MATHEUS FRANCISCO DA SILVA

Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Ciências - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes.

Área de concentração: Infraestrutura de transportes.

Orientadora: Prof^a Dr^a Ana Paula Furlan

São Carlos

2016

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

S586e Silva, Matheus Francisco da
Estudo da estabilização com cal de um solo
laterítico e um solo não laterítico / Matheus Francisco
da Silva; orientadora Ana Paula Furlan. São Carlos,
2016.

Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação
em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em
Infra-Estrutura de Transporte -- Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2016.

1. Dosagem de solo-cal. 2. Solos tropicais. 3.
Propriedades mecânicas. 4. Deformação permanente. 5.
Microscopia eletrônica de varredura. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidato: Engenheiro **MATHEUS FRANCISCO DA SILVA.**

Título da dissertação: "Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico".

Data da defesa: 15/07/2016.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof^a. Dr^a. **Ana Paula Furlan**
(Orientadora)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

Aprovado

Prof. Dr. **Jefferson Lins da Silva**
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

APROVADO

Prof. Dr. **Luis Miguel Gutierrez Klinsky**
(Universidade Paulista/UNIP)

Aprovado

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes:
Prof^a. Doutora **Ana Paula Camargo Larocca**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Associado **Luis Fernando Costa Alberto**

Aos meus pais, Fátima e Clemente.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por sempre ter me guiado por todos os caminhos.

Aos meus pais Fátima e Clemente, pelo amor incondicional e por sempre apoiarem minhas decisões.

As minhas irmãs Tatiane e Juliana, pelo amor fraternal, pela cumplicidade e por serem uma inspiração profissional.

A minha orientadora Prof^a Doutora Ana Paula Furlan, por toda a paciência em me orientar, pelo conhecimento e sabedoria a mim transmitidos, pelo suporte nos ensaios laboratoriais e pela confiança depositada em mim desde os tempos de iniciação científica.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) pela bolsa de estudos concedida.

Ao graduando em engenharia civil Eric Paolo Borelli, pela ajuda nos ensaios laboratoriais.

Ao Prof. Doutor Glauco Tulio Pessa Fabbri, pelo suporte e contribuição à pesquisa.

Ao Prof. Titular Alexandre Benetti Parreira e ao Prof. Doutor Luís Miguel Gutierrez Klinsky, pelas contribuições feitas ao trabalho.

Ao Prof. Doutor José Samuel Giongo, pelos conselhos quando decidi cursar o mestrado.

Ao Prof. Titular Antônio Néelson Rodrigues da Silva, pela orientação no estágio em docência.

Aos técnicos do Laboratório de Estradas da EESC/USP, Antônio Carlos Gigante, João Domingos Pereira Filho e Paulo Toyama, pelos conhecimentos transmitidos e pelo apoio na realização dos ensaios.

Aos amigos Alisson Medeiros, Andrise Klug, Angélica Oliveira, Bruno Medeiros, Francisco Urakawa, Gabriel Ramos, Júlia Savietto, Leonardo Cadurin, Luiz Gustavo Grossi, Marcelo Aguiar, Murilo Oliveira, Renan Cardozo, Rodrigo Ajauskas, Rodrigo Iwanaga e Victor Chaves, pelos momentos de amizade.

A todos os docentes, funcionários e pós-graduandos do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC/USP.

“Suba o primeiro degrau com fé. Não é necessário que você veja toda a escada, apenas dê o primeiro passo.”

(Martin Luther King Jr.)

RESUMO

SILVA, M. F. (2016) **Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

Este trabalho teve como objetivo estudar o comportamento de dois solos estabilizados com cal hidratada (CH-III), um solo laterítico (LG´) e outro não laterítico (NG´), coletados de um mesmo local na cidade de Dois Córregos-SP. Para tanto, foram realizados os procedimentos de dosagem de Solo-Cal do Método do pH (ASTM D 6276-99a), que resultou nos teores de 4% de cal, para o solo LG´ e de 6%, para o solo NG´. No programa experimental foram avaliadas as propriedades mecânicas (RCS e RT) originais e após imersão para diferentes dias de cura (0, 7, 28 e 60 dias), após as primeiras constatações, foram realizados complementarmente ensaios mecânicos (módulo de resiliência, MR, e deformação permanente, DP) e de imagens por microscopia eletrônica de varredura (MEV) também para tempos de cura diferentes. Os resultados dos ensaios permitiram verificar que (i) a parcela mais importante do ganho de resistência (RCS e RT) devido à adição de cal aconteceu nos primeiros sete dias de cura e após os 28 dias, há uma tendência de estabilização do ganho de resistência, contudo, nenhuma das misturas superou as RCS e RT do solo original; (ii) os resultados dos ensaios de RCS e RT em corpos de prova após imersão só foram possíveis nas misturas solo-cal (a partir de 7 dias) indicando que parcela dessas resistências são atribuídas à cimentação desenvolvida entre o solo e a cal; (iii) os resultados de MR mostraram algum ganho de rigidez dos materiais, o que levou à redução na deformação (DP) em 67% para as mistura com solo LG´ e cal e 52% para as com solo NG´ e cal; (iv) as análises das imagens de MEV mostraram mudanças texturais dos materiais, indicando a ocorrência de reações imediatas da cal com os dois tipos de solo, entretanto, não foram obtidas imagens compatíveis com estruturas que evidenciassem reações pozolânicas. Os resultados desta pesquisa levantam questões sobre o método de dosagem e a possibilidade da cal estar carbonatada. Essas questões evidenciam a necessidade de se desenvolver uma normalização dos métodos de dosagem e avaliação das misturas solo-cal adequados para aplicação aos solos tropicais.

Palavras-chave: Dosagem de solo-cal; Solos tropicais; Propriedades mecânicas; Deformação permanente; Microscopia eletrônica de varredura.

ABSTRACT

SILVA, M. F. (2016) **Study of lime stabilization of a lateritic soil and a non-lateritic soil.** MSc Dissertation, São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2016.

The objective of this study was to analyze the behavior of a lateritic (LG') and a non-lateritic (NG') soils stabilized with hydrated lime (CH-III). The soils were collected at the same location, nearby the town of Dois Córregos-SP. Thus, the pH method to estimate the soil-lime proportion (ASTM D 6276-99a) was performed, which resulted in the content of 4% lime for the LG' soil, and 6% for the NG' soil. The laboratory tests have assessed the original and immersed mechanical properties (UCS and TS) at different curing periods (0, 7, 28 and 60 days). Complementary tests such as resilient modulus (MR), permanent deformations (DP) and scanning electron microscopy (SEM) were also performed at different curing periods. The results have shown that (i) the major part of strength improvement (UCS and TS) due to addition of lime has taken place in the first seven days of curing and, after 28 days, the improvements tend to stabilize; however, none of the admixtures have surpassed UCS and TS values of original soil; (ii) UCS and TS results of specimens after immersion were only obtained in the soil-lime admixtures (after 7 days of curing), this indicates that a portion of these strengths are attributed to cementation developed between soil and lime; (iii) the MR results have presented some stiffness improvement in the materials, which has resulted in reductions of the permanent deformation (DP), about 67% for LG' soil admixtures and 52% for NG' soil admixtures; (iv) the analyses of SEM images have shown textural changes in the materials, which depict the occurrence of immediate reactions of the lime for both types of soil, however it was not possible to obtain images presenting structures that could distinguish pozzolanic reactions. The research's results lead to questions about the dosage method and the possibility of lime carbonation. These questions highlight the need of developing standards for a soil-lime design method and an admixture assessment applicable to tropical soils.

Keywords: Soil-lime dosage; Tropical soils; Mechanical properties; Permanent deformation; Scanning electron microscopy.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Designação genética de ocorrência das camadas de solos tropicais (VILLIBOR & NOGAMI, 2009)	7
Figura 2.2. Trocas catiônicas (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999)	12
Figura 2.3. Aglomeração e floculação (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999)	12
Figura 3.1. Preparação do solo: destorroamento (a) e secagem dos solos (b)	25
Figura 3.2. Distribuição granulométrica do solo laterítico	26
Figura 3.3. Distribuição granulométrica do solo não laterítico	27
Figura 3.4. Curva de compactação do solo laterítico	27
Figura 3.5. Curva de compactação do solo não laterítico	28
Figura 3.6. Equipamentos para confecção dos corpos de prova: prensa hidráulica (a) e moldes RCS e RT (b)	30
Figura 3.7. Exemplos de corpos de prova: RCS (a) e RT (b)	31
Figura 3.8. Ensaio de RCS: prensa de ensaio (a) e detalhe do corpo de prova após a ruptura (b)	32
Figura 3.9. Determinação do módulo tangente a 50% de RCS	33
Figura 3.10. Ensaio RT	34
Figura 3.11 Corpos de prova imersos	35
Figura 3.12 Equipamento triaxial de cargas repetidas	36
Figura 3.13 Interface do programa para obtenção dos dados de MR	38
Figura 3.14 Pavimento hipotético	40
Figura 3.15 Equipamento para MEV	42
Figura 3.16 Equipamento para recobrimento das amostras	43
Figura 4.1. Dosagem da cal no solo laterítico (a) e no solo não laterítico (b)	46
Figura 4.2. Compactação Proctor das misturas solo-cal	47
Figura 4.3. Massa específica seca x teor de cal da mistura com solo laterítico (a) e não laterítico (b)	49
Figura 4.4. Umidade x teor de cal da mistura com solo laterítico (a) e não laterítico (b)	49
Figura 5.1. RCS das misturas de solo laterítico e cal	52
Figura 5.2. RCS das misturas de solo não laterítico e cal	53
Figura 5.3. Corpos de prova em desintegração	55
Figura 5.4. RCS não imerso e imerso	55

Figura 5.5. $E_{T,50\%}$ não imerso e imerso	57
Figura 5.6. RT das misturas de solo laterítico e cal	60
Figura 5.7. RT das misturas de solo não laterítico e cal	61
Figura 5.8. RT não imerso e imerso	62
Figura 5.9. R^2 dos modelos de MR para misturas com solo LG'	64
Figura 5.10. R^2 dos modelos de MR para misturas com solo NG'	64
Figura 5.11. Modelo composto de MR para LG' natural	66
Figura 5.12. Modelo composto de MR para LG + 4% 0 dias	66
Figura 5.13. Modelo composto de MR para LG' + 4% 7 dias	67
Figura 5.14. Modelo composto de MR para LG' + 4% 60 dias	67
Figura 5.15. Modelo composto de MR para NG' natural.....	68
Figura 5.16. Modelo composto de MR para NG' + 6% 0 dias	69
Figura 5.17. Modelo composto de MR para NG' + 6% 7 dias	69
Figura 5.18. Modelo composto de MR para NG' + 6% 60 dias	70
Figura 5.19. MR de misturas com solo LG' para tensões definidas	72
Figura 5.20. MR de misturas com solo NG' para tensões definidas	73
Figura 5.21. MR para misturas com solo LG' para pavimento hipotético.....	74
Figura 5.22. MR para misturas com solo NG' para pavimento hipotético	75
Figura 5.23. Deformação permanente para misturas com solo LG'	76
Figura 5.24. Deformação permanente para misturas com solo NG'	77
Figura 5.25. Imagens com aumento de 1.500x para solo LG' natural (a); LG' + 4% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)	79
Figura 5.26. Imagens com aumento de 15.000x para solo LG' natural (a); LG' + 4% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)	80
Figura 5.27. Imagens com aumento de 1.500x para solo NG' natural (a); NG' + 6% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)	81
Figura 5.28. Imagens com aumento de 15.000x para solo NG' natural (a); NG' + 6% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)	82

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Tipos de cales	10
Tabela 3.1. Normas utilizadas nos ensaios de caracterização.....	26
Tabela 3.2. Caracterização dos solos	27
Tabela 3.3. Classificação dos solos (HRB e USCS)	28
Tabela 3.4. Classificação MCT.....	28
Tabela 3.5. Composição química da cal (Fonte: Votorantim Cimentos).....	29
Tabela 3.6. Moldagem dos corpos de prova	30
Tabela 3.7. Quantificação de corpos de prova para um solo	31
Tabela 3.8 Tensões determinadas para ensaio de MR.....	37
Tabela 3.9 Modelos matemáticos para MR.....	38
Tabela 3.10 Características do pavimento hipotético	41
Tabela 4.1. Dosagem de cal no solo	46
Tabela 4.2. Parâmetros de compactação das misturas solo-cal	48
Tabela 5.1. Resistência à compressão simples	51
Tabela 5.2. Resistência à compressão simples com imersão	54
Tabela 5.3. Módulo tangente a 50% de RCS	57
Tabela 5.4. Resistência à tração por compressão diametral.....	59
Tabela 5.5. Resistência à tração com imersão.....	62
Tabela 5.6. Constantes do modelo composto	65
Tabela 5.7. MR para tensões definidas.....	71
Tabela 5.8. Tensões atuantes e valores de MR para o pavimento hipotético	74
Tabela 5.9. Pares de tensões utilizados nos ensaios de DP	76
Tabela 5.10. Deformações durante o ensaio de misturas com solo LG'	76
Tabela 5.11. Deformações durante o ensaio de misturas com solo NG'	78

LISTA DE SÍMBOLOS

Ca	Cálcio
CaCO ₃	Carbonato de cálcio
CaO	Óxido de cálcio
$\rho_{dm\acute{a}x}$	Massa específica seca máxima
ρ_d	Massa específica seca
ρ_s	Massa específica dos sólidos
w_o	Umidade ótima
#	Número de peneira
%	Porcentagem
Pi	Perda de massa por imersão
c'	Argilosidade dos solos
e'	Caráter laterítico
$E_{T,50\%}$	Módulo tangente a 50% da tensão de ruptura
ν	Coefficiente de Poisson
σ_d	Tensão desvio
σ_3	Tensão confinante
ϵ_I	Deformação permanente inicial
$\epsilon_{50.000}$	Deformação permanente em 50.000 ciclos
$\epsilon_{100.000}$	Deformação permanente em 100.000 ciclos
ϵ_T	Deformação permanente total

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highways and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CSH	Silicato Hidratado de Cálcio
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DP	Deformação permanente
EDX	Espectrometria de Difração de Raios-X
GC	Grau de compactação
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IP	Índice de plasticidade
LG'	Solo argiloso laterítico
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transducer</i>
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MEV	Microscopia eletrônica de varredura
MR	Módulo de resiliência
NG'	Solo argiloso não laterítico
PD	<i>Permanent deformation</i>
RBVT	Rodovia de Baixo Volume de Tráfego
RCS	Resistência à compressão simples
RM	<i>Resilient modulus</i>
RT	Resistência à tração por compressão diametral
SEM	<i>Scanning Electron Microscopy</i>
SP	São Paulo
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
TS	<i>Tensile Strength</i>
UCS	<i>Unconfined compressive strength</i>
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Objetivos	3
1.2 Estrutura do trabalho.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 Solos	5
2.2 Estabilização de solos.....	7
2.3 A cal e suas reações com os solos	10
2.3.1 Dosagem da cal no solo	13
2.3.2 Comportamento dos solos estabilizados com cal	14
2.3.3 Comportamento do solo-cal em ensaios de cargas repetidas	18
2.3.4 Microscopia eletrônica de varredura em solo-cal.....	21
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	25
3.1 Solos	25
3.1.1 Coleta e preparação	25
3.1.2 Caracterização dos solos.....	26
3.2 Cal.....	28
3.3 Dosagem.....	29
3.4 Compactação dos corpos de prova.....	30
3.5 Resistência à compressão simples	32
3.6 Resistência à tração por compressão diametral	33
3.7 Imersão dos corpos de prova de RCS e RT	34
3.8 Análise estatística para RCS e RT.....	35
3.9 Módulo de resiliência	36
3.9.1 Cálculo do MR por tensões definidas	39
3.9.2 Cálculo do MR por tensões do pavimento hipotético	39
3.10 Deformação permanente	41
3.11 Microscopia eletrônica de varredura	42
4 ENSAIOS PRELIMINARES.....	45
4.1 Caracterização das misturas.....	45

4.1.1 Dosagem da cal no solo	45
4.1.2 Ensaio de compactação Proctor	47
4.2 Propriedades físicas	48
5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	51
5.1 Resistência à compressão simples	51
5.1.1 Módulo tangente a 50% de RCS	56
5.2 Resistência à tração por compressão diametral	58
5.3 Módulo de resiliência	63
5.3.1 Análise do MR por tensões definidas	71
5.3.2 Análise do MR por tensões do pavimento hipotético	73
5.4 Deformação permanente	75
5.5 Microscopia eletrônica de varredura	79
5.6 Considerações finais	82
6 CONCLUSÕES	85
6.1 Sugestões para pesquisas futuras	86
REFERÊNCIAS	89
Apêndice A	97
Apêndice B	101
Apêndice C	105
Apêndice D	109
Apêndice E	111
Apêndice F	113
Apêndice G	115
Apêndice H	117

1 INTRODUÇÃO

A pavimentação é uma atividade potencialmente consumidora de recursos naturais como o solo, os agregados e o asfalto. Esses materiais são normalmente empregados como materiais de construção. Dentre eles, os solos, em especial, podem ser empregados em camadas de reforço de subleito, sub-base e/ou base de pavimentos, desde que atendam a exigências mínimas.

Como as obras rodoviárias estão sujeitas a uma variação de materiais no mesmo projeto, reflexo de sua característica de obra linear, é comum encontrar-se materiais marginais que não atendam às exigências para aplicação no pavimento. Os esforços para tornar esses materiais tecnicamente viáveis levaram ao desenvolvimento e aplicação de métodos de estabilização de solos.

Um dos métodos de estabilização utilizado na pavimentação é a estabilização química, que ocorre através da inserção de um aditivo ao solo, conferindo-lhe melhorias em suas propriedades de engenharia. Os aditivos mais utilizados na pavimentação brasileira são o cimento Portland e a cal hidratada.

A estabilização de solos com cal é processada a partir de mecanismos de trocas catiônicas, aglomeração e floculação, e reações pozolânicas. Essas reações são responsáveis por mudanças texturais, de trabalhabilidade e de resistência na mistura solo-cal. Propriedades de compactação como $\rho_{dm\acute{a}x}$ e w_o também são alteradas quando a cal é adicionada ao solo, resultando em reduções no valor de $\rho_{dm\acute{a}x}$ e acréscimos no valor de w_o .

No que diz respeito às propriedades mecânicas do solo, a estabilização com cal geralmente leva a incrementos de resistência que, no entanto, podem estar condicionados a alguns fatores como o teor de cal, o tempo e as condições de cura. No que tange ao teor de cal, parece haver um teor ótimo a ser adicionado, acima do qual a cal passa a atuar como finos, reduzindo a resistência da mistura. Quanto ao tempo de cura, as reações pozolânicas atuam melhorando a resistência da mistura em médio e em longo prazo. A temperatura, fator importante das condições de cura,

acelera o ganho de resistência das misturas em função de seu aumento (DIAMOND & KINTER, 1965; THOMPSON, 1966; MOLINA *et al.*, 2004).

A adição de cal ao solo também influencia em propriedades como módulo de resiliência e deformação permanente dos solos. Misturas de solo-cal apresentam aumentos consideráveis no módulo de resiliência devido ao enrijecimento proporcionado pelas reações pozolânicas. Tal enrijecimento conjuntamente com reduções no índice de plasticidade (IP) das misturas resultam em um decréscimo na deformação permanente (SVENSON, 1981; PUPPALA *et al.*, 1996; LITTLE, 1999, YUSUF *et al.*, 2001; SOLANKI *et al.*, 2010).

Os efeitos da estabilização de solos com cal são normalmente verificados por meio de ensaios mecânicos ou das propriedades físicas. Porém, é a partir das imagens de microscopia que a evolução das etapas da reação da cal com o solo pode ser observada. Alterações microscópicas como a formação de flocos e o desenvolvimento de uma fase cimentante, que evolui para um silicato hidratado de cálcio (C-S-H) ao longo do tempo, demarcam as presenças das reações imediatas e pozolânicas, respectivamente (ARABI & WILD, 1986; VELASCO, 2013; TRAN *et al.*, 2014).

Por ser uma técnica de estabilização com abrangência global, existem muitos procedimentos desenvolvidos com o propósito de estimar a porcentagem necessária de cal a ser adicionada aos solos. Entretanto, essa diversidade de métodos não converge a uma normalização de um procedimento que contemple todos os tipos de solos. Procedimentos desenvolvidos em países com solos de clima temperado são utilizados em países com solos tropicais, como é o caso do Brasil. Essa prática de não considerar particularidades que os solos tropicais apresentam pode acarretar em teores de cal que não representam o teor ótimo necessário ao solo, levando ao descarte de um material que apresentaria desempenho mecânico adequado.

1.1 Objetivos

A pesquisa tem como objetivo geral entender como solos lateríticos e não lateríticos se comportam quando estabilizados com cal. Adicionalmente, os objetivos específicos são: a) empregar o método de dosagem do pH (normatizado pela ASTM D 6276) na estabilização de solos com cal; b) identificar a eficiência da cal na estabilização de solos lateríticos e não lateríticos; c) compreender a importância do tempo de cura no ganho de resistência das misturas; d) entender o efeito deletério da água na integridade das misturas solo-cal; e) verificar o comportamento do solo-cal frente às solicitações cíclicas de carregamento; e f) identificar as alterações que a cal promove no solo em nível microscópico.

1.2 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está estruturado em cinco capítulos. No primeiro capítulo encontra-se a introdução do tema estudado, bem como os objetivos buscados pela pesquisa. O segundo capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre o tema, como uma síntese de pesquisas anteriores. O terceiro capítulo compreende a escolha dos materiais e dos métodos empregados. No quarto capítulo é realizada a apresentação de ensaios preliminares e definitivos. O quinto capítulo apresenta os resultados dos ensaios da pesquisa, conjuntamente com suas análises. O sexto capítulo é destinado às principais conclusões da pesquisa e também a algumas sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos

Solos são materiais compostos de partículas minerais, herdadas da rocha matriz, que ocorrem nas camadas superficiais da crosta terrestre (TERZAGHI & PECK, 1962; WINTERKORN & FANG, 1991). As partículas minerais apresentam-se soltas ou fracamente unidas, com vazios ocupados por água e/ou ar, portanto, trata-se de um material não consolidado, que exhibe comportamentos peculiares em função de sua composição mineralógica (CRAIG, 2004).

A composição mineralógica de um solo, dentre outros fatores, depende do seu processo de formação, ou seja, do tipo de intemperismo sofrido, por isso algumas variações e peculiaridades são resultados da ação do clima da região em que o solo está situado. (NOGAMI & VILLIBOR, 1983). Em regiões de clima temperado, por exemplo, o processo predominante é o intemperismo físico, assim sendo, a formação dos solos ocorre principalmente pela ação de gelo e degelo da água que permeia as rochas, ocasionando, com o tempo, a quebra da superfície rochosa em partículas menores. Por isso, é comum que os solos dessas regiões apresentem um perfil pouco espesso.

Nas regiões de clima tropical úmido, onde há a combinação de alta temperatura e alto nível pluviométrico, o intemperismo predominante é o químico. A desagregação da rocha-matriz é processada principalmente por reações químicas promovidas em presença de água, o que resulta em perfis de solos mais espessos, em partículas menores e em peculiaridades de comportamento de interesse geotécnico.

No Brasil, Nogami e Villibor se dedicaram, a partir dos anos 1970, em entender o comportamento dos solos tropicais, o que resultou na pesquisa de um grande número e variedade de solos e na construção de grandes extensões de trechos experimentais, culminando nas bases metodológicas de classificação dos solos tropicais, onde se diferenciam duas grandes classes de comportamento, as dos solos lateríticos e a dos solos não lateríticos (NOGAMI & VILIBOR, 1995).

Solos lateríticos ocorrem em locais de clima tropical úmido e em condições bem drenadas, estão presentes em quase todas as regiões do Brasil, em diferentes condições de clima, topografia e formações geológicas. Esses solos ocupam as partes mais superficiais do perfil, com camadas que acompanham a superfície do terreno.

É comum que os solos lateríticos apresentem coloração típica amarelada ou avermelhada, esta característica é resultante do processo de formação. Na formação dos solos lateríticos, os compostos químicos mais leves são levados pela ação da água, restando principalmente óxidos hidratados de ferro e alumínio, que proporcionam coloração típica ao solo. O quartzo é um elemento frequente na fração areia, assim como outros minerais resistentes às intempéries e mecanicamente. Em sua fração argila, apresentam-se argilo-minerais da família da caulinita em uma estrutura característica denominada de estrutura de pipoca (NOGAMI & VILLIBOR, 1983).

Solos não lateríticos são formados a partir da desagregação e/ou decomposição *in situ* de uma rocha, mas eles se encontram sempre subjacentes a uma camada de outro tipo genético. Suas camadas possuem formas oriundas da estrutura da rocha-matriz, portanto, ao contrário dos solos lateríticos, podem ocorrer em camadas mais profundas do perfil. Estes solos apresentam cores diversas, herdadas da rocha-matriz ou do processo de intemperismo. Possuem constituição mineralógica muito variada, com a presença de minerais não estáveis ao intemperismo tropical na fração areia (ex.: mica e feldspato), e minerais expansivos da família da illita e da montmorilonita na fração argila (NOGAMI & VILLIBOR, 1983).

A Figura 2.1 apresenta a designação genética de ocorrência das camadas de solos tropicais.

Figura 2.1. Designação genética de ocorrência das camadas de solos tropicais (VILLIBOR & NOGAMI, 2009)

2.2 Estabilização de solos

As obras de pavimentos estendem-se por muitos quilômetros, por isso, não raro são enfrentados problemas de projetos como a ocorrência de solos variados, inclusive os de características indesejáveis. A viabilidade de utilização de solos locais na construção de rodovias pode considerar algum tipo de tratamento que os torne adequados para dada função. Como consequência da iniciativa de consumir os materiais locais, observam-se benefícios como a redução de explorações de novas jazidas e economia nos gastos relativos ao transporte de materiais.

Na pavimentação, a estabilização de solos é uma técnica utilizada para modificar e melhorar um solo que não apresenta um desempenho aceitável. As propriedades de resistência e compressibilidade do solo original são alteradas a partir de um processo físico ou químico, a fim de criar um novo material que atenda de uma forma melhor aos requisitos do projeto de dado local (INGLES & METCALF, 1972; SANTANA, 1983).

A estabilização de solos pode ser dividida em duas classes: física e química. A estabilização física de solos é o processo de melhoria de suas características e propriedades originais por meio da alteração da densificação do solo por esforços de

compactação ou por meio da adequação da granulometria com a mistura de outros solos, tornando o contato grão-grão mais efetivo.

Já a estabilização química é o termo que engloba todos os processos onde as interações químicas são predominantes, independentemente do tipo de aditivo incorporado. São métodos de tratamento em que um ou mais compostos químicos são adicionados ao solo, resultando em reações químicas entre os constituintes do solo e os aditivos (WINTERKORN & PAMUKCU, 1991).

Outrossim, pode ser entendida como a técnica de conferir ao solo acréscimos de rigidez, melhora da trabalhabilidade e redução da expansão, pela inserção de compostos quimicamente ativos. A técnica é aplicada para que o produto da estabilização possa atender às propriedades de engenharia que o solo natural não era capaz de apresentar (LIMA, 1981; BERNUCCI *et al.*, 2008; LITTLE & NAIR, 2009).

Há uma grande variedade de aditivos químicos utilizados na estabilização de solos, e cada um pode proporcionar modificações em características dos solos de acordo com mecanismos peculiares de ação. No entanto, em geral, quando se trata de estabilização química destacam-se quatro mecanismos: substituição das moléculas de água e cátions, melhoria das ligações entre os agregados das partículas argilosas, floculação e dispersão (LIMA, 1981).

Os principais estabilizantes químicos utilizados nos solos é o cimento Portland e a cal hidratada. O cimento confere ao solo ganho de resistência imediata e ao longo do período de cura (28 dias), em função do processo de formação de componentes e da hidratação do cimento. Os efeitos de sua utilização se apresentam como aumento da resistência da mistura, redução da plasticidade do solo, melhora da trabalhabilidade e redução da variação volumétrica (expansibilidade e compressibilidade). O ganho de resistência pode ser mais rápido, quando a mistura é exposta a temperaturas mais altas, entretanto, a secagem pode comprometer a hidratação do cimento. A estabilização com cimento Portland pode ser indicada para uma grande diversidade de solos, mas sua aplicação mais comum é destacadamente aos solos granulares (INGLES & METCALF, 1972; LITTLE & NAIR, 2009; EREN & FILIZ, 2009).

A estabilização com cal confere alterações aos limites de consistência do solo, melhorando sua trabalhabilidade. Também é responsável por acréscimos de resistência da mistura em curto e longo prazo, devido aos seus mecanismos de reação com o solo. Diferentemente do solo-cimento, as misturas estabilizadas com cal geralmente apresentam ganhos de resistência durante longos períodos de cura. Essa peculiaridade é atribuída às reações pozolânicas no solo-cal, que costumam ser processadas em tempos mais longos. A aplicação dessa técnica é mais eficiente em solos de granulometria fina, pois as alterações de textura e a cimentação das partículas do solo é resultado da reação da cal com os argilominerais presentes na parcela fina da granulometria.

Outro produto que tem merecido destaque em estabilização de solos é a cinza volante. Em alguns países da América e da Europa, a cinza volante é considerada um rejeito industrial e suas propriedades podem variar de acordo com o tipo de carvão utilizado ou com o processo de queima. Geralmente, a cinza volante é classificada em dois tipos: C ou F. As cinzas volantes pertencentes à classe C possuem propriedade autocimentante devido à considerável presença de CaO livre. Parte da mistura solo-cinza volante classe C apresenta processo de hidratação semelhante ao do solo-cimento, enquanto a outra parte apresenta reações pozolânicas.

O uso de cinzas volantes da classe C pode aumentar a resistência, rigidez e durabilidade dos solos estabilizados. Já as cinzas volantes classe F, por não apresentarem quantidade satisfatória de CaO livre, dependem da adição de outro aditivo com característica cimentante para a estabilização dos solos (MISRA, 1998; LITTLE *et al.*, 2000).

Outros tipos de estabilizantes utilizados em solos são os rejeitos industriais. Alguns resíduos apresentam uma boa interação com o solo, quando misturados, outros são mais efetivos com a presença de um agente cimentante (cimento Portland ou cal). As pesquisas e a diversidade de resíduos são numerosas, mas, pode-se citar trabalhos como o de Bueno (1996), com misturas de solo-vinhoto (resíduo da indústria açucareira), e também o de Silva Júnior (2010), com misturas de solo-cal e resíduos da fabricação de papel.

2.3 A cal e suas reações com os solos

A adição de cal ao solo para a melhoria de suas propriedades é uma técnica largamente difundida, apresentando-se em numerosas pesquisas e aplicações ao redor do mundo. No Brasil, esta técnica vem sendo executada e estudada há alguns anos. Pesquisas sobre o comportamento de trechos experimentais construídos com camada de solo-cal demonstraram a sua viabilidade, como é o caso dos trechos experimentais estudados por Corrêa (1989) e Lovato (2004), onde misturas de solo-cal continuaram a apresentar durabilidade adequada ao longo do tempo.

A cal é o principal produto derivado das rochas carbonatadas cálcio-magnesianas. Estas rochas são submetidas à decomposição térmica (calcinação), reação química reversível pela qual a cal é obtida (GUIMARÃES, 1997). As reações de calcinação são representadas nas equações (2.1) e (2.2).

O óxido de cálcio produzido na calcinação das rochas carbonatadas cálcio-magnesianas é denominado de cal virgem (CaO). Quando submetida à hidratação, a cal virgem dá origem à cal hidratada (Ca(OH)₂) em uma reação que libera calor. Dependendo da rocha de origem, a cal hidratada pode ser formada por uma parcela de hidróxidos de cálcio, hidróxidos de magnésio e de uma pequena parcela de impurezas. Os tipos de cales obtidos são apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Tipos de cales	
Composição química	Nomenclatura
CaO	Cal cálcica virgem
CaO.MgO	Cal dolomítica virgem
Ca(OH) ₂	Cal cálcica hidratada
Ca(OH) ₂ .MgO	Cal dolomítica mono-hidratada
Ca(OH) ₂ .Mg(OH) ₂	Cal dolomítica bi-hidratada

Os hidróxidos formados podem diferir em tamanho, forma, número, área superficial e distribuição granulométrica, influenciando em suas características e comportamento.

Essa variedade de hidróxidos produzidos é atribuída aos vários métodos de hidratação e aos diferentes modelos de equipamentos de hidratação e tipos de cal virgem (GUIMARÃES, 1997).

Quando a cal é adicionada e misturada ao solo, dá-se início a uma sequência de reações químicas, que resultam em alterações imediatas. Outras reações são processadas mais lentamente, o que atribui à estabilização de solos com cal uma parcela de ganho de resistência imediato e outra ao longo do tempo.

As reações podem ser divididas em quatro grupos de mecanismos de atuação da cal no solo: trocas catiônicas, flocculação e aglomeração, carbonatação e reações pozolânicas (THOMPSON, 1966).

As trocas catiônicas que ocorrem nos solos obedecem à série liotrópica (de íons) apresentada por Grim (1953), onde se assume concentrações iguais: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++}$. Desta forma, os cátions situados mais à esquerda da série liotrópica são substituíveis pelos cátions à direita, bem como cátions monovalentes tendem a ser substituídos por cátions multivalentes.

Com a adição de cal ao solo, uma concentração de cátions Ca^{++} livre é criada. Se a quantidade de cal for suficiente, os cátions Ca^{++} irão substituir os cátions metálicos mais fracos adsorvidos na superfície coloidal (THOMPSON, 1966; TRB, 1987; MALLELA *et al.*, 2004). Este fenômeno acarretará em uma redução do tamanho da camada difusa de água, fazendo com que as partículas de argila se aproximem mais (MALLELA *et al.*, 2004). Uma esquematização das trocas catiônicas é apresentada na Figura 2.2. Em geral, atribui-se às reações de trocas catiônicas melhorias na plasticidade, trabalhabilidade e resistência do solo.

A reação de flocculação e aglomeração, como o próprio nome antecipa, torna o solo visivelmente diferente do original porque há mudanças na textura, que acontecem devido à aglutinação das partículas finas do solo, formando espécies de “agregados” com dimensões maiores (TRB, 1987; MALLELA *et al.*, 2004).

Figura 2.2. Trocas catiônicas (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999)

Segundo Herzog e Mitchell (1963) ¹ *apud* Thompson (1966), o fenômeno de floculação e aglomeração é causado pelo aumento da concentração eletrolítica da água intersticial e pelo cálcio adsorvido na superfície das partículas de argila, contribuindo também para melhorias na plasticidade, trabalhabilidade e resistência do solo. A Figura 2.3 ilustra o processo de floculação e aglomeração de partículas argilosas.

Figura 2.3. Aglomeração e floculação (PRUSINSKI & BHATTACHARJA, 1999)

Assim, em função do tempo reduzido necessário para que as trocas catiônicas e as reações de floculação e aglomeração aconteçam, depreende-se que no manuseio do solo-cal as primeiras mudanças de texturas observadas sejam decorrentes desses fenômenos.

¹ HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. Reactions Accompanying the Stabilization of Clay with Cement. **Highway Research Record**. N 36. Washington, US: Highway Research Board, 1963.

As reações pozolânicas podem ser descritas como reações que ocorrem entre cal, água e a sílica e/ou alumina presentes no solo, formando compostos cimentantes. A reação ocorre quando a cal é adicionada ao solo em quantidade suficiente, tornando a mistura alcalina (pH em torno de 12) e ao mesmo tempo fornecendo cátions Ca^{++} livres. O pH da mistura solubiliza a sílica e a alumina da superfície das partículas argilosas, deixando-as disponíveis para reagir com o cálcio livre, resultando na formação de silicatos, aluminatos e aluminosilicatos hidratados de cálcio (TRB, 1987; LITTLE, 1995; GUIMARÃES, 1997).

Os compostos formados consolidam-se, cimentando partículas de argila vizinhas. Como efeito das reações pozolânicas no solo tem-se um aumento na resistência e na durabilidade. As reações pozolânicas apresentam desenvolvimento contínuo, por um longo período de tempo, desde que o pH seja alcalino e os cátions Ca^{++} estejam disponíveis. Dentre os fatores que influenciam as reações pozolânicas no solo, podemos citar: teor de matéria orgânica, quantidade excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração argila, temperatura, presença de sulfatos, ferro livre, drenagem natural e relação sílica-alumínio do solo (LITTLE, 1995; GUIMARÃES, 1997; MALLELA *et al.*, 2004; CELAYA *et al.*, 2011).

Finalmente, a reação de carbonatação é descrita por Mallela *et al.* (2004) como um processo prejudicial à estabilização que pode ocorrer a partir do processo de misturação, neste caso, a cal reage com o dióxido de carbono, presente no ar, formando um carbonato relativamente insolúvel, que pode ser danoso às reações pozolânicas com o solo.

2.3.1 Dosagem da cal no solo

A dosagem da cal no solo é a determinação de uma quantidade ideal do aditivo que irá alterar as propriedades da mistura, resultando em acréscimos na resistência mecânica e até em melhorias na durabilidade. O desenvolvimento de técnicas para a determinação da quantidade ideal de cal conduziu a criação de diversos métodos de dosagem, que têm como principal objetivo indicar o teor ótimo de cal.

Segundo Little (1995), essa variedade de métodos de dosagem reflete uma necessidade de adequação das propriedades buscadas na mistura solo-cal às especificidades de projeto de regiões diferentes. Assim, quando se utiliza um método de dosagem desenvolvido em uma região de características muito diferentes da região de aplicação, pode-se incorrer em discrepâncias graves.

O método do pH, descrito e utilizado neste estudo, normatizado pela ASTM D 6276 é baseado no método de Eades e Grim. Nele se objetiva encontrar a quantidade de cal que seja suficiente para que o solo satisfaça a capacidade de troca catiônica e outras reações iniciais na mistura solo-cal, assim como manter o pH alcalino e concentração livre de Ca^{++} para as reações pozolânicas (TRB, 1987; LITTLE, 1995).

De acordo com TRB (1987), o método do pH apresenta algumas limitações, pois com ele não é possível determinar se o solo reagirá com a cal para produzir um aumento substancial de resistência, tampouco recomenda monitoramento de dados de resistência para avaliar a qualidade da mistura.

2.3.2 Comportamento dos solos estabilizados com cal

Quando adicionada ao solo, a cal inicia algumas reações imediatas e outras que se desenvolvem em longo prazo, o que implica que a mistura apresente modificações nas suas características físicas e propriedades mecânicas.

A plasticidade é uma das características do solo que sofre alteração em curto prazo, apresentando uma redução do valor do índice de plasticidade e, como consequência tem-se uma melhora da trabalhabilidade do solo. Além disso, o aumento da umidade ótima e a redução da massa específica seca máxima do solo-cal são mudanças típicas desse processo de estabilização, confirmadas em inúmeros trabalhos, como os de Maior *et al.* (1983), Bueno (1996), Eren e Filiz (2009), Behak (2011) e Talluri *et al.* (2013).

A alteração dessas duas propriedades é resultado da floculação do solo quando a cal é adicionada, portanto, a quantidade e a dimensão dos vazios aumentam, reduzindo o $p_{dm\acute{a}x}$. Complementarmente, se o número e o tamanho dos vazios são

maiores, a quantidade de água a preenchê-los deverá ser maior, explicando-se o aumento do w_o (Sivapullaiah *et al.*, 1998² *apud* Lovato, 2004).

Para Thompson (1975), a adição de cal ao solo aumenta a sua resistência em longo prazo, devido principalmente às reações pozolânicas. No entanto, esse ganho de resistência pode sofrer influência de algumas variáveis, como:

- a) o tipo de solo,
- b) a porcentagem de cal, e,
- c) o tempo e as condições de cura do ambiente.

Por se tratar de um procedimento químico, a estabilização solo-cal depende de algumas particularidades da constituição do solo a ser estabilizado. Sabe-se que, entretanto, existem algumas diferenças entre os solos das regiões temperadas e os solos das regiões tropicais, devido principalmente ao processo de formação.

Os solos altamente intemperizados e bem drenados, como é o caso dos solos lateríticos, sofrem o processo de lixiviação de seus cátions metálicos, que serão substituídos por íons H^+ . Este processo resulta em um decréscimo do pH e da relação Ca/Mg. Outra característica dos solos bem intemperizados é a presença de ferro livre distribuído de maneira uniforme na fração argilosa do perfil bem drenado. Ele atua formando uma espécie de camada, retardando a reação pozolânica da cal com a sílica/alumina do solo (THOMPSON, 1966; LITTLE, 1995).

As análises de Thompson (1966) mostraram que valores altos de pH do solo natural e da relação Ca/Mg indicam maior reatividade do solo à cal. Nesse sentido, espera-se que solos não lateríticos apresentem maior reatividade que os solos lateríticos.

Em seus estudos de estabilização de solos com cal, Ingles e Metcalf (1972) e Petry e Wohlgemuth (1988) concluíram que o aumento do teor de cal nem sempre resulta em ganho de resistência, e sinalizaram que pode haver um teor ótimo para a estabilização dos solos, que, quando ultrapassado propicia redução da taxa de ganho ou redução da propriedade.

² SIVAPULLAIAH, P. V.; PRASHANTH, J. P.; SRIDHARAN, A. Delay in Compaction and Importance of the Lime Fixation Point on the Strength and Compaction Characteristics of Soil. **Ground Improvement**. N 32, pp 27-32, 1998.

Alguns autores extraíram importantes conclusões sobre a influência do teor de cal na resistência da mistura. Lovato (2004), trabalhando com um solo argiloso da classe A-6 (AASHTO), mostrou que a resistência à compressão simples (RCS) e a resistência à tração por compressão diametral (RT) aumentaram linearmente com o aumento do teor de cal (3, 4 e 5% de cal).

Kolay *et al.* (2011) estabilizaram um solo altamente orgânico com 2, 4, 6 e 8% de cal. Os resultados desta pesquisa mostraram que a RCS aumentou até o teor de 6% de cal, seguida de uma queda da propriedade em 8% de cal.

Klinsky *et al.* (2014) pesquisaram recentemente a estabilização de dois solos (A-7-5 e A-6) com diferentes teores de cal (3, 5 e 7%) e encontraram que, de modo geral, as resistências (RCS e RT) aumentaram com a adição de cal quando comparadas as do solo original e que o incremento de resistência é particular ao tipo de solo e ao teor de cal adicionada. Os resultados desses pesquisadores evidenciaram que misturas com ambos os solos apresentaram incrementos de RT, no entanto, a cal parece ter apresentado um efeito mais intenso no solo A-7-5. Com relação à RCS (Figura 2.4), os resultados das misturas com solo A-6 exibiram crescimento da propriedade em função do aumento do teor de cal, enquanto as misturas com solo A-7-5 mostraram ganho de resistência para o teor de 3% cal, seguida da estabilização de RCS para os teores de 5 e 7% de cal.

Figura 2.4. Solo A-6 (a) e solo A-7-5 (b) (KLINSKY *et al.*, 2014)

Ainda que a dosagem, a boa homogeneização e o controle de compactação em campo de misturas solo-cal sejam adequadamente realizados, seu desempenho depende das condições de cura e do ambiente. Fatores como tempo de cura, temperatura, umidade higroscópica e outras condições do ambiente podem

influenciar positiva ou negativamente em algumas características da mistura solo-cal.

Para Thompson (1975), o mecanismo de ação da cal mais afetado pelas condições de cura e do ambiente são as reações pozolânicas, pois dependem do período de tempo, que, em alguns casos podem ocorrer durante anos; e das características ambientais, uma vez que temperaturas mais altas podem acelerar essas reações. Ainda no que se refere ao ambiente, o pH da mistura e a presença de certos minerais também são preponderantes para as reações pozolânicas, pois elas ocorrem quando a mistura apresenta pH alcalino e há disponibilidade de cátions Ca^{++} , sílica ou alumina do solo.

O efeito do tempo de cura na resistência dos solos estabilizados com cal já havia sido demonstrado por Thompson (1967) quando, estudando alguns solos de Illinois, observou ganho de resistência das misturas de 28 para 56 dias. Prusinski e Bhattacharja (1999), pesquisando um solo tratado com 3% de cal e outro com 5% de cal, também observaram acréscimos nas RCS ao longo do período de cura (7, 28 e 90 dias).

Lovato (2004) monitorou a RCS de um solo A-6 estabilizado com cal aos 140 dias de cura e observou uma desaceleração do incremento de resistência no final do período (~112 dias). Em contrapartida, os resultados de RT não exibiram o mesmo comportamento, pois o aumento de resistência cessou aos 28 dias. Este fato, segundo o autor, indicaria uma carbonatação da cal utilizada, já que para as mesmas condições a RCS aumentou até os 140 dias. Vale ressaltar que a reação de carbonatação da cal processa-se de forma lenta, quando o aditivo entra em contato com o ar. Logo, a maior possibilidade de ocorrência deste tipo de problema encontra-se na utilização de cales expostas ao ar por muito tempo.

De forma geral, diferentemente das misturas solo-cimento, cujo ganho de resistência se estabiliza com a hidratação do cimento, nas misturas solo-cal ganhos de resistência podem continuar ocorrendo durante um período prolongado, desde que as condições de cura sejam adequadas.

2.3.3 Comportamento do solo-cal em ensaios de cargas repetidas

Os pavimentos estão sujeitos a solicitações de cargas dinâmicas variando de acordo com o tipo e a velocidade do veículo. Para representar o carregamento de uma maneira mais próxima da realidade, ensaios laboratoriais de cargas repetidas são realizados em amostras dos materiais constituintes das camadas do pavimento. A execução deste ensaio permite avaliar a rigidez e a deformabilidade das camadas a partir do Módulo de Resiliência (MR) e da deformação permanente, respectivamente.

O Módulo de Resiliência é uma propriedade mecânica essencial para a pavimentação, uma vez que é utilizada no dimensionamento e avaliação da rigidez das camadas do pavimento. No que diz respeito às misturas de solo-cal, Little (1999) atesta que um processo de enrijecimento do material ocorre conforme as reações pozolânicas conferem maiores resistências ao solo-cal. Essas mudanças podem ser acessadas a partir de ensaios de MR, como constatado nos estudos de Qubain *et al.* (2000), Yusuf *et al.* (2001), Mohammad e Saadeh (2008) e Solanki *et al.* (2010), que apresentam aumentos significativos nos valores da propriedade quando a cal é adicionada ao solo.

Mohammad e Saadeh (2008), trabalhando com um solo estabilizado com 10% de cal, mostraram que o aumento no MR foi de 225 a 325% em relação ao solo não estabilizado. A Figura 2.5 ilustra os dados apresentados por estes autores. Pode-se observar, adicionalmente, a influência da tensão confinante na mistura solo-cal. Sob a mesma tensão cíclica, as misturas apresentam um crescimento no valor do MR conforme a tensão confinante aumenta. Tal crescimento é observado no solo natural, no entanto com menor variação e significância. Segundo Svenson (1981), esse fato pode ser atribuído, em parte, às mudanças de textura ocorridas na mistura devido às reações imediatas da cal com o solo, levando a mistura a apresentar um comportamento semelhante a solos granulares.

Figura 2.5 Módulo de Resiliência (MOHAMMAD & SAADEH, 2008)

Os estudos de Solanki *et al.* (2010) evidenciaram o aumento do MR com a adição de cal para três solos. No entanto, as misturas apresentaram decréscimos no valor da propriedade em teores de cal superiores a 5%. Segundo os autores, este fato indica que a cal em excesso na mistura pode trabalhar como um *filler* de baixa resistência.

Yusuf *et al.* (2001) estudaram o comportamento do MR de quatro solos (não estabilizados e estabilizados com cal) frente à influência da infiltração de água nos corpos de prova. A Figura 2.6 ilustra os dados obtidos por esses autores.

Figura 2.6 MR com e sem infiltração de água (YUSUF *et al.*, 2001)

Primeiramente, pode-se notar que a adição de cal conduziu a um aumento nos valores do MR para os quatro solos. Na condição mais úmida, três dos quatro solos não estabilizados não apresentaram rigidez suficiente. Para as amostras estabilizadas, o valor do MR para as misturas com infiltração foi sempre menor em relação às sem infiltração de água. Estes dados indicam que embora haja uma perda de rigidez na presença de água infiltrada, a estabilização com cal se mostra importante na manutenção da parcela de resistência da mistura.

A deformação permanente é um dos defeitos críticos desenvolvidos no pavimento ao longo de sua vida útil que pode afetar não somente o desempenho estrutural do pavimento, como o conforto e a segurança dos usuários. Contudo, poucas pesquisas contemplam o estudo da deformação permanente para subleitos e camadas estabilizadas com cal. De acordo com Little (1999), as propriedades de deformação de camadas estabilizadas com cal não são medidas com frequência, pois o estado de tensão na camada asfáltica (onde há maior ocorrência de deformação permanente) é mais preocupante que nas camadas inferiores, além do fato que o ensaio demanda muito tempo.

Quando cal é adicionada a solos pozolanicamente reativos, ocorrem melhorias relativas à resistência da mistura. Estas melhorias são diretamente associadas com reduções significativas no potencial da mistura solo-cal em sofrer deformação permanente sob o carregamento repetido imposto pelo tráfego (LITTLE, 1999).

Puppala *et al.* (1996) estabilizaram um solo com 4% de cal e obtiveram dados da deformação permanente acumulada ao final do ensaio triaxial, conforme apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Deformação permanente (PUPPALA *et al.*, 1996)

σ_3 (Kpa)	I		II		III	
	E	NE	E	NE	E	NE
42	0,018	0,056	0,019	0,064	0,057	0,082
21	0,004	0,008	0,006	0,008	0,032	0,046
0	0,008	0,012	0,012	0,009	0,121	0,084

Nota 1: I - w=12,4%; II - w=14,0%; III - wot=17,0%; $\sigma_d = 70$ kPa

Nota 2: E - Estabilizado; NE - Não Estabilizado

Os resultados indicam que a adição de cal ao solo conduz a uma redução do potencial da mistura em deformar permanentemente quando submetida a um estado

de tensões particular. Segundo os autores, essa redução da deformação permanente pode ser atribuída às reduções dos indicadores das características plásticas do solo (em especial o IP) proporcionadas pela estabilização com cal.

Svenson (1981) realizou ensaios triaxiais em um solo A-2-4 estabilizado com 3 e 5% de cal, utilizando 100.000 aplicações de carga. Foram verificadas as influências do tempo de cura, porcentagem de cal, tensão desvio (σ_d), tensão confinante (σ_3) e umidade. Para os efeitos do tempo de cura e da porcentagem de cal, foi observado que o acréscimo dessas variáveis, levou ao decréscimo nas deformações permanentes.

Quanto ao efeito da tensão desvio, foi verificado que as deformações permanentes aumentavam de acordo com o aumento da σ_d e do número de aplicações de carga, para as duas misturas. Para a mistura de solo com 3% cal, a redução da deformação permanente não foi importante. No entanto, para a mistura de solo com 5% de cal, houve um decréscimo de 74% no valor da deformação permanente em relação ao solo natural, quando a tensão desvio foi aumentada.

A variação da umidade dos corpos de prova mostrou uma influência marcante nos resultados de deformação permanente. Para o solo estabilizado com 3% de cal, a deformação permanente aumentou em 141% para um aumento de umidade de 1,4%. Segundo a autora, os resultados indicam que pequenas variações de umidade e peso específico conduzem a amplas variações nas deformações axiais.

2.3.4 Microscopia eletrônica de varredura em solo-cal

Na maioria das pesquisas com solos estabilizados com cal, a avaliação da ocorrência das reações (imediatas e pozolânicas) é realizada, em geral, comparando-se as propriedades mecânicas da mistura e do solo sem adição de cal. Também é comumente empregada a análise dos índices físicos antes e depois da estabilização, a fim de identificar mudanças na textura e trabalhabilidade do solo-cal.

Essas duas formas de avaliação, apesar de serem adequadas ao entendimento do comportamento mecânico da mistura e ao projeto de camadas de solo-cal, não

forneem informações satisfatórias quanto às reações químicas e mudanças microestruturais desses materiais. Para suprir a necessidade de dados relativos à microestrutura, pesquisadores têm adotado a utilização de microscópios eletrônicos de varredura (MEV) em amostras de solo-cal a fim de acompanhar o desenvolvimento das diferentes fases dos componentes minerais.

As imagens geradas pelo MEV são imagens topográficas da amostra, oriundas da interação de sua estrutura atômica com o feixe de elétrons emitidos com alta energia pelo aparelho. As análises destas imagens para os solos estabilizados com cal são importantes, pois embora sejam avaliações qualitativas, ajudam a identificar as fases de evolução da estabilização, bem como a presença de compostos cimentantes e materiais inertes.

Estudos de Arabi e Wild (1986) avaliaram as imagens de amostras de solo estabilizado com 10% de cal (Figura 2.7), curadas por 1 dia e amostras curadas por 3, 6 e 12 semanas à temperatura de 75°C. As imagens do solo-cal curado por 1 dia revelaram modificações no formato das partículas, o que, segundo os autores é um indício da dissolução inicial do material.

Figura 2.7. MEV de solo natura (a) e solo + 10% de cal curado a: 1 dia (b); 3 semanas (c); 6 semanas (d) e 12 semanas (e) (ARABI & WILD, 1986)

Para as imagens relativas aos períodos de cura de 3, 6 e 12 semanas, foram identificadas etapas de formação, crescimento e desenvolvimento de uma fase

cimentante envolvendo as superfícies e extremidades das partículas argilosas. Os autores descreveram a morfologia dessa fase como uma matriz de fibras e plaquetas entrelaçadas, semelhante ao silicato hidratado de cálcio (CSH) encontrado no cimento Portland comum.

As imagens apresentadas por Arabi e Wild (1986) ajudam a entender a ocorrência de reações pozolânicas quando a cal é misturada ao solo, mostrando desde a dissolução da sílica presente nos argilominerais até a formação dos silicatos hidratados de cálcio (C-S-H), levando à cimentação das partículas.

Velasco (2013) avaliou qualitativamente as modificações que a adição de 4% de cal proporcionou em um solo do tipo CH (USCS) com IP de 66%. As imagens obtidas mostram que o solo natural possuía uma aparência escamada, com pequenas floculações esparsas, como se pode observar na Figura 2.8.(a). A estabilização do solo com cal resultou em uma estrutura superficial bem definida, com pequenas floculações melhor agregadas umas as outras e presentes ao longo da superfície da amostra (Figura 2.8.(b)). Segundo a autora, essa modificação da estrutura da amostra é relevante, pois quando a estrutura possui ligações suficientes e bem definidas, como é o caso do solo com 4% de cal, há a probabilidade de que a mistura apresente uma melhor durabilidade e menor suscetibilidade aos efeitos da água.

Figura 2.8. MEV solo natural (a) e solo com 4% de cal (b) (VELASCO, 2013)

Estudos mais recentes de Tran *et al.* (2014) mostram, de uma forma mais clara, a mudança significativa na microestrutura da mistura, promovida pela estabilização do

solo com 5% de cal. Essa mudança é visualizada na Figura 2.9, onde a mistura-solo cal apresenta uma microestrutura mais granular.

Figura 2.9. MEV solo natural (a) e solo-cal (b) baixa magnitude (TRAN *et al.*, 2014)

Também se pode verificar, na Figura 2.10, a formação de C-S-H, indicando que as reações pozolânicas ocorreram.

Figura 2.10. MEV solo natural (a) e solo-cal (b) alta magnitude (TRAN *et al.*, 2014)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentados os materiais e os métodos utilizados no estudo da estabilização de solos com cal para aplicação em rodovias.

3.1 Solos

Foram utilizados dois solos, selecionados a partir do banco de dados de Takeda (2006). A escolha destes materiais levou em consideração o comportamento dos dois solos, ou seja, um solo apresentando comportamento laterítico e o outro não laterítico, embora essa verificação só pôde ser feita a partir de ensaios de caracterização, apresentados nos itens subsequentes.

3.1.1 Coleta e preparação

Os solos foram coletados em um talude no km 6 da rodovia SP-225, na cidade de Dois Córregos. Uma linha de seixos marcava a divisão entre solo laterítico (acima) e solo não laterítico (abaixo). Após a coleta, os materiais foram destorroados, passados na peneira nº 4 (4,8 mm), colocados ao sol para secagem, quarteados e homogeneizados. Os solos foram embalados e estocados em local coberto.

a)

b)

Figura 3.1. Preparação do solo: destorroamento (a) e secagem dos solos (b)

3.1.2 Caracterização dos solos

Os ensaios para a caracterização dos solos foram realizados de acordo com as normas apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Normas utilizadas nos ensaios de caracterização	
Ensaio	Norma
Análise granulométrica conjunta	ABNT NBR 7181
Limite de liquidez	ABNT NBR 6459
Limite de plasticidade	ABNT NBR 7180
Massa específica dos sólidos	ABNT NBR 6508
Compactação Proctor	DER/SP M 13-71
Metodologia MCT	DER/SP M 196-89

As Figuras 3.2 e 3.3 exibem a distribuição granulométrica dos solos laterítico e não laterítico, respectivamente. Pode-se observar que os dois solos estudados possuem uma granulometria com predominância de partículas finas, tendo mais de 50% de silte e argila em sua composição.

Figura 3.2. Distribuição granulométrica do solo laterítico

Figura 3.3. Distribuição granulométrica do solo não laterítico

A Tabela 3.2 mostra a quantidade das partículas constituintes dos solos, bem como os valores obtidos nos ensaios de determinação da massa específica dos sólidos (ρ_s) e dos limites de consistência (LL e LP).

Tabela 3.2. Caracterização dos solos

Caracterização								
Solo	ρ_s [g/cm ³]	% passa #200	Areia [%]	Silte [%]	Argila [%]	LL [%]	LP [%]	IP [%]
LG'	2,998	66	38	15	47	49	32	17
NG'	3,111	89	14	38	48	76	56	21

No ensaio de compactação Proctor, foi utilizada a energia Normal. As Figuras 3.4 e 3.5 apresentam as curvas de compactação para os solos laterítico e não laterítico, respectivamente. Observa-se, pelas curvas, que o solo laterítico possui $\rho_{dm\acute{a}x}$ igual a 1,662 g/cm³ e w_{ot} igual a 21,1%; enquanto o solo não laterítico possui $\rho_{dm\acute{a}x}$ igual a 1,333 g/cm³ e w_{ot} igual a 36,0%.

Figura 3.4. Curva de compactação do solo laterítico

Figura 3.5. Curva de compactação do solo não laterítico

Utilizando as metodologias HRB e USCS, os solos foram classificados como pertencentes à classe dos solos argilosos (HRB) e, na metodologia USCS, como silte e silte elástico. A Tabela 3.3 apresenta estes resultados.

Tabela 3.3. Classificação dos solos (HRB e USCS)

Solo	Classificação	
	HRB	USCS
LG'	A-7-5	ML Silte
NG'	A-7-5	MH Silte Elástico

A classificação da metodologia MCT confirmou a hipótese de que o solo acima da linha de seixos exibiu um comportamento laterítico e o solo situado abaixo, um comportamento não laterítico. A Tabela 3.4 apresenta os resultados da classificação MCT, incluindo a perda de massa por imersão (P_i) e os índices c' e e' .

Tabela 3.4. Classificação MCT

Solo	P_i [%]	c'	e'	Classificação
Laterítico	0	2,03	0,70	LG'
Não Laterítico	63,3	2,23	1,16	NG'

3.2 Cal

A cal utilizada na pesquisa foi a Cal Hidratada Itaú, do tipo CH-III. A escolha do tipo CH-III é justificada por seu uso frequente em obras rodoviárias, principalmente em

estabilização de solos. A composição química da cal é apresentada na Tabela 3.5 a seguir. Pode-se notar que a faixa de concentração de hidróxido de cálcio possui uma variação de 13%. Este fato pode ser relacionado a diferenças entre as rochas utilizadas e variações nos procedimentos de fabricação.

Tabela 3.5. Composição química da cal (Fonte: Votorantim Cimentos)

Nome Químico	Número CAS	Faixa de Concentração [%]
Hidróxido de Cálcio	1305-62-0	65-78
Hidróxido de Magnésio	1305-62-0	15-25
Carbonato de Cálcio	1317-65-3	<15
Óxido de Cálcio	1305-78-8	<15

3.3 Dosagem

A quantidade de cal a ser adicionada ao solo foi obtida através da norma ASTM D6276 *Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization*. Essa norma é baseada no método do pH de Eades e Grim e tem como objetivo definir o teor ótimo de cal que misturada ao solo resulte no pH de 12,4.

O procedimento consiste em separar uma quantidade de solo natural equivalente a 25 g de solo seco em estufa e adicionar, para cada amostra, teores de cal crescentes (2, 3, 4, 5 e 6%). As misturas foram colocadas em recipientes plásticos tampados.

Em seguida, adiciona-se 100 ml de água em cada recipiente e agita-se a mistura por 30 s em intervalos de 10 min até completar 1h. Completado o processo, espera-se 15 min até que o pH da mistura possa ser determinado com o auxílio de um pHmetro.

O teor ótimo de cal é a mínima porcentagem adicionada ao solo que resulte em um pH de 12,4. Se a mistura solo-cal não estabilizar o pH neste valor, o teor ótimo de cal será a porcentagem correspondente ao ponto a partir do qual o pH se estabiliza.

Após a determinação do teor ótimo de cal, foram executados ensaios de compactação Proctor na energia Normal para determinar a w_o e $\rho_{dm\acute{a}x}$ das misturas solo-cal.

3.4 Compactação dos corpos de prova

As misturas solo-cal foram realizadas com o solo na umidade higroscópica, a este solo foram adicionados uma quantidade de cal relativa à porcentagem ótima (obtida pelo método do pH) e água suficiente para atingir w_o . Os componentes foram devidamente misturados e homogeneizados; em seguida, foram compactados. A compactação dos corpos de prova foi realizada estaticamente, com o auxílio de uma prensa hidráulica [Figura 3.6 (a)]. A Tabela 3.6 apresenta as dimensões e o número de camadas dos corpos de prova de acordo com o tipo de ensaio.

Tabela 3.6. Moldagem dos corpos de prova

Ensaio	Dimensões [cm x cm]	Número de camadas
Resistência à compressão simples (RCS)	5 x 10	3
Resistência à tração por compressão diametral (RT)	5 x 5	1
Módulo de resiliência (MR)	10 x 20	5
Deformação permanente (DP)	10 x 20	5

a)

b)

Figura 3.6. Equipamentos para confecção dos corpos de prova: prensa hidráulica (a) e moldes RCS e RT (b)

Os corpos de prova foram compactados para atingir w_o e $\rho_{dm\acute{a}x}$. Para w_o foi adotada uma margem de $\pm 0,5\%$, e para o controle da $\rho_{dm\acute{a}x}$ foi adotado um grau de compactação (GC) entre 99 e 101%. Depois de compactados, os corpos de prova foram embalados em filme plástico, colocados em sacos fechados hermeticamente, identificados e depositados em câmara úmida até que atingissem o período de cura determinado. Os períodos de cura escolhidos foram 0, 7, 28 e 60 dias para os ensaios de RCS e RT e 0, 7 e 60 dias para MR e DP. A Tabela 3.7 apresenta a quantidade de corpos de prova compactados para um único solo, sendo que metade dos corpos de provas de RCS e RT foram ensaiados após imersão de 4 horas.

Tabela 3.7. Quantificação de corpos de prova para um solo

Condição	Dias de cura	Ensaio				MR	DP
		RCS		RT			
		Não imerso	Imerso	Não imerso	Imerso		
Natural	0	3	3	3	3	1	1
Solo + cal	0	3	3	3	3	1	1
	7	3	3	3	3	1	1
	28	3	3	3	3	-	-
	60	3	3	3	3	1	1

Portanto, foram compactados 68 corpos de prova por solo, totalizando 136 corpos de prova utilizados na pesquisa. A Figura 3.7 apresenta exemplos dos corpos de prova utilizados para os ensaios de RCS e RT.

a)

b)

Figura 3.7. Exemplos de corpos de prova: RCS (a) e RT (b)

3.5 Resistência à compressão simples

Os ensaios de resistência à compressão simples (RCS) foram executados na prensa com anel dinamométrico, capaz de aplicar uma carga de 50 kN. O modo escolhido para ensaio foi o de deformação controlada a uma velocidade de 1,27 mm/min. Para o controle do ensaio, dois extensômetros foram utilizados, um posicionado no prato da prensa e outro no anel dinamométrico. A cada 0,05 mm de deslocamento do prato, era feita uma leitura no extensômetro do anel. Prosseguia-se com as leituras até que o corpo de prova atingisse sua resistência máxima. A Figura 3.8 apresenta um corpo de prova durante e após o ensaio de RCS.

a)

b)

Figura 3.8. Ensaio de RCS: prensa de ensaio (a) e detalhe do corpo de prova após a ruptura (b)

A RCS foi calculada a partir da equação (3.1) apresentada a seguir:

$$R_{CS} = \frac{4 \cdot F}{g \cdot \pi \cdot D^2} \quad (3.1)$$

Em que,

R_{CS} – Resistência à compressão simples [MPa];

F – Força máxima de compressão [N];

g – Aceleração da gravidade, adotada como $9,81 \text{ m/s}^2$;
 D – Diâmetro do corpo de prova [cm].

O ensaio de RCS tem como resultado, além da resistência última de compressão, uma curva do tipo tensão *versus* deformação, que pode ser utilizada para determinação do módulo tangente da amostra. Partindo do ponto referente à 50% do valor da tensão de ruptura, é possível traçar uma reta tangente à curva de tensão *versus* deformação que passe por este ponto. A inclinação desta reta representa uma medida da deformabilidade da amostra, chamada módulo tangente a 50% da tensão de ruptura. A Figura 3.9 esquematiza a determinação do $E_{T,50\%}$.

Figura 3.9. Determinação do módulo tangente a 50% de RCS

Essa determinação foi realizada para todos os corpos de prova submetidos ao ensaio de RCS, seja na condição imersa ou não imersa. Ainda que o método possua uma natureza simplificada, é uma boa ferramenta para análises gerais.

3.6 Resistência à tração por compressão diametral

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) foram executados na mesma prensa empregada para o ensaio de RCS, mas foi utilizado um aparato

para a disposição do corpo de prova na diametral, como se observa na Figura 3.9. O cálculo da RT foi realizado a partir da equação (3.2).

$$R_T = \frac{2.F}{100.\pi.D.h} \quad (3.2)$$

Onde,

R_T – Resistência à tração por compressão diametral [MPa];

F – Força máxima [N];

D – Diâmetro do corpo de prova [cm];

h – Altura do corpo de prova [cm].

Figura 3.10. Ensaio RT

3.7 Imersão dos corpos de prova de RCS e RT

Com o objetivo de verificar o efeito deletério da água nos corpos de prova submetidos aos ensaios de RCS e RT, realizou-se a imersão durante um período de 4 horas antes da realização dos ensaios. Esse período de imersão prévia foi

adotado em conformidade com outras pesquisas realizadas no Departamento de Transportes da EESC/USP como os trabalhos de Silvestre Júnior (2002), Oliveira (2005) e Silva Júnior (2010). A Figura 3.11 apresenta corpos de prova durante a imersão.

Figura 3.11 Corpos de prova imersos

3.8 Análise estatística para RCS e RT

Para analisar os resultados relacionados aos ensaios de RCS e RT foi aplicado o teste de Grubbs (1969) para identificar *outliers*. O teste consiste na aplicação da média aritmética e do desvio padrão dos resultados no cálculo de um valor estatístico (G), usado para detectar os *outliers*. A equação para o cálculo do G é apresentada a seguir.

$$G = \max \left(\frac{Y_i - \bar{Y}}{s} \right) \quad (3.3)$$

Em que:

Y_i – valores máximo e mínimo dentro do mesmo conjunto de resultados;

$\bar{Y}$ - média dos resultados de um mesmo tratamento;

s – desvio padrão dos resultados de um mesmo tratamento.

Para que o resultado possa ser considerado um *outlier*, o valor estatístico G deve ser superior ao valor $G_{\text{crítico}}$, que depende do número de repetições (N) e do grau de confiança (α). O nível de confiança para este trabalho foi de 95%, com três observações feitas para cada ensaio. O $G_{\text{crítico}}$ utilizado foi de 1,15.

Quando um *outlier* é identificado, elimina-se a observação relacionada e efetuam-se novos cálculos de média, desvio padrão e valor estatístico, aplicando novamente o teste. Todos os resultados relativos aos ensaios de RCS e RT apresentados nesta pesquisa são os resultados já submetidos ao teste de Grubbs. A aplicação do teste a esses resultados, bem como as observações eliminadas podem ser encontradas nos apêndices do texto.

3.9 Módulo de resiliência

Os ensaios para a determinação do módulo de resiliência (MR) foram realizados em equipamento triaxial de cargas repetidas dotado de célula de carga com capacidade de 5,0 kN. O sistema de carregamento é pneumático e o controle das válvulas é feito através de um computador. Os deslocamentos sofridos pelo corpo de prova durante o ensaio foram medidos através de dois LVDTs (*Linear Variable Differential Transducers*), posicionados de forma a obter tais medidas em relação ao terço médio do corpo de prova. A Figura 3.12 apresenta o equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado para os ensaios de MR.

Figura 3.12 Equipamento triaxial de cargas repetidas

O ensaio foi realizado de acordo com a norma AASHTO: T 307-99 *Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials*, que determina a aplicação de 15 pares de tensões (desvio e confinante) após a aplicação de um par de tensões para o condicionamento do corpo de prova.

A fase de condicionamento consiste de 1.000 aplicações do par: tensão desvio ($\sigma_d = 93,1$ kPa) e tensão confinante ($\sigma_3 = 103,4$ kPa). A existência desta fase é justificada pela necessidade de eliminar a influência das deformações permanentes ocorridas durante as primeiras aplicações de carga e do histórico de tensões. A Tabela 3.8 apresenta os pares de tensão utilizados nos ensaios de MR.

Tabela 3.8 Tensões determinadas para ensaio de MR

Sequência	σ_3 [kPa]	σ_d [kPa]	Número de aplicações	Sequência	σ_3 [kPa]	σ_d [kPa]	Número de aplicações
0	103,4	93,1	1000	8	68,9	124,1	100
1	20,7	78,6	100	9	68,9	186,1	100
2	20,7	37,3	100	10	103,4	62,0	100
3	20,7	55,9	100	11	103,4	93,1	100
4	34,5	31,0	100	12	103,4	196,1	100
5	34,5	62,0	100	13	137,9	93,1	100
6	34,5	93,1	100	14	137,9	124,1	100
7	68,9	62,0	100	15	137,9	248,2	100

Nota: Sequência 0 corresponde à fase de condicionamento

A obtenção dados relativos aos deslocamentos medidos nos LVDTs e a carga cíclica aplicada ao corpo de prova é realizada com auxílio de um programa desenvolvido na plataforma LabView pelo Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri. A tela do programa pode ser visualizada na Figura 3.12.

Figura 3.13 Tela do programa para obtenção dos dados de MR

Após a obtenção dos dados, o programa realiza um procedimento de regressão estatística para ajuste dos dados em quatro tipos de modelos matemáticos que representam o MR (Tabela 3.9). A escolha do modelo que melhor represente o MR dos corpos de provas é feita a partir da análise do coeficiente de determinação (R^2).

Tabela 3.9 Modelos matemáticos para MR

Modelo	Equação
Modelo em função da tensão desvio	$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$
Modelo em função da tensão confinante	$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
Modelo composto	$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$
Modelo universal - AASHTO	$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1\right)^{k_3}$

Os ensaios de MR foram realizados apenas na condição não imersa para os solos naturais e solos com cal nos períodos de cura: imediato, 7 dias e 60 dias. Para esses ensaios, optou-se pela exclusão dos corpos de prova curados por 28 dias. Essa escolha foi realizada com base na premissa de que cada período de cura representasse uma fase das reações do solo com a cal. A cura imediata representa o início das reações imediatas. A cura aos 7 dias representa o fim das reações imediatas e a presença de reações de cimentação. O período de cura de 60 dias representa uma condição em que há a possibilidade de que as ações de cimentação tenham cessado.

Para avaliar a variação do MR, adotaram-se duas abordagens. Na primeira, os valores de MR foram obtidos através de pares de tensões definidos em pesquisas anteriores. A segunda abordagem apresentou o cálculo do MR através de tensões obtidas para um pavimento hipotético. A descrição dessas duas abordagens é realizada nos subitens seguintes.

3.9.1 Cálculo do MR por tensões definidas

Dos ensaios de MR são gerados, como citado anteriormente, modelos matemáticos que representam essa propriedade. Os valores de MR calculados por esses modelos podem variar de acordo com as tensões que atuam na camada estudada. A fim de avaliar como essa propriedade varia com a adição de cal ao solo e durante o período de cura, foi necessário obter valores fixos para o MR.

Autores como Little (2000), Solanki *et al.* (2010) e Klinsky *et al.* (2014) utilizaram um par de tensões ($\sigma_d = 41,3$ kPa e $\sigma_3 = 13,8$ kPa) que representa as tensões atuantes em um subleito de rodovia. O nível de tensões considerado apresenta valores baixos, pois é comum que a estrutura de pavimento acima do subleito em rodovias possua camadas adjacentes mais espessas e resistentes.

3.9.2 Cálculo do MR por tensões do pavimento hipotético

Esta abordagem se baseia nas mesmas justificativas para avaliação de valores de MR fixos utilizadas no subitem anterior. Porém, para esta situação será considerado o estudo da variação do MR na camada de sub-base de um pavimento hipotético. O pavimento hipotético em questão (Figura 3.12) representa uma rodovia de baixo volume de tráfego (RBVT) submetida a solicitações do eixo padrão de 8,2 tf. As rodas possuem uma distância de 30 cm, a pressão de enchimento dos pneus é de 80 psi e a área de contato pneu-pavimento apresenta um raio de 10,8 cm. A camada a ser analisada é a sub-base e o ponto de análise encontra-se no meio da camada.

Figura 3.14 Pavimento hipotético

As espessuras de todas as camadas e os parâmetros coeficiente de Poisson (ν) e módulo de resiliência (MR) do tratamento superficial e subleito foram baseados nos trabalhos de Grubba (2009) e Silva Júnior (2010), que também adotaram a análise do MR a partir de um pavimento hipotético.

Na determinação dos parâmetros (ν e MR) da camada de base, foram considerados os resultados obtidos com diferentes materiais em algumas pesquisas. Larsen (1967)³ *apud* Balbo (2007) analisou um solo melhorado com cimento e chegou a valores de MR de 930 MPa. Já ensaios de Grubba (2009) para um solo LG' compactado na energia modificada resultaram em valores de MR da ordem de 640 MPa. Portanto, para o presente trabalho, adotou-se um valor de MR igual a 700 MPa. As características do pavimento hipotético são apresentadas na Tabela 3.10 a seguir.

³ LARSEN, T. J. **Ensaio de Bases de Solo-Cimento e de Solo Modificado por Cimento em Minnesota**. Trad. Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo, 1967.

Tabela 3.10 Características do pavimento hipotético

Camada	Espessura [cm]	Coefficiente de Poisson (ν)	Módulo de resiliência [MPa]
Tratamento Superficial	2,5	0,40	1500
Base	15,0	0,30	700
Sub-base	15,0	0,35	-
Subleito	Semi-infinito	0,35	45

Para calcular o valor do MR na camada de sub-base, adotou-se um processo iterativo com o auxílio do programa ELSYM 5[®]. Para o início do processo, adotou-se um valor de MR da camada de sub-base arbitrário, calculando pelo programa os valores das tensões atuantes no centro dessa camada. Com o par de tensões, utilizou-se o modelo composto para o cálculo do novo valor de MR a ser inserido no programa. O procedimento foi repetido até que os valores de MR convergissem.

3.10 Deformação permanente

Os ensaios para determinação da deformação permanente foram realizados utilizando o mesmo equipamento triaxial de cargas repetidas descrito anteriormente. Esse ensaio consiste na obtenção da parcela de deformação plástica que ocorre no corpo de prova durante as aplicações de carga. Assim como para o ensaio de MR, os LVDTs são posicionados de maneira a obter os deslocamentos relativos ao terço médio do corpo de prova. Ao longo do ensaio, os deslocamentos são medidos e os valores vão sendo acumulados até o fim do ensaio. A obtenção desses dados é realizada com o auxílio de um programa computacional desenvolvido em plataforma LabView pelo Prof. Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri.

Os pares de tensões adotados foram os mesmos obtidos pela abordagem do pavimento hipotético, com o intuito de que a deformação permanente nos corpos de prova fosse representativa de uma situação no campo. Quanto ao número de aplicações de carga, inicialmente decidiu-se um valor arbitrário de 150.000 aplicações. No entanto, os corpos de prova apresentaram rápidas acomodações, por isso, para apresentar os resultados, resolveu-se adotar um critério para o número de

ciclos. Se a deformação permanente correspondente a um determinado número de ciclos (N_1) for igual a 90% da deformação permanente total, os resultados seriam apresentados com um número de ciclos $N = N_1 + 50.000$ ciclos, adotando um N mínimo de 100.000 ciclos.

3.11 Microscopia eletrônica de varredura

Para analisar os efeitos que a adição de cal ao solo provoca em sua microestrutura, foram realizados ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV). O ensaio consiste na produção de imagens topográficas da amostra a partir da incidência de um feixe de elétrons. O equipamento utilizado foi o FEI Inspect F-50 do Departamento de Engenharia de Materiais da EESC/USP (Figura 3.15).

Figura 3.15 Equipamento para MEV

As amostras utilizadas para a MEV foram obtidas a partir de corpos de prova dos ensaios de RCS sem imersão. Após a realização dos ensaios de RCS, retiraram-se pequenas amostras ($\approx 1 \text{ cm}^3$) com formatos aproximadamente cúbicos. As amostras foram colocadas na estufa a 60°C para secagem. Depois de atingirem um valor constante de massa, indicando a evaporação da água presente, as amostras foram depositadas em recipientes plásticos com sachês de sílica gel (para evitar que as amostras adquirissem umidade).

Para que a obtenção das imagens seja possível, as amostras precisam ser recobertas com uma fina camada de ouro (processo de metalização) ou de carbono (processo de evaporação). O equipamento responsável por esse recobrimento é o Quorum Q150R ES apresentado na Figura 3.16. Para as amostras desta pesquisa, o recobrimento realizado foi com ouro.

Figura 3.16 Equipamento para recobrimento das amostras

Cada amostra produziu duas imagens correspondentes a aumentos de 1.500 (magnificação baixa) e 15.000 vezes (magnificação alta), respectivamente.

4 ENSAIOS PRELIMINARES

Este capítulo tem como objetivo apresentar os resultados de ensaios para caracterização das misturas (dosagem e compactação Proctor) e resultados relevantes sobre a variação dos parâmetros de compactação para corpos de prova que foram descartados devido a problemas de controle de qualidade e de infiltração de água no período de cura.

4.1 Caracterização das misturas

Nesta etapa, apresentam-se os resultados de dosagem de cal dos dois solos, realizada com o objetivo de indicar qual a porcentagem ótima de estabilizante. Para um melhor entendimento dos efeitos da adição de cal ao solo, esses resultados foram considerados como valores iniciais para a adoção de outras duas porcentagens de cal (1% acima e 1% abaixo do teor ótimo).

De posse dos teores de cal para cada solo, executaram-se os ensaios de compactação Proctor na energia Normal, para a aquisição dos parâmetros de compactação.

4.1.1 Dosagem da cal no solo

O ensaio foi realizado de acordo com a norma ASTM D6276 e o pH foi medido para os teores de 0, 2, 3, 4, 5 e 6% de cal. As curvas pH x porcentagem de cal são apresentadas na Figura 4.1 e os resultados dos teores de cal são apresentados na Tabela 4.1.

Figura 4.1. Dosagem da cal no solo laterítico (a) e no solo não laterítico (b)

Pode-se observar que, para o solo LG', a porcentagem ótima de cal é 4% da massa seca, enquanto que para o solo NG' a porcentagem ótima é 6%. Por possuir um pH mais ácido (2,5), o solo NG' demanda uma quantidade maior de cal (2% em relação ao solo LG') para que, segundo Thompson (1966), a mistura possa desenvolver um ambiente propício às reações pozolânicas (pH alcalino).

Tabela 4.1. Dosagem de cal no solo			
Dosagem pH			
LG'		NG'	
Amostra	pH	Amostra	pH
Solo Natural	2,9	Solo Natural	2,5
2% de Cal	10,9	2% de Cal	10,3
3% de Cal	11,8	3% de Cal	10,8
4% de Cal	12,7	4% de Cal	11,3
5% de Cal	12,8	5% de Cal	12,0
6% de Cal	13,0	6% de Cal	12,6
Cal + Água	13,4	Cal + Água	14,0

Considerando o processo de formação destes dois solos, pode-se verificar que o comportamento apresentado é diferente do esperado, uma vez que solos lateríticos tendem a ser mais ácidos devido ao processo de lixiviação. Contudo, no que tange aos teores prováveis necessários para a estabilização, os resultados podem ser considerados razoáveis, já que o solo laterítico, por exemplo, necessitou de menor quantidade de cal para atingir o pH de 12,4, se comparado ao solo não laterítico. Isto se deve ao tipo e à quantidade de argila que compõem o solo, em outras palavras, entende-se que solos compostos por altas porcentagens de argilas de alta

plasticidade, como é o caso dos solos não lateríticos, demandam maior quantidade de cal para sua estabilização.

Vale ressaltar, por fim, que para os ensaios deste capítulo, adotaram-se três valores de porcentagem de cal para cada solo estudado. Tais valores variaram em $\pm 1\%$ em torno do teor ótimo. Portanto, para o solo LG', adotaram-se as porcentagens 3, 4 e 5% de cal. Para o solo NG', as porcentagens de cal foram: 5, 6 e 7%. Para o capítulo seguinte, os ensaios mecânicos foram realizados apenas na condição de teor ótimo.

4.1.2 Ensaio de compactação Proctor

As misturas de solo-cal foram submetidas ao ensaio de compactação Proctor na energia Normal. As curvas de compactação das misturas solo-cal e dos solos sem adição de cal encontram-se na Figura 4.2. A Tabela 4.2 apresenta os parâmetros de compactação (w_o e $\rho_{dm\acute{a}x}$).

Figura 4.2. Compactação Proctor das misturas solo-cal

Tabela 4.2. Parâmetros de compactação das misturas solo-cal

Laterítico			Não Laterítico		
Mistura	W _o [%]	ρ _{dmáx} [g/cm ³]	Mistura	W _o [%]	ρ _{dmáx} [g/cm ³]
Natural	21,10	1,662	Natural	36,00	1,333
3% de cal	22,60	1,588	5% de cal	36,25	1,256
4% de cal	22,80	1,585	6% de cal	37,82	1,253
5% de cal	23,30	1,568	7% de cal	38,68	1,238

Analisando os resultados apresentados, pode-se confirmar a tendência da redução do $\rho_{dmáx}$ e do acréscimo de w_o quando a cal é misturada ao solo. Tomando-se o solo natural como referência, as misturas de solo LG' com cal levaram a acréscimos de até 10% na w_o e decréscimos de até 6% na $\rho_{dmáx}$, enquanto as misturas de solo NG' com cal apresentaram acréscimos de até 7% na w_o e decréscimos de até 7% na $\rho_{dmáx}$. Assim sendo, atribuem-se essas primeiras variações de comportamentos às reações de troca catiônica e de floculação.

Constata-se também a influência da granulometria dos solos na curva de compactação, pois o solo que tem uma porcentagem superior de fração areia (LG') encontra-se mais à esquerda e acima do solo residual (NG').

4.2 Propriedades físicas

Para a pesquisa, muitos corpos de prova foram compactados para os ensaios de RCS e RT. No entanto, devido a dificuldades no controle da umidade de compactação, alguns corpos de prova foram descartados por não atenderem ao critério de umidade ($w_o \pm 0,5\%$). Ainda que não apresentassem uma margem segura para serem considerados nos ensaios para determinação das propriedades mecânicas, esses corpos de prova mostraram resultados relevantes quanto aos efeitos da cal na variação dos parâmetros de compactação.

A determinação dos parâmetros de compactação foi executada para o solo com e sem adição de cal, na condição não imersa, para períodos de cura variados.

A Figura 4.3 apresenta a variação da massa específica seca (ρ_d) em função do aumento do teor de cal. É possível notar uma tendência de decréscimo no ρ_d quando se aumenta o teor de cal. Esse fenômeno é uma das características típicas da estabilização solo-cal, a partir do qual se pode inferir a ocorrência de reações de floculação.

Na Figura 4.4, observa-se que a umidade da mistura tende a ser superior à do solo natural, crescendo com o aumento do teor de cal. Como já citado anteriormente, quando ocorrem reações de troca catiônica e floculação na mistura solo-cal, a estrutura resultante apresenta-se com um maior número e volume de vazios, implicando em uma maior retenção de água.

Figura 4.3. Massa específica seca x teor de cal da mistura com solo laterítico (a) e não laterítico (b)

Figura 4.4. Umidade x teor de cal da mistura com solo laterítico (a) e não laterítico (b)

Por fim, pode-se dizer que as misturas de solo-cal apresentaram comportamentos que indicam a ocorrência de reações de curto prazo (trocas catiônicas e floculação/aglomeração).

5 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados dos ensaios mecânicos e de microscopia com o intuito de verificar o método de dosagem empregado e de realizar algumas considerações acerca das propriedades das misturas de solo-cal.

5.1 Resistência à compressão simples

Os ensaios de RCS foram realizados em réplicas e os valores da propriedade são apresentados em valores médios. Para o tratamento estatístico dos resultados foi aplicado o teste de Grubbs (1969) para identificação de *outliers*, sendo que os resultados assim identificados foram excluídos da média para não prejudicar a representatividade do grupo. A análise estatística pode ser visualizada no Apêndice A.

A RCS é uma das principais propriedades avaliadas quando se estuda solos estabilizados. A Tabela 5.1 apresenta os resultados, em termos médios, dos ensaios de RCS sem imersão em diferentes tempos de cura.

Tabela 5.1. Resistência à compressão simples

Cura [dias]	$\sigma_{\text{médio}}$ [kPa]			
	0	7	28	60
LG'	314			
LG' + 4%	179	212	260	273
NG'	293			
NG' + 6%	185	211	230	235

Nessa tabela, os valores de RCS apresentados para os solos naturais foram obtidos no dia 0, ou seja, resistência imediata, e estes valores foram considerados como valores de referência para todos os dias de cura. Esta hipótese da pesquisa foi adotada porque a RCS dos solos naturais não deveria mudar, uma vez que durante a cura os corpos de prova permaneceriam embalados em câmara úmida, podendo-se, desta forma, garantir a manutenção da umidade de compactação.

Em termos absolutos, observa-se que a diferença entre os valores de RCS dos solos naturais é pequena (solo LG' apresenta RCS 7% maior que a RCS do solo NG'). Com a adição de cal, as misturas com solos LG' e NG' apresentaram valores semelhantes para os primeiros períodos de cura (imediato e 7 dias), porém, para os períodos de cura mais longos (28 e 60 dias), a mistura com solo LG' exibiu maiores valores de RCS que a mistura com solo NG'. Os valores exibidos na tabela também indicam que, apesar de as duas misturas apresentarem aumento dos valores de RCS ao longo do período de cura, nenhuma delas conseguiu superar os valores de RCS dos solos sem adição de cal.

Para melhor visualização do comportamento das misturas solo-cal, os resultados de RCS *versus* período de cura dos solos LG' e NG' são apresentados nas Figuras 5.1 e 5.2, respectivamente.

Figura 5.1. RCS das misturas de solo laterítico e cal

Da Figura 5.1 pode-se notar que embora a mistura de solo LG' com cal não apresente resultados de RCS superiores ao do solo natural, ela exibe um aumento da propriedade com o tempo (período de cura). Esse aumento pode ser avaliado a partir da análise da taxa de crescimento da RCS em três intervalos: até 7 dias, de 7 a 28 dias e de 28 a 60 dias de cura. Desta forma, para a mistura solo LG' com cal pode-se dizer que:

- No período de 0 a 7 dias de cura, observa-se que a mistura apresenta os menores valores de RCS, contudo, apresenta uma importante taxa de acréscimo de resistência (em torno de 15%);

- b) No período de 7 a 28 dias de cura, é possível notar que a mistura continua a ganhar resistência e apresenta a maior taxa de acréscimo de RCS (em torno de 18%);
- c) No período de 28 a 60 dias de cura, nota-se a estabilização do incremento de RCS, uma vez que a taxa reduz-se a 5%. Essa tendência à estabilização pode ser um indício de que as reações pozolânicas estão cessando.

É importante verificar também que, ao final do período de 60 dias de cura, a mistura com solo LG' apresenta um valor de RCS 13% menor que o RCS do solo natural.

A Figura 5.2 apresenta os resultados de RCS em função do período de cura das misturas do solo NG' com cal, nela pode-se observar que os valores de RCS da mistura solo-cal exibem aumento ao longo do tempo, no entanto, foram sempre inferiores a RCS do solo natural.

Figura 5.2. RCS das misturas de solo não laterítico e cal

Assim como para a mistura de solo LG' com cal, é possível também avaliar o acréscimo de RCS para a mistura de solo NG' com cal, considerando as três fases do período de cura, ou seja:

- a) No período de 0 a 7 dias de cura, a mistura de solo NG' com cal apresentou a maior taxa de acréscimo de RCS (aproximadamente 12%);
- b) No período de 7 a 28 dias de cura, a taxa de acréscimo de RCS reduz-se a 8%;

- c) O período de 28 a 60 dias de cura apresenta uma taxa de acréscimo de RCS de 2%, ou seja, houve uma estabilização da RCS, que pode ser devido ao fim das reações pozolânicas.

No fim do período de 60 dias de cura, a mistura de solo NG' com cal exibe uma RCS 20% menor que a RCS do solo natural.

As curvas de RCS indicam que o efeito da cal no solo NG' foi menos intenso se comparado com o efeito no solo LG'. Este comportamento pode estar teoricamente relacionado a) à *aptidão do método de dosagem*, que pode ter resultado num teor de cal insuficiente para a manutenção do pH alcalino e para a disponibilidade de Ca^{++} , dificultando a ocorrência das reações pozolânicas; b) à *baixa relação de certos componentes minerais* como Ca e Mg que são indicadores da reatividade dos solos com a cal; e/ou c) à *carbonatação* da cal utilizada.

Com o intuito de verificar o efeito deletério da água nas misturas de solo com cal, foram realizados ensaios de RCS em corpos de prova após imersão de 4 horas. Os resultados destes ensaios são apresentados, em termos médios, na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Resistência à compressão simples com imersão

Cura [dias]	$\sigma_{\text{médio}}$ [kPa]			
	0	7	28	60
LG'	0			
LG' + 4%	0	103	135	136
NG'	0			
NG' + 6%	0	97	122	125

Analisando a Tabela 5.2, pode-se notar que os solos naturais e as misturas de solos LG' e NG' com cal ensaiadas imediatamente apresentam valores nulos de RCS imerso, porque para essa condição, os corpos de prova desintegraram-se, impossibilitando a realização dos ensaios de RCS. A Figura 5.3 apresenta a situação ocorrida para esses corpos de prova.

Figura 5.3. Corpos de prova em desintegração

Para os períodos de cura de 7 a 60 dias, os corpos de prova de solos estabilizados conseguiram apresentar alguma manutenção de integridade para a realização dos ensaios de RCS, indicando que a cal pode ter favorecido a retenção da RCS para as misturas com os dois tipos de solo (LG' e NG').

A fim de visualizar de forma mais clara o comportamento das misturas submetidas à imersão, apresentam-se na Figura 5.4 gráficos de barras, comparando os valores de RCS das misturas de solos LG' e NG' com cal nas condições não imersa e imersa.

Figura 5.4. RCS não imerso e imerso

Pode-se verificar que a mistura com solo LG' apresenta maiores valores de RCS imerso que a mistura com solo NG'. Nos períodos de cura em que há a possibilidade de uma comparação entre os valores de RCS nas condições não imersa e imersa (7, 28 e 60 dias), nota-se uma redução de aproximadamente 50% do valor de RCS

quando as misturas são ensaiadas depois da imersão, para as misturas com solo LG' e NG'.

Outro fato relevante está relacionado com a importância da estabilização dos solos com cal em manter a integridade da mistura frente aos efeitos deletérios da água. Verifica-se que, atingidos 7 dias de cura, embora as misturas apresentem uma considerável redução no valor de RCS, não ocorre a desintegração em contato com a água, o que é considerado uma vantagem, já que os solos compactados sem adição de cal não apresentam resistência quando imersos.

A capacidade de manter a integridade da mistura mesmo após imersão pode estar ligada a uma irreversibilidade das reações pozolânicas, pois nos períodos iniciais de cura em que essas reações não ocorrem, as misturas não apresentam resistência à ação da água. Nos solos naturais, onde não há reações cimentantes, pode-se dizer que suas resistências são compostas basicamente de parcelas coesivas e de sucção. A coesão é afetada na presença excessiva de água, assim como a parcela de resistência ligada à sucção matricial, onde as tensões capilares vão diminuindo conforme o teor de água aumenta. A presença da parcela de resistência ligada à sucção matricial pode ser responsável pelos valores superiores de resistência dos solos naturais comparados aos solos estabilizados com cal. No entanto, para a comprovação desta suposição seriam necessários ensaios de sucção para avaliar a intensidade desta componente da resistência.

5.1.1 Módulo tangente a 50% de RCS

Os resultados do módulo tangente a 50% da tensão de ruptura foram obtidos através da análise dos gráficos de tensão-deformação dos corpos de prova dos ensaios de RCS. Portanto, para cada condição foram obtidos três valores de $E_{T,50\%}$. Os valores médios foram calculados e a identificação de *outliers* foi realizada com o teste de Grubbs. A análise estatística é apresentada no Apêndice B.

O módulo tangente a 50% da tensão de ruptura ($E_{T,50\%}$) é um parâmetro de simples obtenção e de utilização aceitável para a avaliação da rigidez dos materiais. Os

resultados relativos ao $E_{T,50\%}$ das misturas com solo LG' e NG' nas condições não imersa e imersa são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3. Módulo tangente a 50% de RCS

Condição	Dias de cura	$E_{T,50\%}$ médio [MPa]	
		Não imerso	Imerso
LG'	0	18	0
	0	13	0
LG' + 4%	7	17	16
	28	20	19
	60	20	19
	60	20	19
NG'	0	13	0
	0	12	0
NG' + 6%	7	15	13
	28	17	16
	60	17	16
	60	17	16

Analisando a Tabela 5.3, pode-se notar que, em valores absolutos, a mistura de solo laterítico com cal apresentam os maiores valores de $E_{T,50\%}$. Também é possível notar, para as duas misturas, que os maiores valores de $E_{T,50\%}$ são encontrados nos períodos de 28 e 60 dias de cura. Essa constatação pode ser relacionada com o ganho de rigidez que as reações de cimentação (pozolânicas) proporciona ao solo estabilizado com cal.

A Figura 5.5 apresenta os resultados de $E_{T,50\%}$ nas condições não imersa e imersa dispostos em gráficos de barras, para uma melhor avaliação da variação do parâmetro das misturas ao longo do período de cura.

Figura 5.5. $E_{T,50\%}$ não imerso e imerso

Nota-se que, para a condição não imersa, no período de cura imediata, ambas as misturas apresentam rigidezes menores que as dos respectivos solos naturais. Para as misturas com solo LG', o valor de $E_{T,50\%}$ aumenta aos 7 dias de cura, mas ainda continua menor que o solo natural. Depois de 7 dias, a taxa de acréscimo leva a mistura a atingir valores de $E_{T,50\%}$ 15% superiores aos do solo original, indicando que a adição de cal ao solo leva a um acréscimo de rigidez.

Nas misturas com solo NG', valores de $E_{T,50\%}$ superiores ao solo natural já são evidenciados aos 7 dias de cura, aumentando até 28 dias e apresentando uma estabilização no período de 28 a 60 dias de cura. O $E_{T,50\%}$ estabiliza em um valor da ordem de 30% maior que o solo natural.

Quanto às análises relativas à influência da imersão dos corpos de prova, verifica-se que o solo natural e o solo-cal de cura imediata não apresentam valores de $E_{T,50\%}$, já que esses valores foram obtidos através do ensaio de RCS, que para essas misturas não puderam ser realizados na condição imersa. Nos períodos de cura em que a comparação é possível, pode-se notar que a influência da imersão não foi significativa, visto que a maior diferença de valores foi de 8% para a mistura com solo LG' e de 18% para a mistura com solo NG'.

Esse período em que a comparação dos valores não imersos e imersos pode ser realizada permite depreender que há alguma cimentação devido às reações pozolânicas. Portanto, pode ser o indício de que a rigidez em misturas de solo-cal está em sua maior parte relacionada às reações pozolânicas.

5.2 Resistência à tração por compressão diametral

Assim como realizado nos ensaio de RCS, os ensaios de RT foram realizados em trélicas, sendo os valores da propriedade apresentados em termos médios. As amostras passaram pelo teste estatístico de Grubbs (1969) para identificar *outliers* que a serem excluídos, com o intuito de melhorar a representatividade dos resultados. Essa análise estatística pode ser encontrada no Apêndice C deste trabalho.

Ainda que muitos estudos não contemplem a RT de misturas solo-cal, essa propriedade mostra-se importante para entender o desenvolvimento da resistência dessas misturas. O estudo dessa propriedade pode ser viável para avaliar a cimentação de misturas, uma vez que é comum a solicitação por tração em camadas cimentadas mais próximas da camada de revestimento. A Tabela 5.4 apresenta os resultados, em termos médios, dos ensaios de RT sem imersão em diferentes tempos de cura.

Tabela 5.4. Resistência à tração por compressão diametral

Cura [dias]	$\sigma_{\text{médio}}$ [kPa]			
	0	7	28	60
LG'	29			
LG' + 4%	12	18	28	28
NG'	29			
NG' + 6%	16	17	22	24

Da mesma forma que para a RCS, os valores de RT apresentados para os solos naturais foram obtidos no dia 0, ou seja, resistência imediata, e estes valores foram considerados como valores de referência para os dias de cura testados. Os resultados apresentados na Tabela 5.4 indicam que no período de cura imediata a mistura com solo NG' apresenta maior valor de RT que a mistura com solo LG', no entanto, a situação se inverte para os outros períodos de cura, evidenciando um comportamento semelhante ao ensaio de RCS. Vale ressaltar que, assim como para os ensaios de RCS, nenhuma das misturas dos solos com cal conseguiu superar o valor de RT dos solos naturais.

As Figuras 5.6 e 5.7 apresentam os resultados de RT nos 4 períodos de cura (0, 7 e 28 e 60 dias) para as duas misturas de cal com solo LG' e NG', respectivamente.

Figura 5.6. RT das misturas de solo laterítico e cal

A Figura 5.6 indica um crescimento acentuado da RT do solo-cal até os 28 dias de cura, estabilizando-se depois desse período. Quando os três intervalos são analisados separadamente, pode-se dizer que:

- No período de 0 a 7 dias de cura, a RT cresce a uma taxa de 33%, porém, em valor absoluto ao fim de 7 dias de cura permanece 38% abaixo do valor de RT do solo natural;
- No período de 7 a 28 dias de cura, a RT continua a crescer e uma maior taxa de acréscimo de RT (aproximadamente 36%) é encontrada;
- No período de cura de 28 a 60 dias, o acréscimo de RT estabiliza, indicando, assim como para o ensaio de RCS, o término das reações pozolânicas. Ao final de 60 dias, a mistura apresenta um valor de RT 3% inferior ao valor de RT do solo natural.

A Figura 5.7 mostra os resultados de RT para mistura com solo NG', que, de forma semelhante aos ensaios de RCS também apresenta todos resultados do solo-cal inferiores ao solo natural. Porém, o solo NG' com cal exhibe acréscimos nos valores de RT conforme o período de cura aumenta. Analisando os três intervalos dos períodos de cura, tem-se que:

Figura 5.7. RT das misturas de solo não laterítico e cal

- No período de 0 a 7 dias de cura, a RT aumenta a uma baixa taxa de incremento de aproximadamente 6%
- No período de 7 a 28 dias de cura, a mistura ganha RT a uma taxa de acréscimo expressiva de cerca de 23%, no entanto, o valor de RT ao final de 28 dias é 24% menor que o valor de RT para o solo natural;
- No período de 28 a 60 dias de cura, a taxa de acréscimo de RT é de 8% esse valor indica uma desaceleração do ganho de RT e sugere o prosseguimento das reações pozolânicas.

Ao final do período de 60 dias de cura, observa-se um valor de RT da mistura com solo NG' 17% menor que o valor de RT para o solo natural.

Os resultados dos ensaios de RT indicam que o comportamento das misturas, de uma forma geral, é semelhante ao comportamento apresentado por elas nos ensaios de RCS. Novamente, o solo LG' misturado com cal apresentou efeitos mais intensos em função da adição de cal que as misturas do solo NG'. Por isso, podem ser aplicadas as mesmas considerações feitas com relação à RCS, ou seja: o problema pode estar relacionado à aptidão do método de dosagem, à baixa relação de certos componentes minerais no solo ou à carbonatação da cal utilizada.

O efeito deletério da água nas misturas de solo-cal também foi verificado nos ensaios de RT. A Tabela 5.5 apresenta os valores de RT, em termos médios.

Tabela 5.5. Resistência à tração com imersão

Cura [dias]	$\sigma_{\text{médio}}$ [kPa]			
	0	7	28	60
LG'	0			
LG' + 4%	0	7	8	8
NG'	0			
NG' + 6%	0	5	6	7

Para a melhor visualização da variação de RT durante o período de cura e nas condições não imersa e imersa, a Figura 5.8 apresenta os resultados em gráficos de barras. Semelhantemente aos ensaios de RCS com imersão, os únicos corpos de prova de RT que conseguiram manter a integridade foram os estabilizados e nos períodos de cura de 7, 28 e 60 dias. Analisando a Tabela 5.5, pode-se notar que para estes períodos de cura o ganho de resistência é crescente para a mistura com solo NG'. A mistura com solo LG' apresenta um crescimento da propriedade até 28 dias, seguido de uma estabilização após os 28 dias. Portanto, o comportamento é análogo ao mesmo período sem imersão.

Figura 5.8. RT não imerso e imerso

A partir da análise da Figura 5.8, nota-se que as misturas com solo LG' apresentam maiores valores de RT imerso que as misturas com solo NG'. Nos períodos de cura em que há a possibilidade de uma comparação entre os valores de RT nas condições não imersa e imersa (7, 28 e 60 dias), pode-se verificar uma redução de aproximadamente 68% do valor de RT quando as misturas com solo LG' são

ensaiadas depois da imersão. Para as misturas com solo NG', essa redução é de aproximadamente 72%.

Assim como verificado para os corpos de prova ensaiados para RCS com imersão, a vantagem da conservação da integridade dos corpos de prova de RT após períodos de cura de 7 dias também é evidenciada nesta pesquisa. Desta forma, a capacidade de manter a integridade da mistura após imersão pode estar ligada a uma irreversibilidade das reações pozolânicas.

5.3 Módulo de resiliência

O módulo de resiliência é uma importante propriedade que quantifica a rigidez dos materiais. Em pavimentação, é utilizado como principal parâmetro para dimensionamento mecânico do pavimento. Os dados dos ensaios de módulo de resiliência foram ajustados a quatro modelos (descritos no capítulo 3); os coeficientes de determinação (R^2) desses modelos podem ser visualizados nas Figuras 5.9 e 5.10, para misturas com solo LG' e misturas com solo NG', respectivamente. Os modelos matemáticos escolhidos para representar o módulo de resiliência das misturas foram os que exibiram maiores valores de R^2 . Tabelas com todos os modelos, juntamente com suas constantes podem ser visualizadas no Apêndice H.

Pela análise da Figura 5.9 é possível notar que para as misturas com solo LG', o modelo que melhor representa o módulo de resiliência (MR) é o modelo composto. Adicionalmente, podemos verificar uma mudança de comportamento do solo natural para o solo-cal, quando analisamos os modelos de tensão desvio e tensão confinante. O solo natural possuía uma influência pronunciada das tensões confinantes em detrimento das tensões de desvio, uma vez que os dados se ajustavam melhor ao modelo de tensão confinante ($R^2 = 0,77$). Com a adição de cal, a influência da tensão confinante decresce e começa a influenciar o valor de MR conjuntamente com a tensão desvio, exceto para o período de cura de 60 dias.

Figura 5.9. R^2 dos modelos de MR para misturas com solo LG'

Para as misturas com solo NG', o modelo que melhor representa o MR também é o modelo composto, pois, conforme apresentado na Figura 5.10, possui os maiores valores de R^2 . Analisando os modelos de tensão desvio e tensão confinante, verifica-se uma mudança no comportamento à rigidez das misturas com solo NG'. A adição de cal ao solo levou a rigidez do solo a ser mais influenciada pelas tensões desvio que pelas tensões confinantes, assim como mostra a Figura 5.10.

Figura 5.10. R^2 dos modelos de MR para misturas com solo NG'

Svenson (1981) e Mohammad e Saadeh (2008) apontam que o aumento da tensão confinante levaria a um acréscimo no valor de MR devido às mudanças na textura das misturas, ou seja, as misturas de solo-cal seriam relevantemente influenciadas pelas tensões confinantes. A análise dos modelos de tensão desvio e de tensão confinante baseada na Figura 5.10 aponta o contrário para as misturas de solo NG'. Esse comportamento precisa ser verificado para o modelo composto, pois se for o caso, as misturas estariam se comportando de maneira oposta ao que indica a literatura.

A Tabela 5.6 apresenta as constantes do modelo composto para as misturas de solos LG' e NG' com cal.

Tabela 5.6. Constantes do modelo composto

Condição	Dias de cura	k₁	k₂	k₃	R²
LG'	0	116,780	0,474	-0,238	0,90
LG' + 4%	0	488,342	0,354	-0,422	0,92
	7	1915,491	0,360	-0,748	0,89
	60	342,411	0,396	-0,450	0,97
NG'	0	106,466	0,394	-0,252	0,90
NG' + 6%	0	308,184	0,422	-0,559	0,90
	7	6764,635	-0,123	-0,771	0,97
	60	724,372	0,116	-0,543	0,77

Vale lembrar que o modelo composto possui a equação geral representada na Equação 5.1.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (5.1)$$

As Figuras 5.11 a 5.14 apresentam o comportamento resiliente das misturas com solo LG' representado tridimensionalmente, conforme as equações do modelo composto.

Figura 5.11. Modelo composto de MR para LG' natural

Figura 5.12. Modelo composto de MR para LG + 4% 0 dias

Figura 5.13. Modelo composto de MR para LG' + 4% 7 dias

Figura 5.14. Modelo composto de MR para LG' + 4% 60 dias

Analizando os valores da Tabela 5.6 e as superfícies das Figuras 5.11 a 5.14, pode-se notar uma mudança no comportamento resiliente das misturas com solo LG'. O solo natural, conforme a Figura 5.11 mostra, possui uma maior influência das tensões confinantes. Para as misturas de solo LG' com cal, há a predominância de um comportamento resiliente influenciado pelas duas tensões, apresentando os maiores valores de MR quando as tensões de desvio são baixas e as tensões de confinamento são altas. Desta forma, verifica-se que a tensão confinante ainda apresenta uma influência relevante nos valores de MR das misturas solo-cal, concordando, portanto, com o comportamento apontado por Svenson (1981) e Mohammad e Saadeh (2008).

As Figuras 5.15 a 5.18 apresentam o comportamento resiliente das misturas com solo NG' representado tridimensionalmente, conforme as equações do modelo composto.

Figura 5.15. Modelo composto de MR para NG' natural

Figura 5.16. Modelo composto de MR para NG' + 6% 0 dias

Figura 5.17. Modelo composto de MR para NG' + 6% 7 dias

Figura 5.18. Modelo composto de MR para NG' + 6% 60 dias

Analisando a Tabela 5.6 em conjunto com as superfícies apresentadas nas Figuras 5.15 a 5.18, pode-se notar uma mudança no comportamento resiliente das misturas de solo NG'. Inicialmente tem-se a amostra de solo natural que apresenta um comportamento dependente quase que exclusivamente das tensões confinantes. Após a adição de cal, a mistura de cura imediata (NG' + 6% 0d) passa a ser influenciada também pela tensão desvio, embora que de maneira menos intensa, assim como para as misturas de solo LG' com cal.

O comportamento resiliente das misturas a partir da cura de 7 dias passa por uma mudança e começa a ser mais influenciado pelas tensões de desvio, contrariando as conclusões de dos estudos de Svenson (1981) e Mohammad e Saadeh (2008), que seria uma maior influência da tensões confinantes no valor de MR.

5.3.1 Análise do MR por tensões definidas

Com o objetivo de realizar uma análise pontual do módulo de resiliência, optou-se pela abordagem do cálculo de MR por tensões definidas. Esse tipo de abordagem considera que as misturas estudadas estejam atuando como subleito em uma rodovia com volume de tráfego alto. Considerando que esse tipo de rodovia apresenta uma estrutura formada por camadas mais espessas, as tensões atuantes no subleito tendem a apresentar valores baixos. Autores como Little (2000), Solanki *et al.* (2010) e Klinsky *et al.* (2014) utilizaram par de tensões ($\sigma_d = 41,3$ kPa e $\sigma_3 = 13,8$ kPa).

A Tabela 5.7 apresenta os valores de MR calculados a partir do modelo composto de cada mistura, adotando-se o par de tensões definido anteriormente.

Tabela 5.7. MR para tensões definidas

Condição	Dias de cura	MR [MPa]
LG'	0	167
	0	257
LG' + 4%	7	182
	60	182
NG'	0	117
	0	117
NG' + 6%	7	278
	60	130

A Figura 5.19 exibe a variação do MR para as misturas com solo LG'. O valor de MR para o solo natural foi adotado como constante para todos os dias de cura. Essa hipótese considera que mesmo que existisse um período de cura, não haveria variação de umidade ou outro fator que impactasse o valor de MR.

Figura 5.19. MR de misturas com solo LG' para tensões definidas

Analisando a Figura 5.19, é possível verificar que para o período de cura imediata, o solo LG' com adição de cal apresentou um valor de MR 54% superior ao MR do solo natural. Após o período de cura imediata, a mistura de solo LG' com cal sofre uma redução de 31% (75 MPa) para a mistura curada por 7 dias, mantendo o valor para a mistura curada por 60 dias. Mesmo com a redução, o valor de MR para as misturas curadas por 7 e 60 dias é 9% superior ao valor do MR para o solo natural.

Para explicar o decréscimo do MR das misturas de solo LG' com cal, pode-se adotar duas hipóteses:

- A quantidade de cal utilizada para estabilizar os solos é insuficiente. Portanto, a mistura pode não ter desenvolvido completamente as reações pozolânicas por falta de íons Ca^{++} , prejudicando o acréscimo no valor de MR;
- A cal utilizada estava carbonatada. Essa hipótese pode ser entendida como uma extensão das conclusões de Solanki *et al.* (2010) sobre o excesso de cal na mistura. Os autores afirmam que a utilização de cal em excesso pode levar a uma redução do valor de MR, isso se deve ao fato de que a cal excedente não irá reagir com o solo, formando um *filler* inerte e de baixa resistência.

Para o caso estudado é provável que não haja excesso de cal, mas sim a possibilidade de que a cal estivesse carbonatada, atuando um material inerte na mistura assim como a cal em excesso nas amostras de Solanki *et al.* (2010).

A Figura 5.20 a seguir apresenta a variação do MR para misturas com solo NG'.

Figura 5.20. MR de misturas com solo NG' para tensões definidas

Pode-se verificar, pela Figura 5.20, que após a adição da cal ao solo o valor de MR não varia para o período de cura imediata. Quando a cura da mistura atinge os 7 dias, há um acréscimo de 138% (161 MPa) no valor de MR. Atingidos os 60 dias de cura, o valor da propriedade decresce 53% (148 MPa), no entanto ainda é 11% superior ao MR do solo natural.

Esse comportamento peculiar das misturas com solo NG' com cal pode ser explicado da mesma forma que o comportamento das misturas com solo LG'. Portanto as mesmas hipóteses são adotadas, ou ocorreu uma insuficiência de cal na mistura ou uma carbonatação da cal utilizada.

5.3.2 Análise do MR por tensões do pavimento hipotético

Para esta abordagem, as tensões atuantes no centro da camada de sub-base do pavimento hipotético foram calculadas pelo ELSYM 5[®] e são apresentadas na Tabela 5.8, juntamente com os valores de MR calculados com base nessas tensões, utilizando o modelo composto.

Tabela 5.8. Tensões atuantes e valores de MR para o pavimento hipotético

Condição	Dias de cura	σ_d [kPa]	σ_3 [kPa]	MR [MPa]
LG'	0	140,6	75,6	280
	0	140,4	75,4	279
LG' + 4%	7	128,8	63,4	225
	60	121,1	55,6	195
NG'	0	104,0	38,3	139
	0	84,4	19,2	90
NG' + 6%	7	99,3	33,6	127
	60	85,4	20,1	92

As Figuras 5.21 e 5.22 apresentam os valores de MR para misturas com solo LG' e NG', respectivamente. Nelas pode-se notar que os comportamentos das misturas de solo com cal apresentam a mesma tendência da abordagem do cálculo de MR por tensões definidas, no entanto, os valores da propriedade para as misturas com cal são menores que os solos naturais, para este caso. Isto pode ser explicado pelo fato das tensões atuantes nesta camada serem maiores que as tensões adotadas na abordagem anterior, lembrando que, nos gráficos tridimensionais de MR dos solos estabilizados, maiores valores de tensões desvio e confinante são relacionados a menores valores de MR.

Figura 5.21. MR para misturas com solo LG' para pavimento hipotético

Figura 5.22. MR para misturas com solo NG' para pavimento hipotético

Ainda com base nas Figuras 5.21 e 5.22, verificam-se que os valores de MR dos solos estabilizados mais próximos dos valores dos solos naturais são os referentes à cura imediata (LG') e 7 dias de cura (NG'). O valor de MR do solo LG' estabilizado com cura imediata é praticamente igual ao solo natural. Para o solo NG' estabilizado com cura de 7 dias, o valor é 9% menor que o MR do solo natural.

Por fim, pode-se notar que as misturas de ambos os solos apresentaram comportamento semelhante às misturas analisadas para tensões definidas. Portanto, considera-se aqui as duas hipóteses levantadas:

- a) A quantidade de cal utilizada para estabilizar os solos é insuficiente, o que leva as misturas a não desenvolver completamente as reações pozolânicas por falta de íons Ca^{++} , prejudicando o acréscimo no valor de MR;
- b) A cal utilizada estava carbonatada, conduzindo parcela do aditivo a trabalhar como *filler* inerte e de baixa resistência.

5.4 Deformação permanente

Os ensaios de deformação permanente foram realizados empregando as tensões obtidas no software ELSYM 5® para um dado pavimento hipotético. A Tabela 5.9

apresenta os valores das tensões de desvio (σ_d) e das tensões confinantes (σ_3) utilizadas.

Tabela 5.9. Pares de tensões utilizados nos ensaios de DP

Condição	Dias de cura	σ_d [kPa]	σ_3 [kPa]
LG'	0	140,6	75,6
	0	140,4	75,4
LG' + 4%	7	128,8	63,4
	60	121,1	55,6
NG'	0	104,0	38,3
	0	84,4	19,2
NG' + 6%	7	99,3	33,6
	60	85,4	20,1

A Figura 5.23 exibe os resultados dos ensaios de deformação permanente para as misturas com solo LG' e a Tabela 5.10 apresenta os valores de deformação inicial (ϵ_i), para 50.000 ciclos ($\epsilon_{50.000}$), para 100.000 ciclos ($\epsilon_{100.000}$) e deformação total (ϵ_T).

Figura 5.23. Deformação permanente para misturas com solo LG'

Tabela 5.10. Deformações durante o ensaio de misturas com solo LG'

Condição	Dias de cura	ϵ_i [%]	$\epsilon_{50.000}$ [%]	$\epsilon_{100.000}$ [%]	ϵ_T [%]	$\epsilon_i/\epsilon_{100.000}$ [%]	$\epsilon_{50.000}/\epsilon_{100.000}$ [%]
LG'	0	0,0012	0,0025	0,0026	0,0026	45,8	96,9
	0	0,0013	0,0019	0,0020	0,0020	63,7	92,6
LG' + 4%	7	0,0006	0,0010	0,0011	0,0011	56,8	90,8
	60	0,0007	0,0009	0,0010	0,0010	75,3	94,4

Analisando a Figura 5.23 e a Tabela 5.10, nota-se que a adição de cal ao solo levou a uma redução no valor da deformação permanente no corpo de prova e que a deformação diminui ainda mais com o aumento do período de cura. Partindo do solo natural (LG') para o solo com cal de cura imediata, verifica-se uma redução de 22% na deformação permanente total. Para as misturas curadas por 7 e 60 dias, as reduções na deformação permanente total em relação ao solo natural foram de 57 e 67%, respectivamente.

Outro fato importante encontra-se na avaliação da deformação inicial, que no solo natural representa 45,8% da deformação em 100.000 ciclos. O valor dessa relação aumenta com a adição de cal ao solo, ou seja, os solos estabilizados tendem a apresentar uma acomodação plástica menor e, por isso, mais rápida que o solo natural. Na avaliação da deformação permanente em 50.000 ciclos, nota-se que todas as misturas apresentam mais de 90% da deformação correspondente a 100.000 ciclos. Portanto, pode-se dizer que aos 50.000 ciclos as amostras já apresentam sinais de estabilização da deformação permanente.

A Figura 5.24 exibe a variação da deformação permanente para as misturas com solo NG' e a Tabela 5.11 apresenta os valores de deformação inicial (ϵ_i), para 50.000 ciclos ($\epsilon_{50.000}$), para 100.000 ciclos ($\epsilon_{100.000}$) e deformação total (ϵ_T).

Figura 5.24. Deformação permanente para misturas com solo NG'

Tabela 5.11. Deformações durante o ensaio de misturas com solo NG'

Condição	Dias de cura	ϵ_i [%]	$\epsilon_{50.000}$ [%]	$\epsilon_{100.000}$ [%]	ϵ_T [%]	$\epsilon_i/\epsilon_{100.000}$ [%]	$\epsilon_{50.000}/\epsilon_{100.000}$ [%]
NG'	0	0,0003	0,0006	0,0006	0,0006	58,5	99,8
	0	0,0011	0,0012	0,0012	0,0012	90,9	99,5
NG' + 6%	7	0,0001	0,0003	0,0003	0,0004	26,3	82,0
	60	0,0002	0,0003	0,0003	0,0003	88,3	99,8

Analizando a Figura 5.24 e a Tabela 5.11, pode-se verificar que houve uma redução no valor da deformação permanente quando a cal foi adicionada ao solo, exceto para a mistura de cura imediata, onde ocorreu um aumento de 107% da deformação permanente total em relação ao solo natural. Esse comportamento pode estar relacionado às mudanças de textura iniciais que acontecem quando a cal é adicionada ao solo. Para este caso, o curto período de cura pode ter sido suficiente para promover uma mudança de textura, mas não para aumentar a resistência da mistura às deformações plásticas.

Nos solos estabilizados com cal curados por 7 e 60 dias, as reduções nas deformações totais permanentes em relação ao solo natural foram de 32 e 52%, respectivamente. Quanto ao comportamento durante o ensaio, nota-se que diferentemente da mistura de solo com cal curada por 7 dias, a adição da cal levou as misturas a apresentarem uma acomodação plástica inicial mais rápida, como os valores da relação $\epsilon_i/\epsilon_{100.000}$ sugerem. Ao avaliar o comportamento das misturas em 50.000 ciclos, verifica-se que todas, exceto a mistura de solo com cal curada por 7 dias, apresentam mais de 90% da deformação correspondente a 100.000 ciclos.

Para finalizar a análise dos resultados referentes à deformação permanente, é preciso ressaltar que as considerações aqui feitas são relativas a uma configuração específica de pavimento, podendo a variação do comportamento das misturas ser atribuída tanto à adição de cal ao solo quanto à variação das tensões atuantes na camada de sub-base. Portanto, para verificar de uma maneira generalizada a influência da estabilização do solo com cal na deformação permanente, seria necessário que as tensões empregadas no ensaio de deformação permanente tivessem as mesmas intensidades ou relação de tensões.

5.5 Microscopia eletrônica de varredura

As análises das misturas de solos LG' e NG' foram realizadas em duas magnificações (aumentos de 1.500 e 15.000x) com o intuito de verificar desde mudanças gerais na matriz até alterações específicas que indiquem cimentação nas amostras. A Figura 5.25 apresenta as imagens para as misturas com solo LG' em baixa magnificação e diferentes períodos de cura.

Figura 5.25. Imagens com aumento de 1.500x para solo LG' natural (a); LG' + 4% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)

As imagens exibem algumas alterações superficiais na matriz. É possível notar que a superfície do solo natural é rugosa e com pouca presença de “flocos”, e que, nos diferentes períodos de cura, as superfícies são mais planas e com presença de “flocos” em determinados locais. Essa mudança pode ser relacionada com as alterações na textura do solo oriundas das reações imediatas que a adição de cal promove, assim como visto em Velasco (2013). Nota-se também que a presença dos “flocos” não é intensa e que em baixa magnificação não houve indícios de

cimentação. Esta constatação pode ser relevante na conclusão de que o teor de cal utilizado não seja suficiente ou que a cal empregada esteja carbonatada.

A Figura 5.26 apresenta as imagens em magnificação alta (aumento de 15.000x) para as amostras de solo LG' natural e com adição de 4% de cal, curadas em diferentes períodos.

Figura 5.26. Imagens com aumento de 15.000x para solo LG' natural (a); LG' + 4% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)

Analisando a Figura 5.26, verifica-se a ocorrência de alterações no tamanho das partículas argilosas em relação ao solo sem adição de cal. Esse comportamento é um indício das reações da cal com a sílica presente nos argilominerais, conforme visto em Arabi e Wild (1986). Essa reação de dissolução é uma das primeiras fases das reações pozolânicas. Ainda seria possível considerar a hipótese de que houve alguma cimentação, porém com intensidade reduzida. Essa hipótese explicaria, por exemplo, a permanência da integridade das misturas imersas e os valores inferiores de propriedades mecânicas do solo com cal em relação ao solo natural

A Figura 5.27 exibe as imagens em baixa magnificação das amostras com solo NG' no estado natural e com a adição de cal, em diferentes períodos de cura.

Figura 5.27. Imagens com aumento de 1.500x para solo NG' natural (a); NG' + 6% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)

A partir da análise da Figura 5.27 pode-se notar uma mudança semelhante à ocorrida na matriz do solo LG', no entanto, com uma menor intensidade. Nas misturas de solo NG', a presença de "flocos" é mais pronunciada no período de cura de 7 dias, esta evidência pode ser atribuída a um problema de heterogeneidade da amostra, pois se trata de uma porção reduzida (com volume não superior a 1 cm³) de um corpo de prova de RCS.

Em suma, assim como para as misturas de solo LG', a presença de flocos pode estar relacionada com as mudanças na textura do solo promovidas pela adição de cal. Ou seja, um indício de que as reações imediatas entre cal e solo ocorreram.

A Figura 5.28 apresenta as imagens em magnificação alta (aumento de 15.000x) para as amostras de solo NG' natural e com adição de 6% de cal, curadas em diferentes períodos.

Figura 5.28. Imagens com aumento de 15.000x para solo NG' natural (a); NG' + 6% cura imediata (b); 7 dias (c); 28 dias (d) e 60 dias (e)

Analisando a Figura 5.28, pode-se notar que os tamanhos das partículas argilosas se alteraram. Esse comportamento, como já explicado anteriormente, é um indício da fase inicial das reações pozolânicas que ocorrem no solo. Também é possível notar que não houve indícios da formação de C-S-H. Portanto, as considerações feitas para as misturas com solo LG' são válidas também para as misturas com solo NG'.

5.6 Considerações finais

A adição de cal ao solo conduz as misturas a apresentarem comportamentos distintos dos observados para o solo natural. Nesta pesquisa, a utilização da cal como aditivo alterou desde propriedades mecânicas como RCS e RT até o módulo de resiliência e a deformação permanente das misturas solo-cal. Os efeitos resultantes desta técnica de estabilização são listados a seguir:

- a) Os solos LG' e NG' estabilizados com cal apresentaram, para os ensaios de RCS e RT na condição não imersa, um acréscimo na propriedade até os 28 dias de cura, utilizando os valores de RCS e RT na condição de cura imediata como referência. Após os 28 dias, as misturas apresentaram uma tendência à estabilização das propriedades até os 60 dias de cura. Ambas as misturas de solo-cal apresentaram valores de RCS e RT inferiores aos valores dos solos naturais.
- b) A imersão dos solos naturais e das misturas de solo-cal com cura imediata levaram os corpos de prova de RCS e RT à desintegração. As misturas de solo-cal apresentaram alguma manutenção da integridade a partir do 7º dia de cura. Os valores das propriedades seguiram a tendência de acréscimo até os 28 dias e estabilização de 28 a 60 dias de cura apresentados nos ensaios sem imersão. No entanto, os valores foram significativamente inferiores quando comparados à condição não imersa.
- c) A análise dos resultados de MR (gráficos tridimensionais) mostra que o comportamento resiliente das duas misturas de solo-cal são diferentes do comportamento dos solos naturais. O MR dos solos naturais é influenciado de maneira pronunciada pela tensão confinante, enquanto que, quando a cal é adicionada aos solos, estes mostram-se influenciados tanto pela tensão confinante, como pela tensão desvio.
- d) Nas análises pontuais do MR, ou seja, a partir de valores de tensões de desvio e confinantes, foi possível notar, para as duas abordagens (tensões definidas ou tensões atuantes no pavimento hipotético), um comportamento semelhante, onde as misturas apresentam um acréscimo na propriedade de 0 a 7 dias de cura e depois um decréscimo de 7 a 60 dias de cura.
- e) Nos ensaios de deformação permanente, é possível notar que a adição de cal tornou os solos mais resistentes à deformação permanente. Além disso, nota-se também que essa resistência aumenta em função do período de cura, à exceção da mistura com solo NG' aos 7 dias de cura.

As hipóteses adotadas para explicar peculiaridades no comportamento das misturas de solo-cal contempladas nesta pesquisa são reforçadas a seguir:

- a) O método de dosagem empregado pode não ser representativo para os solos, levando a utilização de teores de cal inferiores aos teores ideais. Desta forma,

a cal adicionada ao solo seria capaz de desencadear as reações imediatas na mistura, porém, o teor de cal remanescente não seria suficiente para manter o pH alcalino e a quantidade de Ca^{++} necessários para a ocorrência de reações pozolânicas.

- b) A cal utilizada na pesquisa pode estar parcialmente carbonatada, levando a consideração de que somente uma parcela da cal adicionada ao solo estivesse reativa (parcela inferior ao teor de dosagem) e que outra parcela (inerte) atuaria como *filler* de baixa resistência.

As duas hipóteses seriam capazes de explicar os baixos valores das propriedades mecânicas (RCS e RT) dos solos estabilizados comparados aos solos naturais. Também poderiam explicar o decréscimo do MR apresentado aos 60 dias de cura.

Pode-se dizer que as duas hipóteses são razoáveis ao analisá-las conjuntamente com as imagens dos ensaios de MEV. Nas imagens, foi possível notar uma mudança na microestrutura relacionada às reações imediatas, mas, não foram encontradas formações típicas de reações pozonolânicas (presença de C-S-H).

A confirmação das hipóteses poderia ser realizada através de análises químicas da cal utilizada ou da quantificação dos elementos químicos das misturas a partir de EDX (Espectrometria de Difração de Raios-X), assim como pela realização de ensaios mecânicos considerando teores superiores de cal.

6 CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo, estudar o comportamento de um solo laterítico e um solo não laterítico estabilizados com cal para possível utilização como camadas de pavimentos, buscando compreender a técnica de estabilização, principalmente no que diz respeito: a) ao método de dosagem; b) à identificação da eficiência da cal na estabilização de solos distintos, e c) ao entendimento do efeito deletério na integridade da mistura. A partir dos resultados do programa experimental, foi possível obter algumas conclusões sobre a pesquisa:

a) Quanto às características físicas: a adição de porcentagens de cal nos solos resultou em alterações das propriedades físicas ($\rho_{dm\acute{a}x}$ e w_o), obtidas a partir do ensaio de compactação Proctor na energia Normal, o que confirmou tendências de estudos anteriores (MAIOR *et al.*, 1983; BUENO, 1996; EREN & FILIZ, 2009; BEHAK, 2011; TALLURI *et al.*, 2013).

b) Quanto ao tipo de solo: é possível concluir que o solo LG', quando misturado à cal, apresenta melhor desempenho mecânico que o solo NG'. Pode-se notar também que o solo LG' utilizou menores quantidades de cal, em relação ao solo NG'.

c) Quanto ao efeito deletério da água: os solos naturais não apresentaram resistência após imersão. Quando estabilizados, demonstraram capacidade em manter a integridade do corpo de prova a partir dos 7 dias de cura, o que pode ser atribuído às reações de cimentação desenvolvidas entre os solos e a cal. A imersão em água provocou mudanças importantes na RCS e RT dos solos, diminuindo-as consideravelmente. Para o módulo tangente a 50% da tensão de ruptura, o efeito deletério da água não é impactante, apresentando baixas reduções no valor desse indicador/fator.

d) Quanto ao tempo de cura: pode-se concluir que um mínimo de 28 dias é adequado para se observar alterações nos solos. Neste estudo, em particular, variações importantes de propriedade começam a desacelerar a partir dos 28 dias.

e) Quanto ao módulo de resiliência, ambas as misturas apresentaram mudança no comportamento resiliente em comparação aos dos solos naturais, ou seja, passaram a sofrer influências das duas tensões (σ_d e σ_3). Quando a análise do MR

foi feita de modo pontual (tensões definidas e tensões atuantes no pavimento hipotético), notou-se as mesmas tendências observadas no ensaio. No entanto, para a abordagem do pavimento hipotético, os valores de MR foram menores que os dos solos naturais.

f) Quanto à deformação permanente: pode-se concluir que a adição de cal resultou em um decréscimo nos valores de DP para os dois solos, embora as misturas com solo LG' tenham apresentado maiores reduções em relação ao solo natural que as misturas com solo NG'. O melhor comportamento do solo LG' com cal frente à deformação permanente pode ser explicado pelas propriedades e características superiores que essas misturas apresentaram, em relação ao solo NG' com cal, para os ensaios deste programa experimental.

g) Quanto à microscopia das misturas: para ambas as misturas, notou-se uma mudança na microestrutura relacionada à fase de reações imediatas do solo-cal. Embora tenham apresentado a fase inicial de dissolução das partículas argilosas, em nenhum dos dois solos foram encontrados indícios da presença do agente cimentante (C-S-H). Contudo, quando confrontados com os resultados de ensaios pós imersão, pode-se levantar a hipótese de que se reações pozolânicas ocorreram, ainda que em baixa intensidade.

h) Quanto ao método de dosagem: conclui-se que embora seja um método rápido, pode não resultar no teor necessário de cal para estabilização de solos tropicais, conforme sugerido por Eades e Grim (1963).

6.1 Sugestões para pesquisas futuras

A fim de responder questões que surgiram do desenvolvimento desta pesquisa, são sugeridos estudos que contemplem:

- a) Considerar mais de um método de dosagem para escolha do teor provável de cal, dando preferência a métodos que observem propriedades mecânicas das misturas como parâmetros de projeto.
- b) Realizar ensaios de análise química das cales utilizadas em estabilização de solos, com o intuito de verificar qual a porcentagem de Ca^{++} disponível, assim

como o teor de CaCO_3 , na tentativa de controlar a qualidade do aditivo e de evitar cales carbonatadas.

- c) Variar no mínimo 2% abaixo e acima do teor de cal de projeto, a fim de verificar variações importantes no comportamento das misturas,
- d) Avaliar a capilaridade de solos naturais e estabilizados com cal na tentativa de entender o efeito da presença de água nesses materiais, uma vez que a capilaridade pode melhor representar a condição de subleitos e sub-base de pavimentos em serviço,
- e) Realizar um reconhecimento dos elementos químicos presentes no solo e nas misturas solo-cal a partir de ensaios de EDX (Espectrometria de Difração de Raios-X), tentando-se entender mudanças nos componentes químicos e formação de componentes peculiares da reação solo-cal.

Por fim, vale destacar que é importante continuar a investigação dos métodos de dosagem, assim como incluir ou desenvolver procedimentos de análises dos produtos solo-cal, porque ainda não há normalização nacional para os procedimentos. Essa ausência de normas e procedimentos, além de prejudicar uma possível homogeneização de projetos de camadas de solo-cal, pode estar subestimando materiais apropriados para utilização em pavimentação.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 307-99**: Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. Washington, 1999.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 6276-99a**: Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization. Philadelphia, 2006.

ARABI, M.; WILD, S. Microstructural Development in Cured Soil-Lime Composites. **Journal of Materials Science**. v. 21, pp 497-503. London, UK: Chapman & Hall, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 6508**: Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_____. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projeto e Restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BEHAK, L. Performance of Full-Scale Test Section of Low-Volume Road with Reinforcing Base Layer of Soil-Lime. **Transportation Research Record**. v. 2204, pp. 158-164. Washington, US: Transportation Research Board, 2011.

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

BUENO, B. S. **Aspectos de Estabilização de Solos com Uso de Aditivos Químicos e de Inclusões Plásticas Aleatórias**. 1996. 99 p. Livre-Docência – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1996.

CELAYA, M.; VEISI, M.; NAZARIAN, S.; PUPPALA, A. J. Accelerated Moisture Conditioning Process of Lime-Stabilized Clays. **Transportation Research Record**. v. 2204, pp. 130-139. Washington, US: Transportation Research Board, 2011.

CORREA, F. C. **Contribuição à Estabilização do Latossolo Roxo**. 1989. 83 p. Tese (Doutorado em Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1989.

CRAIG, R. F. **Mecânica dos Solos**. Tradução de A. Kurban. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **DER M13-71**: Ensaio de Compactação de Solos. São Paulo, 1971.

_____. **DER M196-89**: Classificação de Solos Tropicais Segundo a Metodologia MCT. São Paulo, 1989.

DIAMOND, S.; KINTER, E. B. Mechanisms of Soil-Lime Stabilization: an Interpretative Review. **Highway Research Record**. N. 92. Washington, US: Transportation Research Board, 1965.

EREN, Ş.; FILIZ, M. Comparing the Conventional Soil Stabilization Methods to the Consolid System Used as an Alternative Admixture Matter in Isparta Daridere Material. **Construction and Building Materials**. v. 23, pp. 2473-2480. Amsterdam, NL: Elsevier, 2009.

GRIM, R. E. **Clay Mineralogy**. 1. ed. New York, US: McGraw Hill, 1953.

GRUBBA, D. C. R. P. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Agregado Reciclado de Concreto para Utilização na Construção Rodoviária**. 2009. 139 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

GRUBBS, F. E. Procedures for Detecting Outlying Observations in Samples. *Technometrics*. v. 11. pp 1-21. Washington, US: American Statistical Association, 1969.

GUIMARÃES, J. E. P. **A Cal: Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1997.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. 1. ed. Melbourne, AU: Butterworths, 1972.

KLINSKY, L. M. G.; FARIA, V. C.; LEAL, A. D. **Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Estabilizados com Cal Hidratada**. 129p. Relatório de Pesquisa (CCR-ND-SCH-RTF-SET) – Agência Nacional de Transportes Terrestres, Brasília, 2014.

KOLAY, P. K.; AMINUR, M. R.; TAIB, S. N. L.; MOHD ZAIN, M. I. S. Stabilization of Tropical Peat Soil from Sarawak with Different Stabilizing Agents. **Geotechnical and Geological Engineering**. v. 29, pp. 1135-1141. New York, US: Springer, 2011.

LIMA, D. C. **Algumas Considerações Relativas à Aspectos da Estabilização dos Solos, em Particular à Estabilização Solo-Cal**. 1981. 171 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1981.

LITTLE, D. N. **Handbook for Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with Lime**. 1. ed. Austin, US: Lime Association of Texas, 1995.

_____. **Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates**. National Lime Association Report. 89 p. Arlington, US: NLA, 1999.

LITTLE, D. N.; MALES, E. H.; PRUSINSKI, J. R.; STEWART, B. Cementitious Stabilization. **79th Millennium Report Series**. 7 p. Washington, US: Transportation Research Board, 2000.

LITTLE, D. N.; NAIR, S. **Recommended Practice for Stabilization of Subgrade Soils and Base Materials**. 57 p. Research Report (NCHRP Project 20-07) – Texas A&M University, College Station, US, 2009.

LOVATO, R. S. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação**. 2004. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MAIOR, I. S.; FERREIRA, H. C.; LUCENA, F. B. Influência do Tipo de Cal (Calcítica ou Dolomítica) na Estabilização de Solos Lateríticos. In: 18^a Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** v. 2, pp. 519-532. Porto Alegre: ABPv, 1983.

MALLELA, J.; QUINTUS, H. V.; SMITH, K. L. **Consideration of Lime-Stabilized Layers in Mechanistic-Empirical Pavement Design**. Final Report Submitted to The National Lime Association. 36 p. Arlington, US: NLA, 2004.

MISRA, A. Stabilization Characteristics of Clays Using Class C Fly Ash. **Transportation Research Record**. v. 1611, pp. 46-54. Washington, US: Transportation Research Board, 1998.

MOHAMMAD, L.; SAADEH, S. Performance Evaluation of Stabilized Base and Subbase Material. In: GeoCongress 2008 Conference. **Conference proceedings...** pp 1073-1080. New Orleans, US: ASCE, 2008.

MOLINA, C. E.; PARREIRA, A. B.; FERNANDES JUNIOR, J. L. Comportamento Mecânico de Misturas de Resíduo da Fabricação de Papel e Solo para a Utilização na Construção Rodoviária. In: 18^o Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET. **Anais...** v. 1, pp. 95-107. Florianópolis: ANPET, 2004.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Os Solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos e a Pavimentação. In: 18ª Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** v. 2, pp. 463-484. Porto Alegre: ABPv, 1983.

_____. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. 1. ed. São Paulo: Villibor, 1995.

OLIVEIRA, S. M. F. **Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas de Fosfogesso e Cal para Utilização na Construção Rodoviária**. 2005. 190 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

PETRY, T.; WOHLGEMUTH, S. K. The Effects of Pulverization on the Strength and Durability of Highly Active Clay Soil Stabilized with Lime and Portland Cement. **Transportation Research Record**. v. 1190, pp. 38-45. Washington, US: Transportation Research Board, 1988.

PRUSINSKI, J. R.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils. **Transportation Research Record**. v. 1652, pp. 215-227. Washington, US: Transportation Research Board, 1999.

PUPPALA, A. J.; MOHAMMAD, L. N.; ALLEN, A. Engineering Behavior of Lime-Treated Louisiana Subgrade Soil. **Transportation Research Record**. v. 1546, pp 24-31. Washington, US: Transportation Research Board, 1996.

QUBAIN, B. S.; SEKSINSKY, E. J.; LI, J. Incorporating Subgrade Lime Stabilization into Pavement Design. **Transportation Research Record**. v. 1721, pp 3-8. Washington, US: Transportatio Research Board, 2000.

SANTANA, H. Pontos Básicos e Elementares da Estabilização Granulométrica. In: 18ª Reunião Anual de Pavimentação. **Anais...** v. 2, pp. 417-462. Porto Alegre: ABPv, 1983.

SILVA JÚNIOR, W. S. **Estudo para a Utilização de Resíduo da Fabricação de Papel na Construção Rodoviária**. 2010. 210 p. Dissertação (Mestrado em

Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SILVESTRE JÚNIOR; O. B. **Fosfogesso Estabilizado com Cimento para Aplicação na Construção Rodoviária: a Influência do Tipo de Cimento na Resistência e Deformabilidade da Mistura**. 2002. 163 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002.

SOLANKI, P.; ZAMAN, M. M.; DEAN, J. Resilient Modulus of Clay Subgrades Stabilized with Lime, Class C Fly Ash, and Cement Kiln Dust for Pavement Design. **Transportation Research Record**. v. 2186, pp 101-110. Washington, US: Transportation Research Board, 2010.

SVENSON, M. Estudo de Mistura Solo-Cal sob Carregamento Dinâmico. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. **Anais...** pp 385-414. Rio de Janeiro: UFRJ, 1981.

TAKEDA, M. C. **A Influência da Variação da Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista**. 2006. 241 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

TALLURI, N.; PUPPALA, A. J.; CHITTOORI, B. C. S.; GAILY, A. H.; HARRIS, P. Stabilization of High-Sulfate Soils by Extended Mellowing. **Transportation Research Record**. v. 2363, pp. 96-104. Washington, US: Transportation Research Board, 2013.

TERZAH, K.; PECK, R. B. **Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia**. Tradução de A. J. C. Nunes e M. L. C. Campello. 1. ed. Rio de Janeiro: Ao Livro Técnico, 1962.

THOMPSON, M. R. Lime Reactivity of Illinois Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. v. 92, N. SM5, pp. 67-92. Reston, US: 1966.

_____. Factors Influencing the Plasticity and Strength of Lime-Soil Mixtures. **Bulletin 492 – University of Illinois Bulletin**. v. 64, 20 p. Urbana, US: University of Illinois, 1967.

_____. Soil-Lime Mixtures for Construction of Low-Volume Roads. **TRB Special Report**. N. 160, pp. 149-165. Washington, US: Transportation Research Board, 1975.

TRAN, T. D.; CUI, Y.; TANG, A. M.; AUDIGUIER, M.; COJEAN, R. Effects of Lime Treatment on the Microstructure and Hydraulic Conductivity of Héricourt Clay. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**. v. 6, pp 399-404. Amsterdam, NL: Elsevier, 2014

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design, and Construction. **State of the Art Report 5**. 59 p. Washington, US: Transportation Research Board, 1987.

VELASCO, E. S. **Scanning Electron Microscope (SEM) as a Means to Determine Dispersibility**. 2013. 204 p. Thesis (Master in Geotechnical Engineering) – Iowa State University, Ames, US, 2013.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos**. 1. ed. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

VOTORANTIM CIMENTOS. **Ficha de Informação de Segurança de Produto Químico**. Disponível em: <http://www.mapadaobra.com.br/archives/FispqCalHidratadaaltau.pdf>. Acesso em 28 de set. 2015.

WINTERKORN, H. F.; FANG, H. Y. Soil Technology and Engineering Properties of Soils. In: FANG, H.Y (Ed). **Foundation Engineering Handbook**. 2. ed. New York, US: Springer, 1991.

WINTERKORN, H. F.; PAMUKCU, S. Soil Stabilization and Grouting. In: FANG, H.Y (Ed). **Foundation Engineering Handbook**. 2. ed. New York, US: Springer, 1991.

YUSUF, F. A. M. S.; LITTLE, D. N.; SARKAR, S. L. Evaluation of Structural Contribution of Lime Stabilization of Subgrade Soils in Mississippi. **Transportation Research Record**. v. 1757, pp 22-31. Washington, US: Transportation Research Board, 2001.

Apêndice A

Teste de Grubbs para RCS

As tabelas a seguir apresentam o teste de Grubbs para os resultados dos ensaios de RCS das misturas com solos laterítico (LG') e não laterítico (NG') nas condições imersa e não imersa. Os valores tachados representam *outliers* que foram excluídos da média final.

Tabela A.1 RCS para misturas com LG' não imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RCS _{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RCS _{médio} definitivo [kPa]
LG'	0	312	314	6	0,23	314
		320			1,10	
		309			0,86	
LG' + 4%	0	182	179	2	1,14	179
		178			0,40	
		178			0,74	
LG' + 4%	7	213	212	1	1,13	212
		212			0,34	
		211			0,79	
LG' + 4%	28	266	260	5	1,14	260
		257			0,42	
		256			0,72	
LG' + 4%	60	274	273	3	0,43	273
		275			0,71	
		270			1,14	

Tabela A. 2 RCS para misturas com LG' imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RCS _{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RCS _{médio} definitivo [kPa]
LG'	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
LG' + 4%	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
LG' + 4%	7	103	103	2	0,06	103
		105			1,03	
		101			0,97	
LG' + 4%	28	132	135	2	1,08	135
		137			0,90	
		135			0,18	
LG' + 4%	60	134	136	1	1,11	136
		136			0,28	
		137			0,83	

Tabela A.3 RCS para misturas com NG' não imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RCS _{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RCS _{médio} definitivo [kPa]
NG'	0	293	294	2	0,67	293
		293			0,48	
		297			1,15	
NG' + 6%	0	180	185	5	0,96	185
		184			0,07	
		190			1,03	
NG' + 6%	7	207	211	4	0,94	211
		210			0,11	
		215			1,05	
NG' + 6%	28	230	231	1	0,58	230
		230			0,58	
		233			1,15	
NG' + 6%	60	232	235	4	0,96	235
		239			1,04	
		235			0,08	

Tabela A.4 RCS para misturas com NG' imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RCS _{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RCS _{médio} definitivo [kPa]
NG'	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
NG' + 6%	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
NG' + 6%	7	100	97	3	1,14	97
		95			0,75	
		96			0,39	
NG' + 6%	28	117	121	3	1,15	122
		122			0,54	
		123			0,61	
NG' + 6%	60	116	122	5	1,15	125
		125			0,62	
		125			0,54	

Apêndice B

Teste de Grubbs para $E_{T,50\%}$

As tabelas a seguir apresentam o teste de Grubbs para os resultados do módulo tangente a 50% da tensão de ruptura das misturas com solos laterítico (LG') e não laterítico (NG') nas condições imersa e não imersa. Os valores tachados representam *outliers* que foram excluídos da média final.

Tabela B.1 $E_{T,50\%}$ para misturas com LG' não imerso

Condição	Dias de cura	$E_{T,50\%}$ [MPa]	$E_{T,50\%}$ médio [MPa]	Desvio padrão	G	$E_{T,50\%}$ médio definitivo [MPa]
LG'	0	19	18	1	1,14	18
		17			0,74	
		17			0,40	
LG' + 4%	0	14	13	1	1,04	13
		13			0,09	
		12			0,95	
LG' + 4%	7	17	16	1	0,66	17
		17			0,49	
		45			1,15	
LG' + 4%	28	21	20	1	1,13	20
		20			0,34	
		20			0,78	
LG' + 4%	60	20	21	1	0,45	20
		20			0,70	
		22			1,15	

Tabela B.2 $E_{T,50\%}$ para misturas com LG' imerso

Condição	Dias de cura	$E_{T,50\%}$ [MPa]	$E_{T,50\%}$ médio [MPa]	Desvio padrão	G	$E_{T,50\%}$ médio definitivo [MPa]
LG'	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
LG' + 4%	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
LG' + 4%	7	16	16	0	0,16	16
		16			1,07	
		17			0,91	
LG' + 4%	28	18	19	1	1,15	19
		19			0,47	
		19			0,68	
LG' + 4%	60	19	19	0	0,00	19
		18			1,00	
		19			1,00	

Tabela B.3 $E_{T,50\%}$ para misturas com NG' não imerso

Condição	Dias de cura	$E_{T,50\%}$ [MPa]	$E_{T,50\%}$ médio [MPa]	Desvio padrão	G	$E_{T,50\%}$ médio definitivo [MPa]
NG'	0	12	13	1	0,98	13
		13			0,04	
		14			1,02	
NG' + 6%	0	11	12	1	1,02	12
		13			0,03	
		14			0,98	
NG' + 6%	7	15	15	1	0,49	15
		14			1,15	
		15			0,66	
NG' + 6%	28	17	17	0	0,96	17
		18			1,03	
		17			0,07	
NG' + 6%	60	17	17	1	0,52	17
		17			0,63	
		19			1,15	

Tabela B.4 $E_{T,50\%}$ para misturas com NG' imerso

Condição	Dias de cura	$E_{T,50\%}$ [MPa]	$E_{T,50\%}$ médio [MPa]	Desvio padrão	G	$E_{T,50\%}$ médio definitivo [MPa]
NG'	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
NG' + 6%	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
NG' + 6%	7	12	13	1	1,14	13
		13			0,41	
		13			0,73	
NG' + 6%	28	16	16	0	0,16	16
		16			0,91	
		16			1,07	
NG' + 6%	60	16	16	0	1,12	16
		16			0,32	
		17			0,80	

Apêndice C

Teste de Grubbs para RT

As tabelas a seguir apresentam o teste de Grubbs para os resultados dos ensaios de RT das misturas com solos laterítico (LG') e não laterítico (NG') nas condições imersa e não imersa. Os valores tachados representam *outliers* que foram excluídos da média final.

Tabela C.1 RT para misturas com LG' não imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RT _{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RT _{médio} definitivo [kPa]
LG'	0	28	29	1	0,87	29
		29			0,22	
		30			1,09	
LG' + 4%	0	13	12	1	1,13	12
		12			0,38	
		12			0,75	
LG' + 4%	7	18	18	1	0,23	18
		17			0,86	
		19			1,10	
LG' + 4%	28	28	28	1	0,59	28
		26			1,15	
		28			0,57	
LG' + 4%	60	30	28	1	0,86	28
		29			0,24	
		27			1,10	

Tabela C.2 RT para misturas com LG' imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RT _{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RT _{médio} definitivo [kPa]
LG'	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
LG' + 4%	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
LG' + 4%	7	7	7	1	1,00	7
		8			1,00	
		7			0,01	
LG' + 4%	28	8	8	0	1,12	8
		8			0,32	
		7			0,80	
LG' + 4%	60	7	8	1	0,40	8
		7			0,73	
		9			1,14	

Tabela C.3 RT para misturas com NG' não imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RT _{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RT _{médio} definitivo [kPa]
NG'	0	31	29	2	0,77	29
		26			1,13	
		30			0,37	
NG' + 6%	0	15	16	1	0,74	16
		16			0,39	
		17			1,14	
NG' + 6%	7	15	17	1	1,00	17
		17			0,01	
		18			1,00	
NG' + 6%	28	21	22	2	1,10	22
		23			0,24	
		24			0,86	
NG' + 6%	60	25	24	1	1,14	24
		24			0,75	
		24			0,39	

Tabela C.4 RT para misturas com NG' imerso

Condição	Dias de cura	RCS [kPa]	RT_{médio} [kPa]	Desvio padrão	G	RT_{médio} definitivo [kPa]
NG'	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
NG' + 6%	0	0	0	0	-	0
		0			-	
		0			-	
NG' + 6%	7	5	5	0	0,00	5
		5			1,00	
		4			1,00	
NG' + 6%	28	6	6	0	1,00	6
		6			0,01	
		5			1,00	
NG' + 6%	60	6	7	1	0,34	7
		6			0,78	
		8			1,13	

Apêndice D

Características dos corpos de prova para RCS

Nos gráficos são apresentadas as médias das umidades e massas específicas secas das misturas de solo laterítico e não laterítico (com ou sem cal) para os ensaios de RCS. Também são apresentados os limites de variação dos parâmetros ótimos de compactação (w_o e $\rho_{dm\acute{a}x}$) dessas misturas.

Figura D.1 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura D.2 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura D.3 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Figura D.4 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Apêndice E

Características dos corpos de prova para RT

Nos gráficos são apresentadas as médias das umidades e massas específicas secas das misturas de solo laterítico e não laterítico (com ou sem cal) para os ensaios de RT. Também são apresentados os limites de variação dos parâmetros ótimos de compactação (w_o e $\rho_{dm\acute{a}x}$) dessas misturas.

Figura E.1 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura E.2 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura E.3 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Figura E.4 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Apêndice F

Características dos corpos de prova para MR

Nos gráficos são apresentadas as médias das umidades e massas específicas secas das misturas de solo laterítico e não laterítico (com ou sem cal) para os ensaios de MR. Também são apresentados os limites de variação dos parâmetros ótimos de compactação (w_o e $\rho_{dm\acute{a}x}$) dessas misturas.

Figura F.1 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura F.2 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura F.3 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Figura F.4 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Apêndice G

Características dos corpos de prova para DP

Nos gráficos são apresentadas as médias das umidades e massas específicas secas das misturas de solo laterítico e não laterítico (com ou sem cal) para os ensaios de DP. Também são apresentados os limites de variação dos parâmetros ótimos de compactação (w_o e $\rho_{dm\acute{a}x}$) dessas misturas.

Figura G.1 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura G.2 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo LG'

Figura G.3 Umidade ótima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Figura G.4 MES máxima, de compactação e de ensaio em misturas de solo NG'

Apêndice H

Modelos para módulo de resiliência

As tabelas a seguir apresentam os resultados dos modelos para MR, bem como os coeficientes de determinação relacionados a esses modelos.

Tabela H.1 Modelos para MR de misturas com solo LG'

Condição	Dias de cura	Modelo	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
LG'	0	Função de σ_d	146,874	0,148	-	0,09
		Função de σ_3	68,939	0,351	-	0,77
		Modelo Composto	116,780	0,474	-0,238	0,90
		Modelo Universal	2793,147	0,674	-1,887	0,86
LG' + 4%	0	Função de σ_d	820,531	-0,206	-	0,22
		Função de σ_3	156,297	0,178	-	0,24
		Modelo Composto	488,342	0,354	-0,422	0,92
		Modelo Universal	3939,462	0,403	-1,737	0,75
	7	Função de σ_d	3196,105	-0,532	-	0,65
		Função de σ_3	322,709	-0,034	-	0,00
		Modelo Composto	1915,491	0,360	-0,748	0,89
		Modelo Universal	4953,005	0,473	-2,729	0,83
	60	Função de σ_d	338,085	-0,081	-	0,03
		Função de σ_3	98,231	0,209	-	0,43
		Modelo Composto	342,411	0,396	-0,450	0,97
		Modelo Universal	2655,208	0,498	-1,775	0,93

Tabela H.2 Modelos para MR de misturas com solo NG'

Condição	Dias de cura	Modelo	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
NG'	0	Função de σ_d	90,023	0,169	-	0,19
		Função de σ_3	66,055	0,245	-	0,74
		Modelo Composto	106,466	0,394	-0,252	0,90
		Modelo Universal	1729,186	0,483	-1,309	0,83
NG' + 6%	0	Função de σ_d	431,536	-0,244	-	0,31
		Função de σ_3	114,333	0,072	-	0,03
		Modelo Composto	308,184	0,422	-0,559	0,90
		Modelo Universal	2528,965	0,523	-3,039	0,73
	7	Função de σ_d	6684,118	-0,875	-	0,96
		Função de σ_3	1224,240	-0,584	-	0,60
		Modelo Composto	6764,635	-0,123	-0,771	0,97
		Modelo Universal	3474,071	-0,283	-1,968	0,95
	60	Função de σ_d	785,234	-0,455	-	0,73
		Função de σ_3	221,966	-0,185	-	0,16
		Modelo Composto	724,372	0,116	-0,543	0,77
		Modelo Universal	1763,866	0,107	-1,765	0,70