com 48,49%. A média obtida pela Cal₁₂ (56,54%) não se difere do produto F e o aditivo E₃ (65,49%) não se difere estatisticamente da Cal₁₂, sendo esses últimos os maiores valores para fração areia.

Esse resultado pode ser explicado pelo efeito agregante dos produtos, principalmente nas partículas de argila e silte. Como o produto se agregou a essas frações finas, as partículas aumentaram de tamanho e não passaram na peneira n° 270, com isso, alterou-se a quantidade de material que seria classificado como “areia”, consequentemente, as demais frações do solo, também, sofreram alterações.

Tabela 7. Teste de comparação de médias por *Duncan* para análise de sedimentação do solo puro e tratamentos, etapa 1.

Tratamento	Areia (%)			Argila (%)			Silte (%)		
	Média	Desvio	CV (%)	Média	Desvio	CV (%)	Média	Desvio	CV (%)
Solo puro	31,18a	1,92	6,13	34,77f	3,14	9,03	34,05	3,28	9,63
Produto A	31,57a	0,53	1,67	32,59ef	1,06	3,26	35,83	1,57	4,38
Produto B	43,10bc	8,18	18,98	23,85c	5,98	25,07	33,05	8,55	25,86
Produto C₅	35,15ab	1,91	5,42	26,86cde	4,40	16,38	37,99	2,74	7,21
Produto D	36,56ab	3,95	10,80	25,57cd	6,93	27,09	37,88	10,80	9,45
Produto E₃	65,49ef	7,75	11,83	5,48a	4,49	81,88	29,02	29,02	11,90
Produto F	48,49cd	3,75	7,73	12,91ab	0,11	0,86	38,60	3,72	9,63
Cal₁₂	56,54de	15,47	27,35	4,73a	2,18	46,16	38,72	14,43	37,26
Cimento₂	40,35abc	6,01	14,90	18,36bc	11,98	65,29	41,29	7,92	19,18

Legenda: Médias seguidas de mesma letra não diferem estatisticamente pelo teste de *Duncan* no nível de 5% de significância.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Lotfalian, Parsakhoo e Savadkoohi (2016) também relataram esse efeito sobre a granulometria, especialmente nas partículas grosseiras do solo, pois, após a aplicação do nanopolímero CBR plus houve aumento na proporção da mesma, principalmente nas concentrações mais altas do estabilizante.

O menor coeficiente de variação (CV) foi observado para o produto A (1,67%), cujo valor obtido para fração areia mais se aproximou do solo puro, e o maior CV para a Cal₁₂ (27,35%), justamente para um dos produtos que demonstrou maior diferença em relação ao solo puro. Essa variação alta é reflexo da reação do estabilizante com as partículas do solo.

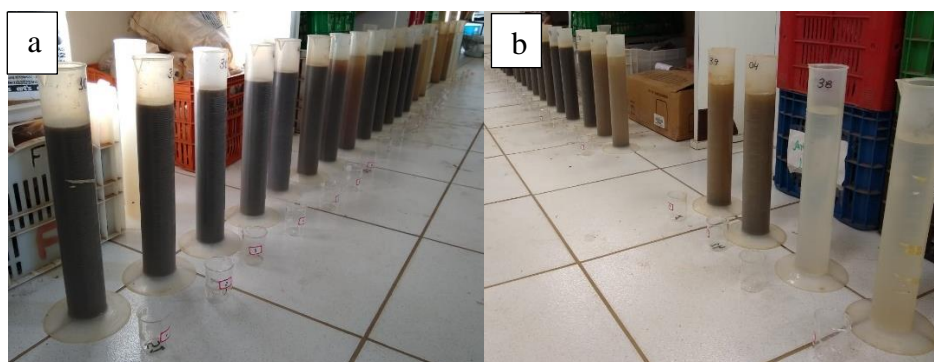
Ainda na etapa 1 do estudo, ao analisar a fração argila percebe-se que as menores médias para esta fração são para as cais, Cal₁₂ com 4,73% e E₃ com 5,48%, estas, semelhantes no ponto de vista estatístico. Em seguida o produto F com 12,91% não se diferiu das anteriores e nem do Cimento₂ com 18,36%.

As médias não se diferiram estatisticamente para Cimento₂, produto B (23,85%), C₅ (26,86%) e D (25,57%). O produto C₅ não se difere do D e do produto A (32,59%). Novamente o produto A não se difere do solo puro (34,77%), não demonstrando efeito sobre as frações finas do solo.

O produto D tem como principal função a supressão de poeira, com isso era esperado que nessa análise houvesse uma alteração significativa ao estabilizar o solo.

O CV foi maior para os estabilizantes a base de cal (E_3 81,88% e Ca_{12} 46,16%) e Cimento₂, em função do efeito aglomerante destes. Na Figura 13 é possível observar as provetas mais claras, que são destes tratamentos, onde observou-se maior floculação. Este efeito ocorre em solos de graduação fina, como o deste caso, principalmente devido as trocas catiônicas (LIMA, RÖHM *et al.* 1993 *apud* PEREIRA, 2005).

Figura 13. Análise de sedimentação, efeito da agregação do produto químico nas partículas argila e silte.



Legenda: a) Proveta com solo estabilizado quimicamente com baixo efeito agregante. b) Provetas com solo estabilizado quimicamente com alto efeito agregante e provas em branco.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Dentre os estabilizantes testados na etapa 1, os produtos à base de pó foram os que demonstraram maior reação e se diferiram do solo puro no teste de comparação de médias.

Na etapa 2, houve diferença estatística entre os tratamentos para as frações areia, argila e silte (Tabela 8).

Tabela 8. Análise de variância para sedimentação solo puro e tratamentos da etapa 2, para a fração Areia, Argila e Silte.

Fonte de variação	GL	SQ	QM	F	valor-P
Areia					
Tratamento	9	9234,7	1026,08	32,33	0,0000
Resíduo	30	952,02	31,73		
Total	39	10186,7			
Argila					
Tratamento	9	5892,26	654,69	28,54	0,0000
Resíduo	30	688,14	22,94		
Total	39	6580,4			
Silte					
Tratamento	9	1919,06	213,229	7,04	0,0000
Resíduo	30	908,39	30,28		
Total	39	2827,46			

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

A nova concentração do produto C₁₀ (37,71%) não demonstrou efeito sobre a fração areia, pois ainda é semelhante ao C₅ (35,15%) e ao solo puro como na etapa anterior. O produto E₂ (61,95%) não se diferiu estatisticamente da concentração indicada pelo fornecedor E₃ (65,49%). O Cimento₄ teve melhor resultado nesta fração quando comparado a concentração anterior e a Cal₈ obteve o maior resultado com 81,03% se diferenciando das outras cals e de todos os estabilizantes testados (Tabela 9).

Tabela 9. Teste de comparação de médias por *Duncan* para análise de sedimentação do solo puro e tratamentos, etapa 2.

Tratamento	Areia (%)			Argila (%)			Silte (%)		
	Média*	Desvio	CV (%)	Média	Desvio	CV (%)	Média	Desvio	CV (%)
Solo puro	31,18a	1,91	6,13	34,98d	3,14	8,97	34,05bc	3,28	9,64
Produto B	43,10c	8,18	18,98	23,85bc	5,98	25,07	33,05bc	8,55	25,86
Produto C₅	35,15 ab	1,91	5,42	26,86c	4,40	16,38	37,99bcd	2,74	7,21
Produto C₁₀	37,71 ab	3,18	8,43	26,64c	2,37	8,90	35,64bcd	0,97	2,71
Produto E₃	65,49e	7,75	11,83	5,48a	4,49	81,88	29,02b	29,02	11,90
Produto E₂	61,95de	2,43	3,92	2,86a	1,15	40,07	35,19bcd	2,84	8,06
Cal₄	53,66d	6,67	12,43	2,40a	0,89	36,89	43,93d	6,11	13,91
Cal₈	81,03f	8,22	10,14	1,56a	0,92	59,09	17,41a	8,75	50,26
Cimento₂	40,35 ab	6,01	14,90	18,36b	11,98	65,29	41,29cd	7,92	19,18
Cimento₄	60,88de	4,61	7,57	2,25a	0,61	27,11	36,87bcd	4,86	13,18

Legenda: Médias seguidas de mesma letra não diferem estatisticamente pelo teste de *Duncan* no nível de 5% de significância.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Com relação a fração argila, o menor valor foi para a Cal₈ com apenas 1,56%, entretanto não se difere do Cimento₄ com 2,25%, Cal₄ 2,40%, E₂ 2,86 e E₃ 5,48%. Em seguida o Cimento₂ com 18,36% que não se difere do produto B com 23,85%. Ainda, o produto B possui média estatisticamente igual ao C₅ com 26,86% e C₁₀ 26,64%, portanto a nova concentração do produto C demonstrou mesmo efeito da etapa 1 e com valores semelhantes.

Para silte, o estabilizante que teve o menor valor foi a Cal₈ com 17,41%, se diferiu de todos os outros e obteve maior CV com 50,26%. Na sequência temos o produto E₃ com 29,02% de silte, com média estatisticamente igual ao solo puro (34,05%), produto B (33,05%), C₅ (37,99%), C₁₀ (35,64%), E₂ (35,19%) e Cimento₄ (36,87%). A Cal₄ teve maior média (43,93%) mas não se difere do Cimento₂ (41,29%), este por sua vez não se difere do Cimento₄, C₅ e C₁₀.

O efeito do cimento observado nesta análise ocorre, segundo Lima, Bueno e Silva (1993, *apud* PEREIRA, 2005), devido a formação de núcleos pelos grãos de cimento e assim as

partículas que rodeiam se aderem e formam regiões de material floculado. Petrucci *apud* Pereira (2005) afirma que em decorrência da hidratação do cimento ocorre a floculação das argilas.

5.1.2 Limites de *Atterberg* e atividade da argila

O solo do estudo foi classificado como pouco plástico, pois o Índice de Plasticidade (IP) foi de apenas 2,03%. Solos com IP elevado indicam uma grande capacidade de absorção de água, sendo inconveniente como suporte devido à instabilidade, pois provoca aumento sensível no volume (Machado *et al.*, 2005), uma característica não desejável para material de subleito.

O Limite de Liquidez (LL) deste estudo foi de 46,91%, e de acordo com Machado, Lima e Carvalho (2013) em solos siltosos, o LL varia de 25% a 50%, já para as argilas, varia de 40% a 60%. Os limites máximos de exceção estabelecidos pelo DNIT (2006) para materiais de base usados em pavimentos flexíveis são $LL = 25\%$ e $IP = 6\%$.

O Limite de Plasticidade (LP) foi de 44,88% e a Atividade da Argila (AA) é considerada baixa com 0,05. Alguns solos com teores elevados de argila podem apresentar índices mais baixos do que aqueles com pequenos teores de argila, isto ocorre em função da composição mineralógica dos argilominerais (PINTO, 2006).

Os resíduos da variável LP atenderam ao pressuposto da normalidade após a transformação logarítmica, assim obteve-se valor-P = 0,1963 (Tabela 10).

Tabela 10. Análise de variância para o Limite de Plasticidade (LP) para solo puro e tratamentos, etapa 1.

Fonte da variação	GL	SQ	QM	F	valor-P
Tratamento	8	1061,73	132,72	9,73	0,0000
Resíduo	70	955,18	13,64		
Total	78	2016,92			

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

De acordo com a análise de variância houve diferença entre os tratamentos, com isso realizou-se o teste de comparação de médias para a etapa 1 (Tabela 11).

Dentre os aditivos comerciais avaliados nesta etapa, o produto D demonstrou alteração na plasticidade, em função da diminuição do LP para 37,30% o que resultou no aumento do IP para 6,38%, sendo considerado plasticidade baixa. O produto E₃ anulou a plasticidade do solo com IP -0,38%, considerado, portanto não plástico (NP) (MACHADO, LIMA; CARVALHO,

2013). O produto A também teve efeito considerável na plasticidade do solo devido à redução do limite de liquidez para 33,97%, ficando muito próximo de NP com 0,05%.

Tabela 11. Limite de Liquidez e teste de médias por *Duncan* para Limite de Plasticidade do solo puro e tratamentos, etapa 1.

Tratamento	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AA
Solo puro	46,91 ($\pm 3,27$)	44,88 ($\pm 8,62$) d	2,03	0,05
Produto A	33,97 ($\pm 0,43$)	33,92 ($\pm 3,35$) a	0,05	0,00
Produto B	41,01 ($\pm 1,31$)	37,43 ($\pm 0,57$) abc	3,57	0,15
Produto C ₅	40,11 ($\pm 0,58$)	37,28 ($\pm 1,27$) abc	2,83	0,11
Produto D	43,68 ($\pm 0,62$)	37,30 ($\pm 0,99$) abc	6,38	0,26
Produto E ₃	47,64 ($\pm 0,46$)	48,02 ($\pm 11,59$) e	-	-
Produto F	37,74 ($\pm 0,59$)	35,96 ($\pm 1,00$) ab	1,78	0,14
Cal ₁₂	41,25 ($\pm 0,42$)	38,91 ($\pm 1,12$) bcd	2,34	0,50
Cimento ₂	43,47 ($\pm 0,45$)	40,20 ($\pm 1,41$) cd	3,28	0,18

Legenda: Médias seguidas de mesma letra não diferem estatisticamente pelo teste de *Duncan* no nível de 5% de significância.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

O produto F reduziu o LL e LP para 37,74% e 35,96%, reduzindo o IP para 1,78. Em relação aos estabilizantes tradicionais, a Cal₁₂ teve IP (2,34%) próximo ao do solo puro (2,03%) e o Cimento₂ obteve IP acima com 3,28%. Tanto para o solo puro como os tratamentos com estabilizantes, a AA pode ser considerada inativa, pois nenhum valor ultrapassou 0,75 (PINTO, 2006).

Khan e Taha (2015) ao realizar testes com três bioenzimas, dentre elas o que denominamos como produto B, em um solo composto por 29,6% de argila, não encontraram alteração do aditivo sobre os Limites de *Atterberg*. Resultado diferente do encontrado neste estudo, onde houve alteração no LL (41,01%) e LP (37,43%) com o uso do produto B, entretanto, o IP ficou maior do que para o solo sem estabilizante 3,57%.

Segundo a análise de variância, para a etapa 2 não houve diferença significativa entre os tratamentos avaliados para o limite de plasticidade (Tabela 12).

Tabela 12. Análise de variância para o Limite de Plasticidade (LP) para solo puro e tratamentos, etapa 2.

Fonte da variação	GL	SQ	QM	F	valor-P
Tratamento	9	796,10	88,45	1,24	0,2883
Resíduo	69	4940,22	71,60		
Total	78	5736,32			

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Dentre as concentrações alternativas, apenas a Cal₈ não anulou a plasticidade do solo, mas em comparação com a concentração testada anteriormente demonstrou redução no IP chegando próximo a 0. Para todos os produtos testados na etapa 2 a AA foi considerada inativa.

Tabela 13. Limite de Liquidez e Plasticidade do solo puro e estabilizantes, etapa 2.

Tratamento	LL (%)	LP (%)	IP (%)	AA
Solo puro	46,91 (±3,27)	44,88 (±8,62)	2,03	0,05
Produto B	41,01 (±1,31)	37,43 (±0,57)	3,57	0,15
Produto C ₅	40,11 (±0,58)	37,28 (±1,27)	2,83	0,11
Produto C ₁₀	42,59 (±15,37)	43,42 (±12,49)	-	-
Produto E ₃	47,64 (±0,46)	48,02 (±11,59)	-	-
Produto E ₂	36,69 (±4,59)	44,02 (±7,83)	-	-
Cal ₄	43,33 (±8,06)	44,52 (±9,67)	-	-
Cal ₈	44,79 (±6,61)	43,86 (±11,06)	0,93	-
Cimento ₂	43,47 (±0,45)	40,20 (±1,41)	3,28	0,18
Cimento ₄	34,48 (±6,35)	40,49 (±6,87)	-	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

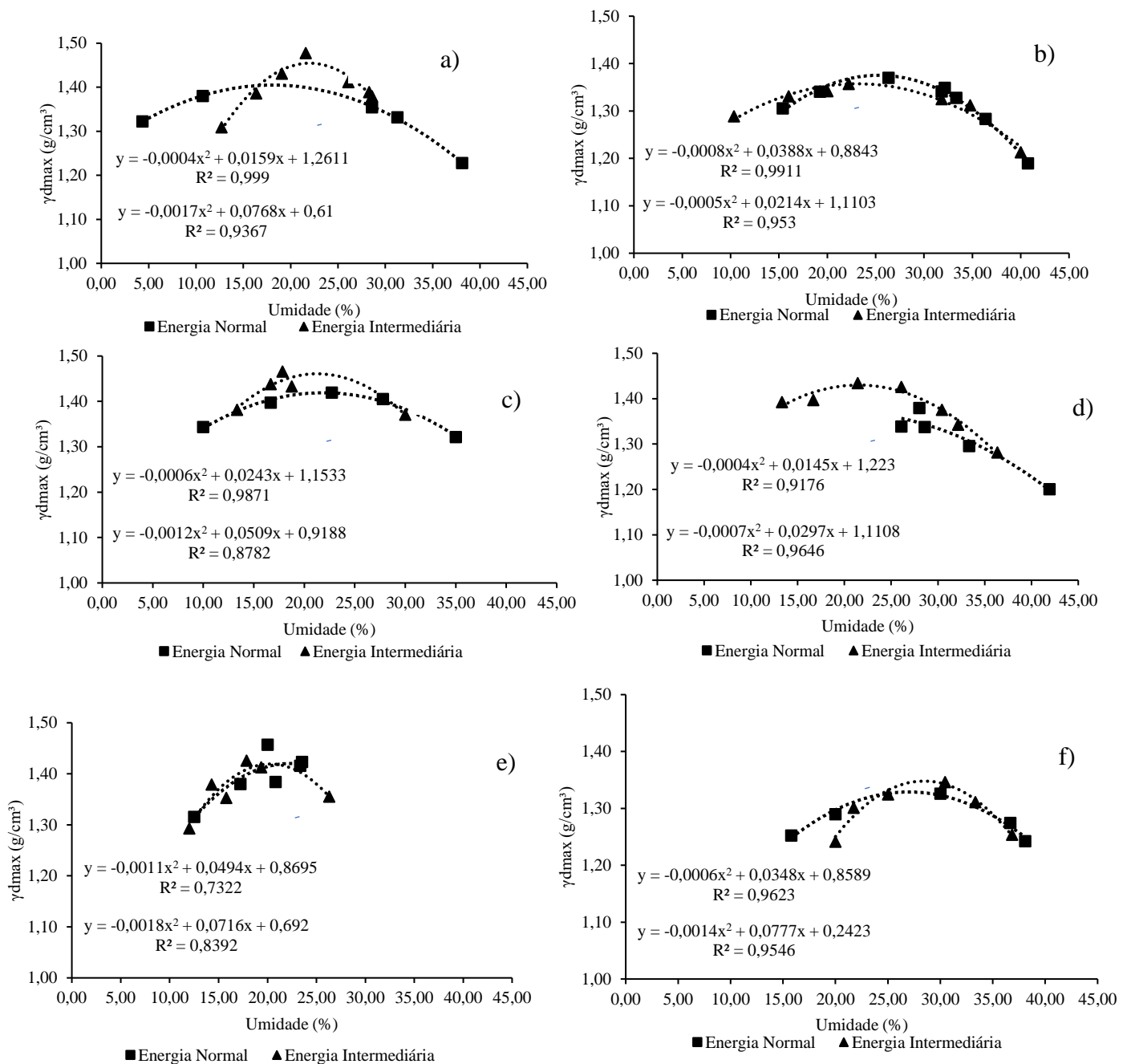
Para o sistema TRB o solo foi classificado como A5 (solo siltoso), ou seja, regular a mau como material de subleito. Na classificação USCS houve o enquadramento em dois grupos, OL-ML. OL se referem a siltes orgânicos, argilosos ou não, com baixa plasticidade. ML: siltes inorgânicos, areias muito finas, areias finas siltosas e argilosas, siltes argilosos com baixa plasticidade. De acordo com Machado, Lima e Carvalho (2013) tanto o grupo OL quanto ML possuem CBR natural baixos, podendo atingir valores entre 2 a 15%.

5.1.3 Curva de compactação

Analizando o solo puro (Figura 14a) na energia normal, a umidade ótima de compactação (Uoc) foi de 19,80% e densidade específica aparente seca máxima do solo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) de 1,42 g/cm³, a curva de compactação para esta energia ficou aberta e contida. Para a energia intermediária, houve uma diminuição da amplitude da curva com o pico evidenciado na umidade ótima (Uoc) de 22,00% correspondendo a $\gamma_{dm\acute{a}x}$ de 1,45 g/cm³. Segundo Pinto (2006) os solos siltosos tendem a apresentar valores de densidade seca máxima baixas e curvas bem abatidas, como foi o caso deste estudo.

Apenas a estabilização mecânica para este solo não é suficiente para conferir melhorias no comportamento mecânico. Isso ocorre devido à dificuldade de rearranjo das partículas de silte e areia (INGLES; MELTCALF, 1972 *apud* EMMERT, 2010).

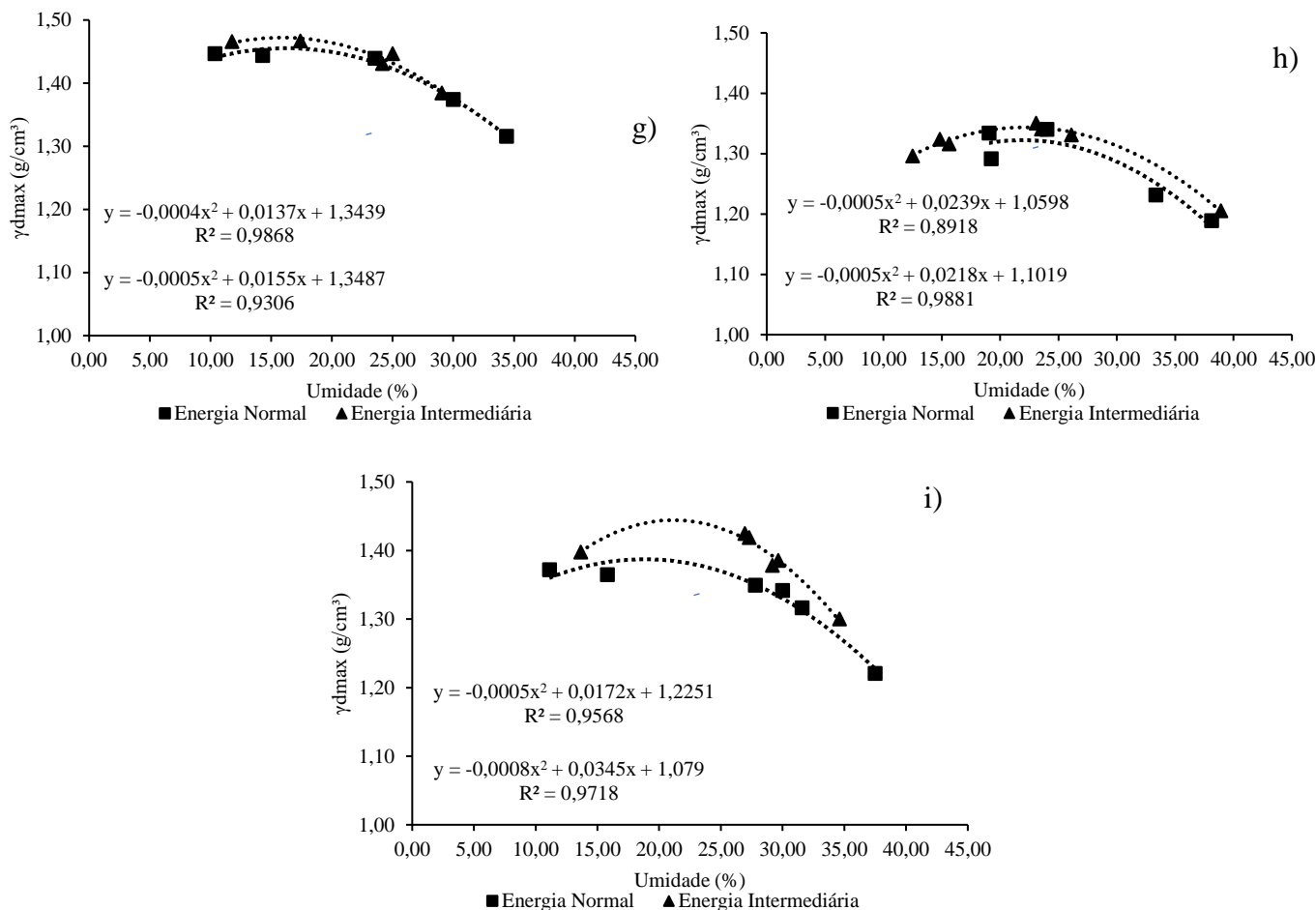
Figura 14. Curvas de compactação energia normal e intermediária do solo puro e tratamentos da etapa 1. (Continua)



Legenda: a= solo puro; b= produto A; c= produto B; d= produto C₅; e=produto D; f= produto f; g= produto E₃,
h= produto Cal₁₂, i= produto Cimento₂.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 14. Curvas de compactação energia normal e intermediária do solo puro e tratamentos da etapa 1. (Conclusão)



Legenda: a= solo puro; b= produto A; c= produto B; d= produto C₅; e=produto D; f= produto E₃; g= produto F, h= produto Ca₁₂, i= produto Cimento₂.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

O produto A (Figura 14b) apresentou as curvas de compactação para ambas as energias com maiores amplitudes, a Uoc para energia normal foi de 25,32% com γ_{dmax} 1,38 g/cm³ sendo correspondente ao ponto de máxima. Para a energia intermediária, a Uoc foi menor 21,40% como já é esperado com o aumento da energia, entretanto a γ_{dmax} 1,34 g/cm³ diminuiu.

O aditivo B (Figura 14c) obteve seu ponto de máxima para a energia normal com Uoc 21,90% e γ_{dmax} 1,42 g/cm³, sendo estes próximos ao obtido para o solo sem estabilizante e a curva de compactação também foi semelhante. Para energia intermediária a curva de compactação foi menos ampla e os parâmetros máximos foram superiores ao do solo puro, Uoc 21,29% e γ_{dmax} 1,46 g/cm³. O produto C₅ (Figura 14d) deslocou a curva de compactação da energia normal para a direita com pouca amplitude, seus parâmetros ótimos ficaram abaixo do

solo puro Uoc 20,16% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,37 g/cm³. Este produto, demonstrou melhoria na $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,43 g/cm³ assim que foi aplicada a energia intermediária, seu ponto de máxima corresponde a Uoc 21,53% um pouco acima da energia normal.

O produto D teve curvas e parâmetros de máxima muito semelhantes para ambas as energias (Figura 14e), Uoc 22,27% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,42 g/cm³ para a energia normal e Uoc 20,30% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,42 g/cm³ na intermediária, nenhum parâmetro superior ao do solo puro. O produto E₃ refletiu em curvas de compactação amplas, sendo a energia intermediária superior à energia normal (Figura 14f). Os parâmetros de máxima tanto para a energia normal (Uoc 26,99% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,33 g/cm³) como para intermediária (Uoc 28,46% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,35 g/cm³) foram abaixo do solo puro, com a umidade ótima deslocada para a direita e menores densidades.

O aditivo químico F também resultou em curvas de compactação para ambas energias muito próximas (Figura 14g), seus parâmetros ótimos de compactação foram deslocados para esquerda em termos de umidade e a densidade superior ao do solo sem estabilizante. Na energia normal Uoc 16,20% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,46 g/cm³ e na intermediária Uoc 15,90% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,47 g/cm³.

Portanto, dentre os estabilizantes comerciais, com a aplicação do produto F há melhoria no comportamento do solo, aplicando-se a energia normal em menor umidade (Uoc em torno de 16%) se atinge o ponto de máxima densidade.

Em relação ao estabilizante tradicional Cal₁₂, assim como para o produto E₃ (cal calcítica), houve diminuição nos parâmetros de compactação em comparação ao solo puro, para ambas energias. Sendo na energia normal Uoc 21,92% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,32 g/cm³ e intermediária Uoc 21,63% e $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,34 g/cm³.

Resultado semelhante ao encontrado por Maciel (2010), Souza (2014) e Pereira *et al.* (2018) que observaram o deslocamento da curva de compactação para a direita do gráfico e diminuição da densidade específica aparente seca máxima com o aumento do teor de cal adicionado ao solo. Lima, Röhm e Barbosa (1993, *apud* PEREIRA, 2005) afirmam que o teor de umidade ótima do solo tratado com cal aumenta e a densidade específica máxima diminui em até 5% dependendo do teor de cal.

O Cimento₂ resultou em curvas de compactação distintas entre si, com resposta a mudança de energia aplicada principalmente sobre a densidade, pois o ponto de máxima para a energia normal foi de 18,82% Uoc com $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,39 g/cm³ e para energia intermediária 21,17% Uoc com $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,44 g/cm³.

Emmert (2010) ao realizar a estabilização química com cal e cimento, e ambos com 2% de concentração em relação a densidade do solo seco, compartilhou deste mesmo resultado,

onde houve deslocamento da umidade ótima para a direita, elevando-a e diminuindo as densidades específicas máximas.

Ao analisarmos o efeito de incremento em compactação (Tabela 14), observamos que este solo tem resposta apática a mudança de energia aplicada sobre ele. Pois geralmente ao se empregar maior energia para compactar um solo, maior será a densidade atingida, porém a umidade ótima para obter tal densidade será mais baixa (EMMERT, 2010).

Esse comportamento não é observado neste solo, pois na energia intermediária houve aumento na densidade específica aparente seca máxima de 1,42 g/cm³ para 1,45 g/cm³, entretanto para isso, a Uoc aumentou de 19,80% para 22,00%.

Tabela 14. Parâmetros de compactação do solo para energia normal e intermediária, etapa 1.

Tratamento	Energia				$\Delta d_{sm\acute{a}x}$ (%)
	Normal		Intermediária		
	UOC (%)	$\gamma d_{m\acute{a}x}$ (g/cm³)	UOC (%)	$\gamma d_{m\acute{a}x}$ (g/cm³)	
Solo puro	19,80	1,42	22,00	1,45	102,11
Produto A	25,32	1,38	21,40	1,34	97,10
Produto B	21,90	1,42	21,29	1,46	102,82
Produto C ₅	20,16	1,37	21,53	1,43	104,38
Produto D	22,27	1,42	20,30	1,42	100,00
Produto E ₃	26,99	1,33	28,46	1,35	102,27
Produto F	16,20	1,46	15,90	1,47	100,68
Cal ₁₂	21,92	1,32	21,63	1,34	101,51
Cimento ₂	18,82	1,39	21,17	1,44	103,60

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

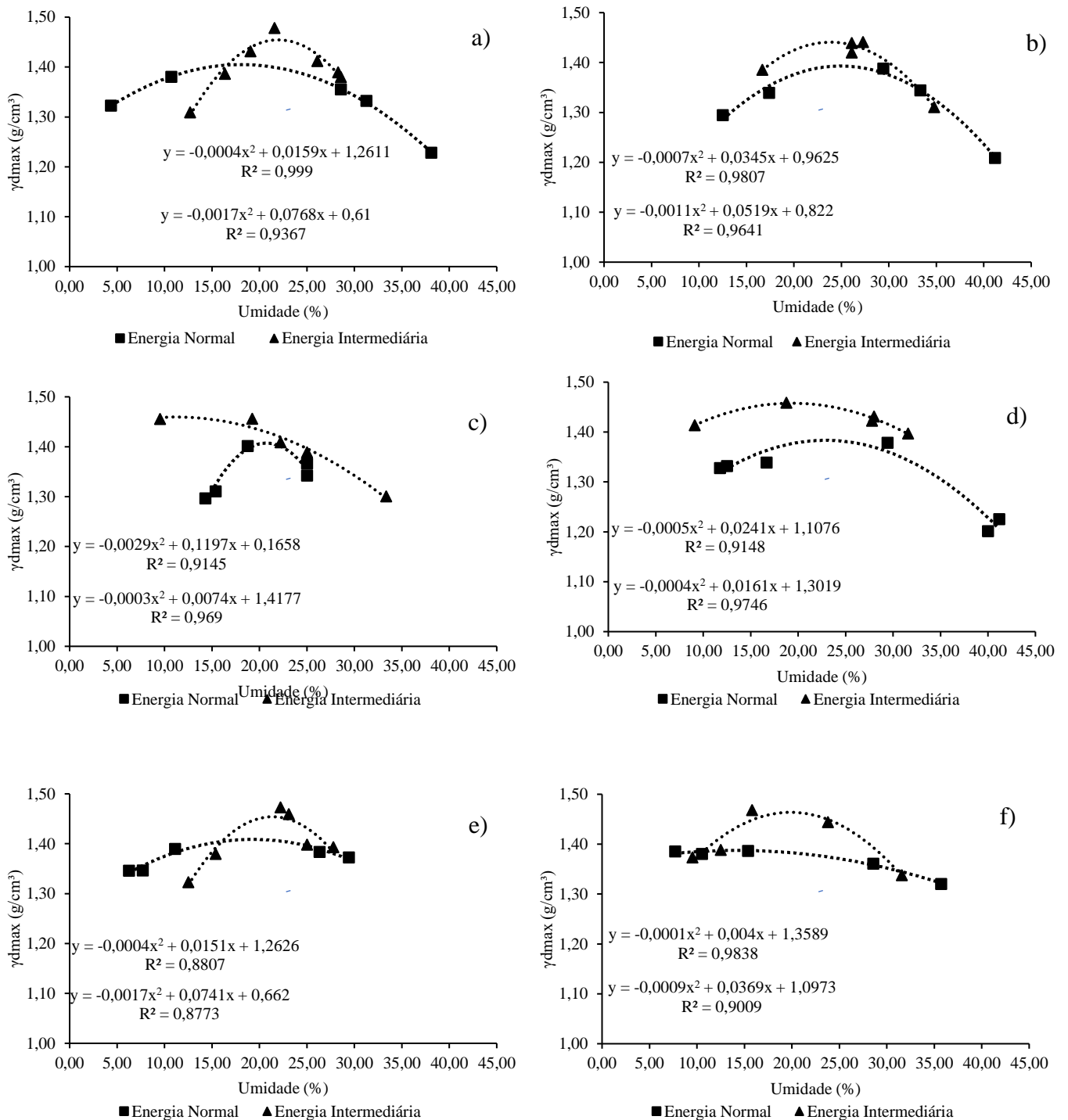
Partindo desse ponto de vista, comparado ao solo puro, dois produtos melhoraram este comportamento. O produto B, reduziu a Uoc e aumentou $\gamma_{dm\acute{a}x}$, refletindo em um incremento na compactação de uma energia para outra de 102,82% e o produto F demonstrou leve redução na Uoc e grande elevação na $\gamma_{dm\acute{a}x}$, seu incremento foi de apenas 100,68 pois já obteve valor alto para $\gamma_{dm\acute{a}x}$ desde a energia normal.

Analisando-se apenas o incremento de compactação para os tratamentos, o que teve maior valor foi o C₅ com 104,38% e o menor foi o produto D com 97,10%.

No geral, as curvas de compactação da etapa 2 (Figura 15) se mostraram mais abertas e distintas em relação a energia empregada. O produto C₁₀ (Figura 15b) demonstrou melhoria com

a nova concentração em relação a densidade específica aparente seca máxima, sendo $\gamma_{dm\acute{a}x}$ 1,39 g/cm³ na energia normal e 1,44 g/cm³ na intermediária.

Figura 15. Curvas de compactação energia normal e intermediária do solo puro e tratamentos da etapa 2.



Legenda: a= solo puro; b= produto C₁₀; c=produto E₂; d= produto Cal₄; e= produto Cal₈ e f= produto Cimento₄.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

O produto E₂ na concentração alternativa demonstrou efeito positivo no comportamento do solo sob os parâmetros de compactação. Houve deslocamento da curva para esquerda, com diminuição da Uoc de 20,74% na energia normal para 11,21% na intermediária e com aumento da densidade específica aparente seca máxima de 1,39 g/cm³ para 1,46 g/cm³, correspondendo ao incremento da compactação de 103,55%. Os resultados para esta concentração, foram superiores quando comparado ao solo sem estabilizante na energia intermediária.

Em relação ao estabilizantes tradicionais, a Cal₄ resultou em curvas distintas entre as energias de compactação, evidenciando o efeito da energia intermediária sobre o aumento da densidade específica aparente seca máxima de 1,38 g/cm³ para 1,46 g/cm³ e redução na Uoc de 22,86 para 19,39%. Seu incremento de compactação foi o melhor dentre os tratamentos avaliados 105,80% (Tabela 15).

Tabela 15. Parâmetros de compactação do solo para energia normal e intermediária, etapa 2.

Tratamento	Energia				$\Delta d_{sm\acute{a}x}$ (g/cm ³)
	Normal		Intermediária		
	Uoc (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	Uoc (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)	
Solo puro	19,80	1,42	22,00	1,45	102,11
Produto B	21,90	1,42	21,29	1,46	102,82
Produto C ₅	20,16	1,37	21,53	1,43	104,38
Produto C ₁₀	24,95	1,39	23,87	1,44	103,60
Produto E ₃	26,99	1,33	28,46	1,35	102,27
Produto E ₂	20,74	1,41	11,21	1,46	103,55
Cal ₄	22,86	1,38	19,39	1,46	105,80
Cal ₈	19,29	1,41	21,39	1,45	102,84
Cimento ₂	18,82	1,39	21,17	1,44	103,60
Cimento ₄	14,21	1,39	19,87	1,46	105,04

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

O Cimento₄ também obteve resultados positivos nesta concentração, principalmente na energia intermediária onde o ponto de máxima foi atingido com Uoc 19,87% e $\gamma_{dmáx}$ de 1,46 g/cm³, ou seja, superior a concentração anterior e com incremento de compactação maior 105,04%.

Sampaio (2019) ao realizar a estabilização química de dois solos, tipo A-7-5 e A-2-4, com produto C₅ nas dosagens de 1 a 3%, observou deslocamento discreto entre as curvas de compactação na energia normal e intermediária. A autora relata que esse resultado está atrelado

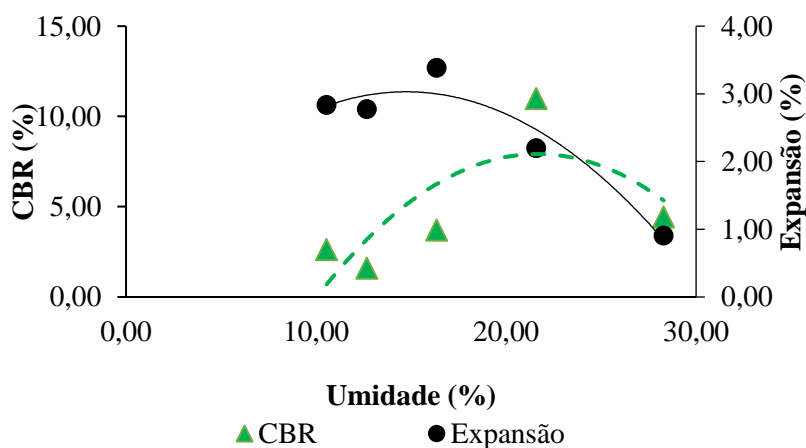
ao efeito de cura, que não foi executado pois a compactação se deu em seguida da mistura entre solo e estabilizante. Neste estudo, o produto C₅ obteve curvas distintas entre a normal e intermediária, contudo, também não atingiu densidade superior ao solo sem estabilizante. Vale ressaltar que não foi mencionado tempo de cura para realização da compactação, mas esse fator pode ter influenciado no resultado.

Khan e Taha (2015) encontraram efeito discreto nos parâmetros de compactação ($\gamma_{dm\acute{a}x}$ e Uoc) com a utilização da enzima denominada neste estudo de produto B. Em geral neste trabalho também não houve grande distanciamento entre as curvas da energia normal e intermediária, isso representa a resposta apática que o solo tem ao mudarmos a energia de compactação.

5.1.4 Ensaio *CALIFORINA BEARING RATIO* (CBR)

O ensaio de resistência mecânica CBR_{5pontos} para o solo puro foi realizado em função dos parâmetros ótimos de compactação (Uoc % e $\gamma_{dm\acute{a}x}$), obtidos no ensaio de *Proctor* intermediário para determinação da resistência mecânica e expansão do solo puro, (Figura 16).

Figura 16. Resistência mecânica (CBR) e Expansão_{CBR} do solo puro.

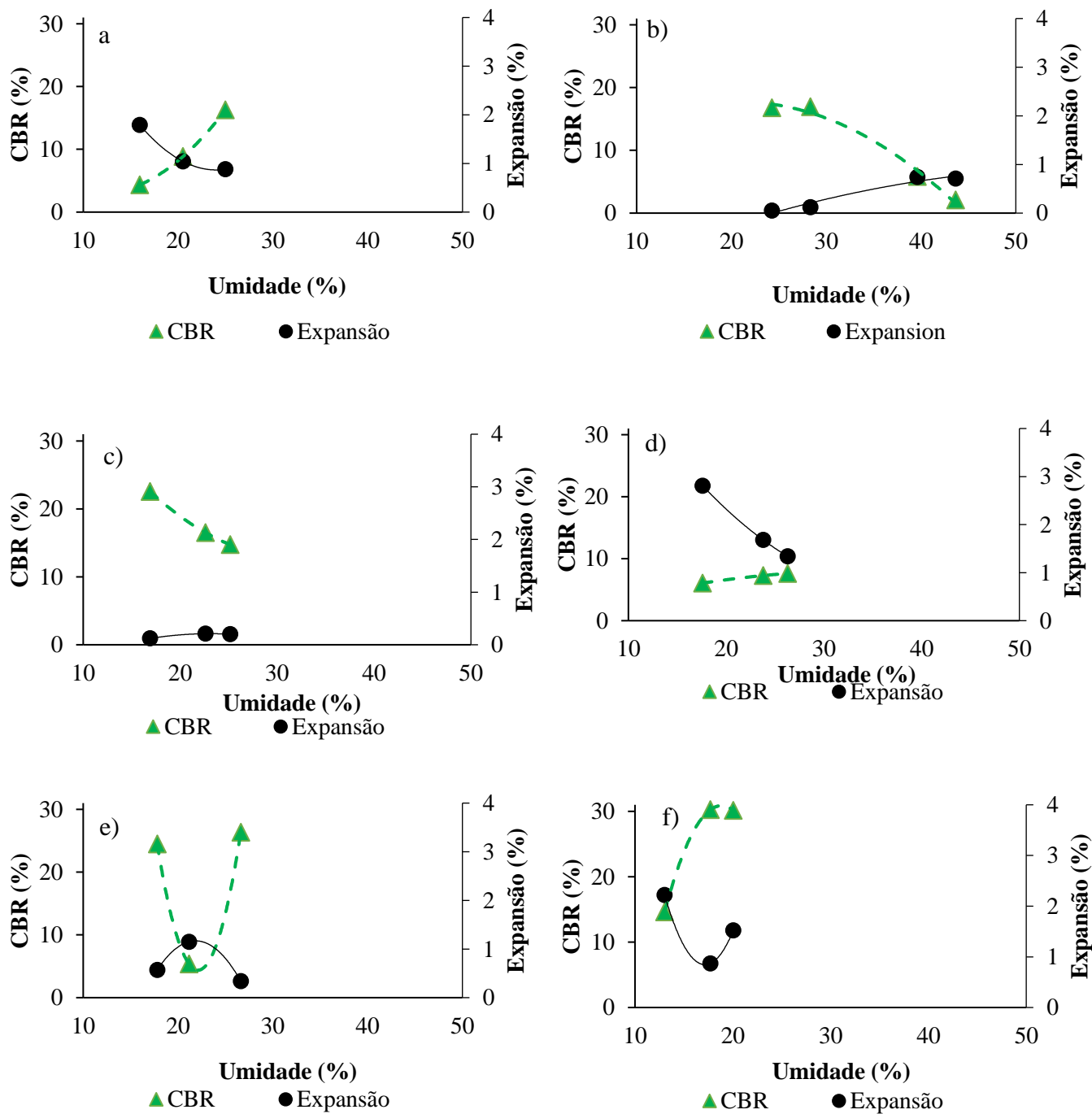


Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Para se enquadrar como material para subleito segundo Machado, Lima, Carvalho (2013) os valores de CBR e Expansão_{CBR} devem ser: $\geq 5\%$ e $\leq 1,5\%$, respectivamente. Portanto, este solo em estado natural está apto, e com a aplicação dos estabilizantes químicos também (Figura 17).

Figura 17. Resistência mecânica (CBR) e Expansão_{CBR} com os estabilizantes, etapa 1.

(Continua)

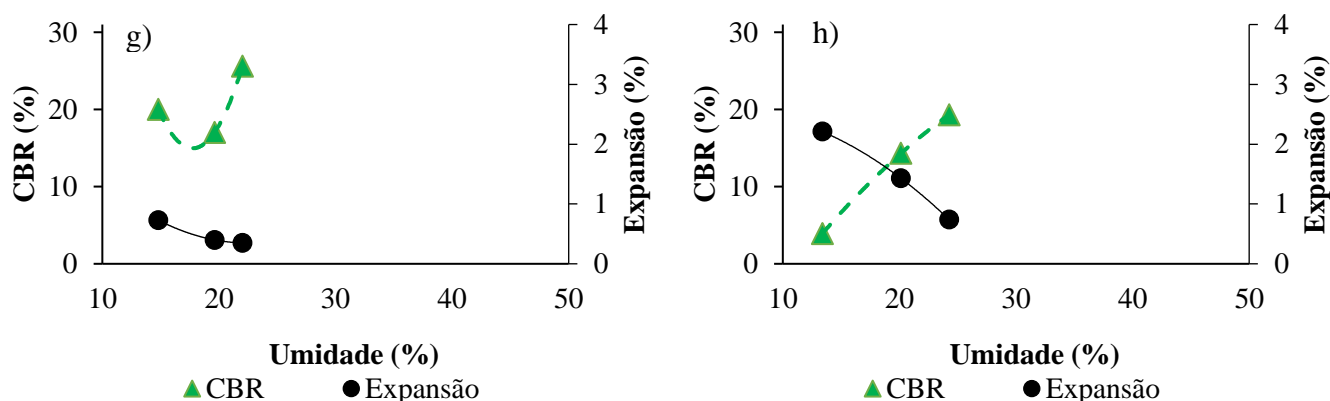


Legenda: a= produto A; b= produto B; c= produto C; d= produto D; e= produto E; f= produto F, g= Cal₁₂ e h= Cimento₂.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 17. Resistência mecânica (CBR) e Expansão_{CBR} com os estabilizantes, etapa 1.

(Conclusão)

Legenda: a= produto A; b= produto B; c= produto C; d= produto D; e= produto E; f= produto F, g= Cal₁₂ e h= Cimento₂.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

No entanto, como o objetivo principal da pesquisa é melhorar o comportamento mecânico do solo através da estabilização química e minimizar o desperdício de recursos, tanto econômico como ambiental. A resistência mecânica (CBR), após a estabilização, deve ser acima de 20% para que este solo possa ser utilizado como reforço de subleito sem a utilização de camada de cascalho (Tabela 16).

Tabela 16. Parâmetros de compactação para o CBR na energia intermediária.

Tratamento	Umidade _{moldagem} (%)	γ _{dmax} (Kg/cm ³)	Expansão _{CBR} (%)	CBR (%)
Solo puro	21,58	1,48	2,20	11,00
Produto A	25,00	1,41	0,88	16,28
Produto B	28,33	1,29	0,12	16,94
Produto C ₅	16,90	1,46	0,12	22,58
Produto D	26,29	1,40	1,34	7,62
Produto E ₃	26,62	1,40	0,34	26,35
Produto F	20,05	1,34	0,87	30,13
Cal ₁₂	22,02	1,45	0,35	25,61
Cimento ₂	24,26	1,46	0,74	19,31

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Como camada de reforço do subleito, segundo Machado, Lima e Carvalho (2013), o CBR deve ser $\geq 20\%$, $\text{Expansão}_{\text{CBR}} \leq 1\%$, e $\text{IG}=0$. Os estabilizantes químicos que atenderam aos critérios de CBR e $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$, dentre os comerciais foram: C₅, com CBR de 22,58% e $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ 0,12%; E₃, CBR de 22,35% e $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ 0,34%; o produto F, CBR de 30,13%

e $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ 0,87%, e o estabilizante tradicional Cal_{12} obteve CBR de 25,61% e $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ 0,35%. Contudo, nenhum dos estabilizantes atingiu IG igual a 0.

Foi mensurado o incremento do CBR após a adição dos estabilizantes químicos e determinou-se um ranking desta variável (Tabela 17). O produto F foi o estabilizante que teve destaque para resistência mecânica com 175,09% de incremento em relação ao solo puro.

Tabela 17. Porcentagem de incorporação do CBR em relação ao solo puro.

Ranking CBR	Estabilizante	CBR (%)	Ganho em CBR (%)
1	Produto F	30,3	175,09
2	Produto E ₃	26,3	139,55
3	Cal_{12}	25,6	132,82
4	Produto C ₅	22,6	105,27
5	Cimento ₂	19,3	75,55
6	Produto B	16,9	54,00
7	Produto A	16,3	48,00
8	Produto D	7,6	-30,73

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Nas condições reproduzidas, podemos elencar como os três melhores estabilizantes em ordem decrescente: produto F, produto E₃ com 139,55% e a Cal_{12} com 132,82%. O produto D respondeu de forma negativa aos testes em laboratório, que pode ser explicado pela falta de recomendação do fabricante para os ensaios laboratoriais.

Para Vargas (2019) a mistura solo-cimento com 2% resultou em incremento de 120% no CBR em relação ao solo natural, elevando-o de 13,1 para 28,9%. À medida que a concentração de cimento foi maior (4 a 8%), houve decréscimo na resistência. Voltando a aumentar com a concentração de 16% de cimento, obtendo CBR de 60,4% para este tratamento.

Os resultados dos ensaios de CBR para concentrações alternativas (etapa 2) podem ser visualizadas na Tabela 18. Nesta etapa foi realizado apenas um ponto considerando os parâmetros máximos de compactação na energia intermediária.

Para essas novas concentrações não foi possível atingir a umidade ótima de compactação, em função do efeito que os estabilizantes têm nessa variável. Devido a diferença entre a UOC e a umidade de moldagem (U_{moldagem}) o resultado do CBR e $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ foram diretamente afetados, refletindo em valores bem menores do que nas concentrações recomendadas pelos fabricantes.

Tabela 18. Parâmetros da curva de compactação em energia intermediária e CBR's com as concentrações alternativas, etapa 2.

Tratamento	Uoc (%)	$\gamma_{dmax}(g/cm^3)$	$U_{moldagem} (%)$	γ_{dmax} (Kg/cm³)	CBR (%)	Expansão_{CBR} (%)
C ₁₀	23,87	1,44	18,47	1,47	14,76	1,12
E ₂	11,21	1,46	22,32	1,50	20,19	1,11
Cal ₄	19,39	1,46	15,39	1,04	6,96	1,42
Cal ₈	21,39	1,45	15,71	1,37	12,46	0,63
Cimento ₄	19,87	1,46	15,90	1,38	13,27	1,12

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Considerando os resultados de resistência mecânica em ambas etapas, não se obteve valor CBR capaz de viabilizar o uso desse solo A5 com estabilizantes testados para camada de base ou revestimento primário.

5.2 ETAPA 3: TRECHOS EXPERIMENTAIS

A construção do trecho experimental foi realizada com os melhores estabilizantes de acordo com os resultados anteriores. Embora o produto F tenha sido destaque nas análises laboratoriais, a empresa optou por não aplicar no trecho experimental em função do preço elevado desse estabilizante.

Portanto a etapa 3 ocorreu controlando-se a umidade de campo para compactação mais próxima possível da Uoc encontrada em laboratório. Buscando-se atingir no mínimo os parâmetros da energia normal (Tabela 19).

Os parâmetros ótimos de compactação, segundo Machado, Lima e Carvalho (2013), devem ser maiores que 100%, tendo como tolerância de -2% até 1% (intervalo de 98% a 101%). Esse critério foi atingido para o Cimento₂, Cal₄, Cal₈, E₂, E₃ e C₅, sendo o Cimento₂ o que obteve o melhor resultado.

Tabela 19. Umidade e grau de compactação para as parcelas do trecho experimental.

Parcela	Tratamento	Uoc (%)	γ_{dmax} (g/cm ³)	GC Normal (%)	GC Intermediária (%)
1	Cimento ₂	21,71	1,45	104,75	100,13
2	Cimento ₄	26,46	1,33	95,65	96,20
3	Cal ₄	25,59	1,32	98,67	91,66
4	Cal ₈	23,98	1,37	102,45	93,10
5	E ₂	25,00	1,41	100,05	96,49
6	E ₃	27,17	1,33	100,13	93,32
7	C ₁₀	16,90	1,35	96,85	93,62
8	C ₅	18,53	1,38	102,18	94,35
9	B ₅	22,05	1,23	86,65	83,76
10	Testemunha	19,60	-	-	-

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

5.2.1 Avaliação das parcelas

A análise de variância para a variável Dn (Tabela 20) revelou diferença significativa entre os tratamentos, com isso foi realizado o teste de comparação de médias para avaliar qual tratamento teve melhor desempenho (Tabela 21).

Tabela 20. Análise de variância para variável DN (mm/golpe).

Fonte de variação	GL	SQ	QM	F	valor-P
Tratamento	9	3287,07	365,23	7,23	0,0001
Resíduo	20	1010,55	50,53		
Total	29	4297,61			

Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Os produtos líquidos comerciais tiveram os maiores valores para Dn quando comparados aos produtos em pó (comerciais e tradicionais), ou seja, a resistência do solo a deformação foi menor com a utilização destes. A testemunha obteve o maior Dn dentre os avaliados no trecho, demonstrando que os estabilizantes (exceto produto B) proporcionaram melhoria na resistência à penetração.

Tabela 21. Teste de comparação de médias por *Duncan* para a variável resistência a penetração determinada pelo penetrômetro dinâmico de cone (DCP).

Tratamento	Dn (mm/golpe)	CV (%)
Produto E ₃	19,50a	64,1
Produto E ₂	20,75ab	16,8
Cal ₈	22,70ab	0,3
Cal ₄	22,92ab	1,8
Cimento ₄	27,86abc	16,5
Cimento ₂	33,36bc	11,7
Produto B	33,59bc	18,1
Produto C ₅	36,31c	1,1
Testemunha	49,31d	32,7
Produto C ₁₀	49,49d	3,8

Fonte: Elaborado pela autora, 2021

O tratamento que demonstrou a maior resistência a penetração foi do E₃ 19,50 e E₂ 20,75 mm/golpe, ambas do mesmo fabricante, mas com concentrações diferentes (Tabela 20). Ainda, de acordo com o teste de comparação de médias, não se diferem do melhor tratamento, a Cal₈ 22,70 mm/golpe e Cal₄ 22,92 mm/golpe. Em seguida o Cimento₄ com 27,86 mm/golpe este, não se difere das cais citadas anteriormente, do Cimento₂ com 33,36 mm/golpe e do produto B 33,59 mm/golpe. Na sequência o produto C₅ com 36,31 mm/golpe e como piores resultados para esta variável, a testemunha com 49,31 que não se diferiu do tratamento com produto C₁₀ que obteve 49,49 mm/golpe.

Para melhor ilustração do antes e depois da simulação de tráfego, estão representadas as parcelas com os produtos aplicados no trecho experimental. A parcela testemunha (Figura 18) a qual foi construída nos padrões usuais da empresa e não houve aplicação de estabilizante, teve deformações visíveis sendo a mais debilitada do trecho.

As parcelas com aplicação dos estabilizantes tradicionais Cimento₂, Cimento₄, Cal₄ e Cal₈ estão ilustradas nas Figuras 19 a 22, o umedecimento do trecho se deu após a leitura 0. Observa-se que a deformação se mostrou maior ao final da simulação de tráfego, próximo de 200 passadas. Visualmente, nas menores concentrações tanto para cal como cimento há maior deformação do pavimento. Entretanto, este resultado não foi corroborado através de teste de comparação de médias para as variáveis AM e ATR.

Figura 18. Avaliação da resistência à deformação, parcela 10, Testemunha.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 19. Avaliação da resistência à deformação, parcela 1, Cimento₂.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 20. Avaliação da resistência à deformação, parcela 2, Cimento4.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 21. Avaliação da resistência à deformação, parcela 3, Cal4.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 22. Avaliação da resistência à deformação, parcela 4, Calg.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

As parcelas estabilizadas com produtos comerciais estão dispostas nas Figuras 23 a 27. Para facilitar as operações em campo, as parcelas com produtos em pó ficaram próximas entre si e na sequência final do trecho, as parcelas com líquidos.

O produto E₂ demonstrou ótimos resultados em laboratório sendo este desempenho confirmado no teste a campo, com baixos índices de deformação, principalmente na parcela alternativa (Figura 23).

Os produtos com formulação líquida são muito práticos em relação a logística, pois podem ser transportados através de galões e possuem rendimento alto em relação a quantidade de solo a tratar. Para aplicação dele é necessário um caminhão-pipa para espargimento do produto, em contrapartida aditivos a base de pó necessita de maior mão de obra para transporte e distribuição na estrada.

Figura 23. Avaliação da resistência à deformação, parcela 5, E₂.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 24. Avaliação da resistência à deformação, parcela 6, E₃.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 25. Avaliação da resistência à deformação, parcela 7, C₁₀.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

O trânsito de veículos foi suspenso com 219 passadas, pois os locais sem estabilizantes, necessitariam de manutenções para permitir o fluxo dos caminhões no circuito com segurança. A área movimentada foi determinada após a suspensão do tráfego.

Figura 26. Avaliação da resistência à deformação, parcela 8, C₅.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

Figura 27. Avaliação da resistência à deformação, parcela 9, B.



Fonte: Elaborado pela autora, 2021.

A área movimentada seguiu os pressupostos da normalidade, pelo teste de *Kolmogorov-Smirnov* com valor- $P = 0,0125$. A análise de variância indicou diferença entre os tratamentos:

Tabela 22. Análise de variância para área movimentada (m^2) para as parcelas.

Fonte de variação	GL	SQ	QM	F	valor-P
Tratamento	9	0,20726	0,02311918	3,30	0,0125
Resíduo	20	0,140429	0,00702144		
Total	29	0,349155			

Fonte: Elaborado pela autora, 2021

A parcela testemunha obteve o pior resultado para a área movimentada, ressalta-se que foi respeitado o procedimento cotidiano de construção de estrada da empresa. Isso demonstra que os produtos utilizados juntamente com a estabilização mecânica via compactação tiveram efeito positivo e potencializou a capacidade de resistência a deformação do pavimento.

Tabela 23. Teste de comparação de médias por *Duncan* para a variável área movimentada (m²).

Tratamento	Am (m ²)	CV (%)
Produto E ₂	0,0557a	55,18
Cimento ₄	0,0634a	39,84
Produto E ₃	0,0827ab	73,10
Cal ₄	0,1110bc	13,13
Cimento ₂	0,1195bc	9,93
Cal ₈	0,1363bc	42,78
Produto C ₁₀	0,1433bc	9,42
Produto C ₅	0,2285cd	29,61
Produto B	0,2667cd	33,50
Testemunha	0,3118e	70,58

Legenda: Médias seguidas de mesma letra não diferem estatisticamente pelo teste de *Duncan* no nível de 5% de significância.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021

O produto E₂ juntamente com Cimento₄ obtiveram as menores médias para área movimentada, 0,0557m² e 0,0634m², respectivamente. Entretanto não se diferem estatisticamente do Produto E₃ (0,0827m²). Este último, não se difere da Cal₄ (0,1110m²), Cimento₂ (0,1195m²), Cal₈ (0,1363m²) e C₁₀ (0,1433m²). O aditivo C₅ (0,2285m²) obteve média semelhante ao produto B (0,2667m²), C₁₀, Cal₈, Cimento₂ e Cal₄. A testemunha que resultou na maior média para AM entre todas 0,3118m², se diferenciando de todas as outras.

Outra variável de deformação obtida no estudo foi o trilho de rodas, que após a transformação logarítmica dos dados, seguiu a distribuição normal de acordo com *Kolmogorov-Smirnov* (valor-P=0,0003). A análise de variância (Tabela 24) indicou haver diferença entre os tratamentos.

Tabela 24. Análise de variância para trilho de rodas (m²) para as parcelas.

Fonte de variação	GL	SQ	QM	F	valor-P
Tratamento	9	0,000884755	0,0000983062	4,35	0,0003
Resíduo	50	0,00112878	0,0000225756		
Total	59	0,00201353			

Fonte: Elaborado pela autora, 2021

Como o esperado, a parcela testemunha também obteve o pior resultado para a variável trilho de rodas (0,0133m²) (Tabela 25), onde houve formação de “talões” mais profundos pelo

tráfego de veículos. Até mesmo foi suspenso o trânsito dos mesmos por se constatar falta de segurança ao transitar nesta parcela.

Tabela 25. Teste de comparação de médias por *Duncan* para a variável trilha de rodas (m²).

Tratamento	TR (m ²)	CV(%)
Cimento ₄	0,0005a	101,16
Cimento ₂	0,0016a	58,32
Produto E ₂	0,0017a	79,47
Produto E ₃	0,0017a	132,32
Produto C ₅	0,0025a	68,82
Cal ₈	0,0036bc	57,36
Cal ₄	0,0038bc	73,29
Produto C ₁₀	0,0046bc	78,46
Produto B	0,0094c	49,08
Testemunha	0,0133d	97,52

Legenda: Médias seguidas de mesma letra não diferem estatisticamente pelo teste de *Duncan* no nível de 5% de significância.

Fonte: Elaborado pela autora, 2021

O Cimento₄ obteve o menor índice de formação de trilha de roda com 0,0005 m² embora o valor seja bem menor não foi o suficiente para se diferir significativamente do Cimento₂ com 0,0016 m², E₂ 0,0017 m², E₃ 0,0017 m² e C₅ com 0,0025 m². Em seguida temos Cal₈, Cal₄ e C₁₀ com 0,0036, 0,0038 e 0,0046 m², respectivamente. E por último entre os estabilizantes, o produto B com 0,0094 m² de deformação em relação ao trilha de roda.

Para todas as variáveis determinadas pelos ensaios de resistência a deformação no trecho experimental, os valores de coeficiente de variação (CV%) foram expressivos. Em operações de construção de estradas isto já é esperado, visto que não é possível controlar todas as variáveis como em laboratório. Neste caso, além da variação advinda pelas operações em si, há o efeito dos estabilizantes químicos, principalmente sob a umidade, pois a água evapora assim que entra em contato com o solo, principalmente com as cal e cimento.

Outros produtos foram indiferentes em relação ao efeito térmico, mas por serem líquidos, no espargimento dos mesmos, não é possível controlar a vazão do caminhão-pipa, influenciando na homogeneização e incorporação do produto no solo.

A correlação de *Pearson* (Tabela 26) demonstrou que a U_{moldagem} (%) teve correlação linear positiva somente com o IP de ($r=0,765$), mas não foi significativa. Para a variável CBR_{max} (%) houve correlações negativas como Expansão_{CBR} ($r=-0,712$), ($r=LL -0,864$), ($r=LP -0,877$) e ATR ($r=-0,647$). A correlação negativa indica que com o aumento de uma variável a outra

que possui correlação com a mesma, diminui, ou seja, quanto maiores os valores para $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$, LL, LP e ATR menor é o CBR_{max} , que representa a resistência mecânica do solo.

Tabela 26. Correlação de *Pearson* para as variáveis de caracterização e resistência mecânica para as parcelas do trecho experimental.

	U_{moldagem} (%)	CBR_{max} (%)	$\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ (%)	$\gamma_{\text{dmáxCBR}}$	LL	LP	IP	DN	AM	TR
U_{moldagem} (%)	1	0,057	-0,034	-0,394	-0,153	-0,351	0,765	0,263	0,476	0,396
CBR_{max} (%)		1	-0,712	0,115	-0,864	-0,877	0,667	-0,144	-0,538	-0,647
$\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ (%)			1	0,544	0,900*	0,820	-0,381	0,687	0,551	0,636
$\gamma_{\text{dmáxCBR}}$				1	0,351	0,311	-0,117	0,543	-0,155	-0,119
LL					1	0,972*	-0,627	0,305	0,333	0,454
LP						1	-0,792	0,163	0,228	0,363
IP							1	0,252	0,102	-0,029
DN								1	0,705	0,685
AM									1	0,989*
TR										1

Fonte: Elaborado pela autora, 2021

Ao observarmos a variável $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ com as demais, percebemos que há uma correlação alta e significativa com o LL ($r=0,900^*$), isto exprime que um solo com LL alto vai apontar uma expansão alta no ensaio de expansão. Ainda, se um dos produtos testados no estudo demonstrar efeito no aumento do LL, conseqüentemente aumentará a $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$, o que não é desejável para construção de pavimentos. Apesar de resultar em uma correlação linear alta com LP ($r=0,820$) não foi significativa.

A densidade $\gamma_{\text{dmáxCBR}}$ e Dn não demonstraram correlação linear significativa com nenhuma das variáveis testadas. O LL teve correlação positiva forte com o LP ($r=0,972^*$), assim, o aumento de uma variável reflete no aumento de outra. O LP teve correlação positiva com o IP ($r=0,792$) mas não foi significativa.

A variável AM testada no trecho experimental, demonstrou correlação linear positiva com o TR ($r=0,989^*$), confirmando as expectativas deste estudo. A associação positiva destas variáveis trata de parâmetros de resistência à deformação pelo tráfego simulado no campo e o aumento de uma submete ao aumento da outra.

Dentre todas as variáveis correlacionadas, a relação entre AM e ATR foi a mais próxima de 1, evidenciando uma correlação linear forte.

6. CONCLUSÃO

O solo do estudo é constituído essencialmente de fração fina, com proporções semelhantes entre areia, argila e silte, classificado como pouco plástico. Pelo sistema TRB foi classificado como A5, como solo siltoso regular a mau para aplicação em subleito e, na classificação USCS, como OL-ML, portanto, um solo com baixa aptidão como material de subleito. Em relação a curva de compactação este solo demonstra incremento apático na aplicação das diferentes energias, normal e intermediária. No ensaio CBR foi encontrado 11% e $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ de 2,2% indicando ser um bom material como subleito de pavimento.

Com a aplicação dos estabilizantes químicos houve melhoria sobre os parâmetros de compactação, sobretudo com o produto F em ambas as energias, sendo superior ao do solo puro. Na energia intermediária, além do produto citado anteriormente, os produtos B, E₂, Cal₄ e Cimento₄ demonstraram aumento na densidade específica aparente seca máxima ($\gamma_{\text{dmáx}}$) e redução da umidade ótima de compactação (Uoc). Para o CBR, o produto F (30,3%) obteve o melhor resultado, seguido do produto E₃ (26,3%), Cal₁₂ (25,6%) e C₅(22,6%), todos reduziram a $\text{Expansão}_{\text{CBR}}$ para menos que 1%.

Aceitou-se parcialmente a hipótese em que os estabilizantes comerciais em pó possuem maior reatividade com a fração fina do solo. Pois, demonstraram maior efetividade na estabilização química desse solo, a plasticidade foi anulada e a resistência mecânica teve valores superiores aos dos aditivos comerciais líquidos. Entretanto, para a cal (calcítica comercial) houve redução na densidade específica aparente seca máxima e aumento na umidade ótima de compactação (Uoc).

Rejeita-se a hipótese que o efeito dos estabilizantes químicos comerciais sob os parâmetros de compactação, plasticidade e resistência mecânica do solo são superiores aos dos estabilizantes tradicionais, pois os aditivos líquidos comerciais tiveram desempenho regular nos parâmetros citados acima, e no trecho experimental demonstraram maior deformação do pavimento. Enquanto, os resultados para deformação dos estabilizantes comerciais em pó (E₂ e E₃) e Cimento₄ obtiveram valores estatisticamente iguais para área movimentada (AM) e trilho de rodas (TR), sendo estes os melhores tratamentos.

Os estabilizantes tradicionais Cal₄ e Cal₈ demonstraram bons resultados, mas não superiores ao produto comercial “E”, constituída por cal calcítica. O Cimento₂ obteve resultados abaixo do Cimento₄, portanto, para este solo a relação solo-cimento com 2% não é adequada.

É importante salientar que a concentração alternativa do aditivo químico comercial “E”, teve melhores resultados no teste a campo do que a indicada pelo fabricante. Portanto rejeita-se a hipótese de que a dosagem indicada teria desempenho superior.

Baseado nos resultados obtidos tanto nas análises laboratoriais quanto nos testes realizados *in situ*, conclui-se que mesmo após a estabilização química este solo não atendeu aos critérios preconizados pelo DNIT ($LL < 25\%$; $IP < 6\%$ e $CBR > 60\%$), para utilização como camada de base de pavimento rodoviário flexível para tráfego leve de veículos.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182:1986: Solo - Ensaio de compactação.** 1986

ALENCAR, I. S.; FERREIRA, E. A.; CEVALHO, E. S. Uso de enzimas para estabilização de solos. **Rev. Interscientia**, v. 7, n. 1, p 112-114. 2019. DOI. <https://doi.org/10.26843/interscientia.v7i1.1021>. Disponível em: <https://periodicos.unipe.br/index.php/interscientia/article/view/1021>. Acesso em 20 agosto 2020.

ALMEIDA, D. J. **Estabilização de solo tropical argiloso com cimento e zeólito sintético como solução em pavimentação no Amazonas.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2018. Disponível em: <https://tede.ufam.edu.br/handle/tede/6431>. Acesso em: 09 junho 2021.

ALMEIDA, M. S. S. *et al.* Correção granulométrica de solos para aplicações em estradas florestais: estudo de caso com solos da Cenibra. **Revista Árvore**, Curitiba, v. 34, n. 6, p. 1085-1090, 2010. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rarv/a/vjGGpzT7Rw6w6QJfp7Jq5gm/?lang=pt&format=pdf>. Acesso em 20 agosto 2020.

ALVARES, C. A. *et al.* Koppen's climate classification map for Brazil. **Meteorologische Zeitschrift**, v. 22, n. 6, p. 711-728, 2014. Disponível em: http://143.107.18.37/material/mftandra2/ACA0225/Alvares_et_al_Koppen_climate_classBrazil_MeteoZei_2014.pdf. Acesso em 20 agosto 2020.

ANDRADE, T. S. **Estudo de estabilização para camada de base:** estabilizante líquido e material granular. 2017. Trabalho de conclusão de curso (Bacharelado em Engenharia Civil) - Centro universitário luterano de Palmas, Palmas, 2017.

BAIA, M. V. M. **Estabilização física de solos tropicais para base de pavimento de baixo custo na região metropolitana de Manaus - AM.** 2019. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2019. Disponível em: <https://tede.ufam.edu.br/handle/tede/7476>. Acesso em 11 junho 2021.

BRAZETTI, R., Aditivos Orgânicos para Estabilização de Solos 1. Origem e pesquisas, *In: Reunião de Pavimentação Urbana*, 7., 1996, São José dos Campos. **Anais [...]**. São José dos Campos, 1996.

BUENO, B.S. **Aspectos de estabilização de solos com uso de aditivos químicos e de inclusões plásticas aleatórias.** 1996. Texto Sistematizado (Livre Docência em Geotecnia), Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1996. Disponível em: <https://www.scienceopen.com/document?vid=42536339-2509-42c2-a7d5-8cec8ad5cb77>. Acesso em 11 de junho 2021.

CAMARGO CORRÊA, C. M. **Perdas de solo e a qualidade da água precedente de uso florestal no planalto catarinense.** 2005. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2005. Disponível em: <https://acervodigital.ufpr.br/handle/1884/3179>. Acesso em 15 agosto 2020.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. CNT. **Boletim estatístico da confederação nacional dos transportes**. nº 5, 2018. Disponível em: <http://www.cnt.org.br/Boletim/boletim-estatistico-cnt>. Acesso em: 20 agosto de 2020.

CORRÊA, C. M. C.; MALINOVSKI, R. J. Bases para planejamento de rede viária em reflorestamento no sul do Brasil. **Floresta**, v. 36, n. 2, 2006. Disponível em: <https://revistas.ufpr.br/floresta/article/view/6450/4641>. Acesso em 20 agosto 2020.

DACOREGIO, H. M. **Eficiência de sistemas de drenagem para estradas florestais para reduzir a erosão hídrica**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Florestal). Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages, SC. Disponível em: https://www.udesc.br/arquivos/cav/id_cpmenu/1484/Disserta__o_Helen_Michels_Dacoregio_15682103062798_1484.pdf. Acesso em 20 abril 2021.

DAL PAI, C. M. **Investigação geotécnica de vias urbanas empregando o método das pastilhas e o penetrômetro dinâmico de cone – DCP**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC. 2005. Disponível em: <http://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/102118>. Acesso em 20 abril 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 049/94: Solos: Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas**. Rio de Janeiro: DNER, 1994f.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 082/94: Solos: determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: DNER, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 051/94: Solos: Solos – análise granulométrica**. Rio de Janeiro: DNER, 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 080/94: Solos: Sedimentação**. Rio de Janeiro: DNER, 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 122/94: Solos: determinação do limite de liquidez método de referência e método expedito**. Rio de Janeiro: DNER, 1994 c e d.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 129/94: Solos: Compactação utilizando amostras não trabalhadas**. Rio de Janeiro: DNER, 1994e.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT IPR 719: Manual de pavimentação**. Rio de Janeiro: DNIT, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT IPR 419/2019-ME: Pavimentação – Solo - Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio**. Brasília: DNIT, 2019. Disponível em: <https://ulbra-to.br/bibliotecadigital/publico/home/documento/610>. Acesso em: 09 junho 2021.

EMMERT, F. **Avaliação do emprego da técnica de estabilização de solo na melhoria de estradas florestais da região de Niquelândia-GO**. 2010. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais) – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Brasília, 2010. Disponível em: https://repositorio.unb.br/bitstream/10482/7555/1/2010_FabianoEmmert.pdf. Acesso em 30 março 2021.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA. EMBRAPA. **Estrutura Organizacional**. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Sistema Brasileiro de Classificação de Solos. Brasília: Embrapa, 2013.

FIROOZI, A. A. *et al.* Fundamentals of soil stabilization. **International Journal of Geo-Engineering**, n. 1, v. 8, 2017. DOI. <https://doi.org/10.1186/s40703-017-0064-9>. Acesso em 09: de setembro de 2020.

GONDIM, L. M. **Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do Agropólo do baixo Jaguaribe - CE**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes), Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará. 2008. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/handle/riufc/1704>. Acesso em 30 março 2021.

GUEDES, A. R. A. **Estudo do comportamento do solo tratado nas estradas não pavimentadas**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Ciências e Tecnologia, Coimbra, 2018. Disponível em: <https://estudogeral.uc.pt/handle/10316/84897>. Acesso em 10 maio 2021.
<http://www.baseforte.net/producto.html>. Acesso em: 25 agosto de 2020.

HUSS, F. O. *et al.* **Estabilização química de solos para fins rodoviários**. 2018. Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2018. Disponível em: <https://tede.ufam.edu.br/handle/tede/6927>. Acesso em 05 maio 2021.

INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLÓGICAS DO ESTADO DE SÃO PAULO S.A. IPT. **Estradas Vicinais de Terra: Manual Técnico para Conservação e Recuperação**, São Paulo: IPT, 1988.

KHAN, T. A.; TAHA, M. R. Effect of three bioenzymes on a compaction, consistency limits, and strength characteristics of a sedimentary residual soil. **Hindawi Publishing Corporation**. p.9, 2015. DOI: <http://dx.doi.org/10.1155/2015/798965>. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/279272807>, Acesso em 05 maio 2021.

LHOIST. **Cal para tratamento do solo**. [S.I.], LHOIST. Disponível em: https://www.lhoist.com/br_br/market-segment/engenharia-civil#8959. Acesso em: 25 ago. 2020.

LIMA, D. C.; MACHADO, C. C.; CARVALHO, C. A. B.; SILVA, C. H. C.; PEREIRA, R. S.; TRINDADE, T. P.; BARBOSA, P. S. A experiência da UFV no emprego de estabilizantes químicos em estradas florestais. *In: Simpósio Brasileiro sobre colheita e transporte florestal*, 6., 2003, Belo Horizonte. **Anais [...]**. Belo Horizonte, MG: Sociedade de Investigações Florestais (SIF), 2003. p. 69-117.

LITTLE, D. N.; NAYR, S. Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base materials. **National Cooperative Highway Research Program**. College Station, Texas. V. 144, p. 68, 2009.

LOFTALIAN, M.; PARSAKHOO, A.; SAVAGKOOHI, A. Improvement of forest road gravel surfacing quality by nano-polymer CBR PLUS. **Croat. J. for. Eng.** v. 37, n. 2, p. 345-352. 2016.

MACHADO, C. C.; LIMA, D. C.; CARVALHO, C. A. B. Pavimentação. *In*: MACHADO, C.C. **Construção e Conservação de Estradas Rurais e Florestais**. Viçosa: UFV, 2013. p. 83 – 252.

MACHADO, C. C.; LOPES, E. S.; BIRRO, M.H. **Elementos básicos do transporte florestal rodoviário**. Viçosa, MG: UFV, 2000.

MACHADO, C. C. *et al.* Caracterização geotécnica para solos para pavimentação de estradas florestais: estudo de caso. *In*: Simpósio Brasileiro sobre colheita e transporte florestal – SIF, 7, 2005, Vitória. **Anais [...]**. [S.I.]: Sociedade de investigações florestais, 2005.

MACIEL, C. B. **Análises geotécnicas e hidrossedimentológicas de estradas não pavimentadas**: Estudo de caso da Fazenda Cerro Azul – Planalto Norte Catarinense. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC, 2010. Disponível em: <http://repositorio.ufsc.br/xmlui/handle/123456789/93441>. Acesso em 30 agosto 2020.

MALCO, J. A. C., **Aplicabilidade de enzimas para melhoramento de solos em pavimentação**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/colecao.php?strSecao=resultado&nrSeq=26590@1>. Acesso em: 30 agosto 2020.

MOREIRA, E. D. **Desempenho de dois trechos de solo emulsão em vias de baixo volume de tráfego**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica), Universidade Federal de Ouro Preto, 2010. Disponível em: <http://www.repositorio.ufop.br/jspui/handle/123456789/2335>. Acesso em 11 setembro 2020.

OLIVEIRA, L. C. S. **Estabilização química de solos**: análise da variação da resistência mecânica de solos por intermédio da adição de estabilizante líquido industrial. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Centro Universitário de Formiga, Minas Gerais, 2018. Disponível em: https://repositorioinstitucional.uniformg.edu.br:21074/xmlui/bitstream/handle/123456789/789/TCC_LuanaCristinaSilvaOliveira.pdf?sequence=1&isAllowed=y. Acesso em 11 setembro 2020.

PEREIRA, R. S. *et al.* Soil Stabilization with Lime for the Construction of Forest Roads. **Floresta e Ambiente**. v. 25, n. 2, p. 2-8, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1590/2179-8087.007715>. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/loram/a/z6NKJdbCwMYG3C3WrBFvCvn/?lang=en>. Acesso em 02 março 2021.

PEREIRA, R. S. **Viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais**. 2005. Tese (Doutorado em Ciência Florestal) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005. Disponível em: <https://locus.ufv.br/handle/123456789/9535>. Acesso em 09 setembro 2020.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. São Paulo: Oficina de Textos, e. 3. 2006.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. Subgrades, subbases and shoulders for concrete pavement. **Skokie**, Illinois, p. 5, 1960. Disponível em: <https://www.cement.org/docs/default-source/cement-concrete-applications/eb204p-subgrades-and-subbases-for-concrete-pavements.pdf>. Acesso em 15 agosto 2020.

RANGEL, A. C. R. **Pavimentação de Estradas Florestais**. IPEF, Circular técnica nº 122, Piracicaba, SP: IPEF, 1980.

ROCHA, M. T.; REZENDE, L. R. Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. **Matéria (Rio J.)**, Rio de Janeiro, v. 22, n. 4, 2017. DOI. <https://doi.org/10.1590/S1517-707620170004.0229>. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rmat/a/d6BkvL6hQgKbVnMV8Zpdbbz/?format=pdf&lang=pt>. Acessado em 29 Julho de 2020.

SAMPAIO, I. S. **Estabilização enzimática de solo para pavimento de estradas florestais**. 2019. Dissertação (Mestrado em Ciência Florestal) – Universidade Federal de Viçosa. 2019. Disponível em: <https://locus.ufv.br/handle/123456789/24811>. Acesso em 05 junho 2021.

SAMPIETRO, J. A. **Propriedades mecânicas e trafegabilidade de solos em plantios florestais**. 2013. Tese (Doutorado em Engenharia Florestal) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2013. Disponível em: <http://repositorio.ufsm.br/handle/1/3759>. Acesso em 02 março 2021.

SANTOS, L. R., CRISPIM, F. A.; DEL PAULO, P. R.; Estabilização de Solos com um Aditivo a Base de Enzimas para fins Rodoviários. **Engineering and Science**, v. 7, n. 3. 2018. DOI. 10.18607/ES201876930. Disponível em: <https://periodicoscientificos.ufmt.br/ojs/index.php/eng/article/view/6930>. Acesso em 15 agosto 2020.

SANTOS, M. N. **Análise do efeito da estabilização mecânica em matrizes de terra**. 2012. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica, 2012. Disponível em: http://www.puc-rio.br/pibic/relatorio_resumo2012/relatorios_pdf/ctc/CIV/CIV-Monique%20Nascimento%20dos%20Santos.pdf. Acesso em 15 agosto 2020.

SILVA, C. C. **Comportamento de solos siltosos quando reforçados com fibras e melhorados com aditivos químicos e orgânicos**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Paraná, Curitiba, PR. 2007. Disponível em: <https://hdl.handle.net/1884/12039>. Acesso em 11 junho 2020.

SILVA, M. F. **Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes), Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2016. DOI. 10.11606/D.18.2016.tde-01092016-102359. Disponível em: <https://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18143/tde-01092016-102359/pt-br.php>. Acesso em 11 junho 2020.

SILVEIRA, M. R., *et al.*, Efeito da inclusão de fibras poliméricas e de cimento na resistência ao cisalhamento do solo. *In*: Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental, 9, 2019, São Carlos. **Anais eletrônicos [...]**. São Carlos, SP, 2019.

SOUZA, A. N. S. **Estudo de Mistura Solo-Cal para Base de Pavimento Rodoviário**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil). Centro Universitário de Brasília, Brasília, DF, 2014. Disponível em: <https://repositorio.uniceub.br/jspui/bitstream/235/6415/1/21041437.pdf>. Acesso em 11 junho 2020.

TRINDADE, T. P. *et al.* **Compactação dos solos**: fundamentos teóricos e práticos. Viçosa, MG: UFV, 2008.

TRINDADE, Tiago Pinto da; *et al.* Estudos laboratoriais do comportamento de um solo residual arenoso reforçado com fibras de polipropileno, visando à aplicação em estradas florestais. **Rev. Árvore**, Viçosa, v. 30, n. 2, p. 215-222. 2006. DOI. <https://doi.org/10.1590/S0100-67622006000200008>. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/rarv/a/JSTLWBgBphtwSjzgX8J3tYb/?lang=pt>. Acessado em: 27 de julho de 2020.

VARGAS, O. F. **Alternativas para estabilização do pavimento de estradas e florestais e construção de trechos experimentais**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Florestal). Universidade do Estado de Santa Catarina, Lages, SC. 2019. Disponível em: https://www.udesc.br/arquivos/cav/id_cpmenu/1486/Disserta__o__Oieler_Felipe_Vargas_Final_Impress_o_27_07_2019_16032035108243_1486.pdf. Acesso em 03 setembro 2020.

VOTORANTIN CIMENTOS. **Conheça os únicos cimentos para cada tipo de obra**. [S.I.], VOTORANTIN CIMENTOS. Disponível em: <https://www.votorantincimentos.com.br/produtos/cimentos-votoran/>. Acesso em: 03 setembro 2020.

WESTPHAL, B. M. **Acompanhamento da Manutenção de Estradas Florestais**. 2018. Projeto de Estágio Supervisionado (Graduação em Engenharia Civil). Universidade do Planalto Catarinense, Lages. 2018.