

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
LATERÍTICO ESTABILIZADO COM CAL,
APLICADO À PAVIMENTAÇÃO**

Rodrigo Silveira Lovato

Porto Alegre
Agosto de 2004

RODRIGO SILVEIRA LOVATO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
LATERÍTICO ESTABILIZADO COM CAL,
APLICADO À PAVIMENTAÇÃO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre
Agosto de 2004

L896e Lovato, Rodrigo Silveira

Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação / Rodrigo Silveira Lovato. – 2004.

Dissertação (mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2004.

Orientação : Prof. Dr. Washington Peres Núñez.

1. Estabilização de solos. 2. Pavimentos. 3. Solo-cal. I. Núñez, Washington Peres, orient. II. Título.

CDU-624.138.232.3(043)

RODRIGO SILVEIRA LOVATO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO
LATERÍTICO ESTABILIZADO COM CAL,
APLICADO À PAVIMENTAÇÃO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 03 de agosto de 2004

Prof. Washington Peres Núñez
D. Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil
Orientador

Prof. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Antônio Fortunato Marcon (UFSC)
Dr. pelo Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA), Brasil

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
D. Sc. pela Coordenadoria de Programas de Pós-Graduação em
Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro
(COPPE/UFRJ), Brasil

Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro (UFSM)
D. Sc. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

*Dedico este trabalho aos meus pais
Antônio e Elizabeth e aos meus avós
José Luiz e Santuza.*

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar os meus agradecimentos a todos aqueles que, de alguma forma, auxiliaram na realização desta dissertação:

Aos Eng^o Antonio Luiz Pereira de Lucena e Celito Manoel Brugnara por sua preocupação em documentar a caracterização dos materiais e os procedimentos construtivos dos trechos experimentais, motivando o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Eng^o Raul Torres, quem nos informou sobre o artigo de Lucena e Brugnara, participando assim da gênese desta dissertação.

Ao Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem (DAER), representado pelos Eng^o Roberto Augusto Kruehl Niederauer e Paulo Ricardo Rodrigues Pinto pela autorização ao apoio operacional requisitado junto ao 5^o Distrito Operacional do DAER.

Aos Eng^o Sérgio Freitas da Silva e Fabiano Secchi, do 5^o D.O.P. do DAER, em Cruz Alta pelo apoio operacional prestado e, principalmente, por seu interesse e dedicação.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão da bolsa de estudos.

À Cobrascal Indústria de Cal Ltda, por ceder uma das cales utilizadas nesta pesquisa.

Ao Prof. Egon Klamt, por sua disposição para as discussões técnicas.

Ao meu orientador e amigo Prof. Washington Peres Núñez, por sua extrema dedicação, estando presente em todos os momentos.

Ao Prof. Jorge A. Ceratti pelo apoio prestado e por coordenar os trabalhos do LAPAV, possibilitando aos alunos a utilização do laboratório.

Aos bolsistas de iniciação científica Klaus Theisen, Luiz Fortunato Bruzza e Renato Lunardi pelo auxílio nas atividades de laboratório.

Aos técnicos Carlos Ivan H. Ribas, Croaci Souza de Mello, Vinícius da Silva Alves (LAPAV) e Jair Floriano da Silva (LMS), pelo grande auxílio prestado na execução dos ensaios.

Ao Prof. Luiz Carlos por permitir a utilização dos equipamentos do Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais (LEME), e à Luciane e ao Fontes por toda a ajuda prestada.

Aos amigos e colegas da Geotecnia: Alexandre Knop, Carolina Feuerharmel, Cláudio Dias, Cristiane Schmitz, Danielle Clerman, Diana Azambuja, Juliana Bernardes, Leandro Scheffer, Luciano Specht, Raimundo Ferreira, Rodrigo Caberlon, Rodrigo Malysz, Rodrigo Silveira; aos amigos e colegas da Estruturas: Ana Cecília Librelotto, Daniel Sias e Uziel Quinino, pelo companheirismo e apoio demonstrado em todos os momentos.

Aos amigos e colegas Rodrigo Malysz, Rodrigo Silveira, Luciana Rohde e Lélío Brito por toda a ajuda prestada durante o Mestrado.

À minha amiga Daniela Sanagiotto pela amizade incondicional e todo o apoio prestado, mesmo nos momentos mais difíceis.

À minha irmã Patrícia, que esteve ao meu lado nos momentos finais, me apoiando e auxiliando na revisão final desta dissertação.

Aos meus pais Antônio e Elizabeth, e aos meus avós José Luiz e Santuza, por tudo que fizeram por mim até hoje, pelos ensinamentos, pelo incentivo e toda a confiança em mim depositada.

RESUMO

LOVATO, R.S. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta dissertação apresenta resultados de um estudo laboratorial sobre o comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal cálcica e com cal dolomítica. Este tipo de mistura foi empregado em um pavimento experimental construído na rodovia BR-377/RS, próximo à cidade de Cruz Alta, no final dos anos 60. O estudo incluiu a caracterização do solo (Latosolo Vermelho), além de ensaios de compactação, difratometria de raios-X, compressão simples, tração por compressão diametral, tração na flexão, módulo de resiliência e durabilidade, do solo e das misturas solo-cal. Determinaram-se as influências do teor e tipo de cal e do tempo de cura, nas resistências à compressão simples e à tração e no módulo de resiliência. Estudou-se também a durabilidade de algumas misturas a ciclos de molhagem e secagem, e o efeito da demora na compactação na resistência à compressão simples. Adotaram-se teores de 3%, 4% e 5% de cal, e tempos de cura de até 168 dias. Os resultados da dosagem mostraram que o solo é reativo à cal, sendo necessário um teor de 3% de cal para sua estabilização. A mistura de solo + 4% de cal cálcica, (a mesma empregada no pavimento experimental), após 28 dias de cura, apresentou elevadas resistências à compressão simples (1.519 kPa), à tração na compressão diametral (216 kPa), bem como elevados módulos de resiliência (10.772 MPa). Contudo, observou-se que após terem atingido valores máximos, a resistência e a rigidez das misturas solo-cal diminuíram com tempos de cura mais longos, possivelmente devido à formação de CaCO_3 e/ou produtos expansivos (etringita e taumasita). Complementarmente, realizou-se uma análise paramétrica de pavimentos com camadas de base e/ou sub-base de solo-cal, determinando-se curvas que relacionam a vida de fadiga da camada cimentada com a sua espessura e módulo de resiliência. Observou-se que a adoção de bases e sub-bases estabilizadas faz com que os revestimentos asfálticos trabalhem apenas à compressão, não sofrendo ruptura por fadiga. No global, as misturas solo-cal estudadas apresentaram comportamento aceitável para utilização em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos, constituindo-se em alternativa para pavimentação, especialmente em regiões carentes de agregados.

Palavras-chave: estabilização de solos; solo-cal; pavimentos.

ABSTRACT

This MSc thesis presents the results of a laboratory study on the mechanical behavior of a lateritic soil stabilized with calcitic and dolomitic limes. Such a mix was used in a test pavement built in BR-377/RS highway, near Cruz Alta village, in the end of the 60's. The study included the soil (reddish latosol) characterization, X-ray diffraction, compaction, unconfined compression, split and flexural tensile and resilient modulus tests of soil and soil-lime mixes, besides a durability study. The effects of curing time and lime type and content on the stabilized soil strength and stiffness were established. The durability of soil-lime mixes submitted to wetting and drying cycles, and the effects of compaction delay on strength were also investigated. Lime contents of 3%, 4% and 5% were adopted and compacted specimens were cured for times up to 168 days. The soil proved to be reactive to lime and lime content as little as 3% was enough to cause substantial strength increase. The soil + 4% of calcitic lime mix (the same used in the test pavement) reached high levels of unconfined compression and split tensile strength (1,519 kPa and 216 kPa, respectively) and resilient modulus (10,772 MPa). However, after reaching a peak, the strength and the stiffness of the soil-lime mixes decreased with longer curing times, possibly due to CaCO_3 and/or expansive products (ettringite and thaumasite) formation. A parametric analysis of pavements with soil-lime bases and/or sub-bases was carried out, resulting in curves that relate the soil-lime layer fatigue life to its thickness and resilient modulus. It was observed that as a result of the inclusion of cemented layers as bases, asphalt mixes wearing courses work just to compression and do not suffer fatigue. All in all, the studied soil-lime mixes displayed satisfactory mechanical behavior, encouraging their use as bases and/or sub-bases of pavements, especially in regions with lack of rock aggregates.

Key-words: soil stabilization; soil-lime; pavements.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	xi
LISTA DE TABELAS	xv
LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS	xvii
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 SOLOS TROPICAIS	4
2.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL	9
2.2.1 A Cal	9
2.2.2 Reações solo-cal	10
2.2.3 Alterações nas propriedades de solos estabilizados com cal	17
2.2.4 Métodos de dosagem de misturas solo-cal	27
2.3 UTILIZAÇÃO DE MISTURAS SOLO-CAL EM CAMADAS DE PAVIMENTOS	27
2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS	30
2.4.1 Método de projeto proposto por Pinto <i>et al.</i> (1983)	31
2.4.2 Método da República Sul-Africana	33
3 METODOLOGIA E MATERIAIS UTILIZADOS	41
3.1 METODOLOGIA	41
3.1.1 Coleta e preparação do solo	41
3.1.2 Mistura	42
3.1.3 Dosagem	42
3.1.4 Ensaio de Compactação	43
3.1.5 Análise Granulométrica	43
3.1.6 Densidade real dos grãos	44
3.1.7 Limites de Atterberg	44
3.1.8 Ensaio para determinação do Índice de Expansão	44
3.1.9 Ensaios de Difratometria de Raios-X	45
3.1.10 Ensaios de compressão simples	48

3.1.11 Ensaio de tração por compressão diametral	48
3.1.12 Ensaio de módulo de resiliência.....	50
3.1.13 Ensaio de resistência à tração na flexão	51
3.1.14 Ensaio de durabilidade	52
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS.....	53
3.2.1 Solo.....	53
3.2.2 Cal.....	66
3.2.3 Água.....	66
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	67
4.1 DOSAGEM	67
4.1.1 Método de Eades e Grim	67
4.1.2 Método de Thompson.....	68
4.2 DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X.....	69
4.3 CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO.....	74
4.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	76
4.4.1 Influência do tempo de cura	77
4.4.2 Influência do teor e tipo de cal	81
4.4.3 Influência do tempo de espera entre mistura e compactação	84
4.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	85
4.6 RELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À TRAÇÃO E À COMPRESSÃO SIMPLES.....	89
4.7 MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	92
4.8 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO.....	94
4.9 DURABILIDADE	95
4.10 CONDIÇÃO ATUAL DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	98
5 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PAVIMENTOS COM CAMADAS DE SOLO-CAL ..	103
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	103
5.2 O PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO	103
5.3 ESTRUTURAS E PARÂMETROS ANALISADOS	104
5.4 RESULTADOS	110
5.4.1 Fatores que afetam a vida de fadiga das misturas estudadas (1ª Etapa).....	110
5.4.2 Análise mecânica das estruturas estudadas (2ª Etapa).....	126

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	129
6.1 CONCLUSÕES	129
6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	133
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Ocorrência de Latossolos no Rio Grande do Sul (Fonte: Ministério da Agricultura – DNPEA, 1973).....	6
Figura 2.2 – Mapa pedológico da região de Cruz Alta/RS (Fonte: Embrapa – CNPS, 1999) ...	8
Figura 2.3 – Mecanismo de troca de cátions (Fonte: Prusinski e Bhattacharja, 1999)	12
Figura 2.4 – Mecanismo de estabilização solo-cal (Fonte: Ingles e Metcalf, 1972).....	13
Figura 2.5 – Estágios de degradação da camada cimentada.....	36
Figura 3.1 – Extração de amostras da pista	41
Figura 3.2 – Condições geométricas para a difração de raios-x de acordo com a Lei de Bragg (Fonte: Mitchell, 1976).....	46
Figura 3.3 – Suporte para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral.....	49
Figura 3.4 – Equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral (Fonte: Specht, 2000)	51
Figura 3.5 – Configuração do carregamento.....	52
Figura 3.6 – Perfil típico de latossolo vermelho da região de Cruz Alta/RS (Fonte: Streck et al., 2002).....	54
Figura 3.7 – Mapa de localização do trecho e da jazida estudados (Fonte: DAER/ RS – Mapa Rodoviário 2001).....	54
Figura 3.8 – Distribuição granulométrica do solo estudado	55
Figura 3.9 – Curvas de deformabilidade	56
Figura 3.10 – Curvas de compactação Mini-MCV.....	56
Figura 3.11 – Ensaio de perda de massa por imersão.....	57
Figura 3.12 – Classificação MCT do solo estudado	57
Figura 3.13 - Curva de compactação do solo	59
Figura 3.14 – Difratomogramas de raios-x da amostra de solo na condição natural.....	60
Figura 3.15 – Difratomogramas de raios-x da amostra de solo na condição glicolada	61
Figura 3.16 – Difratomogramas de raios-x da amostra de solo na condição calcinada.....	61
Figura 3.17 – Difrátograma de raios-x do solo (mineralogia total).....	62
Figura 3.18 – Variação da altura da amostra com o logaritmo do tempo	64
Figura 3.19 – Comportamento resiliente do solo (modelo para solo argilo-arenoso).....	65
Figura 3.20 – Comportamento resiliente do solo (modelo que considera σ_d e σ_3)	65
Figura 4.1 – Dosagem pelo método do pH.....	68

Figura 4.2 – Resultado dos ensaios de difratometria de raios-x.....	70
Figura 4.3 – Difratoograma de raios-x em escala ampliada ($2\theta = 10$ a 40°).....	72
Figura 4.4 – Difratoograma de raios-x em escala ampliada ($2\theta = 40$ a 70°).....	73
Figura 4.5 – Curvas de compactação - solo e mistura solo-cal (cal cálcica).....	74
Figura 4.6 – Curvas de compactação - solo e mistura solo-cal (cal dolomítica).....	74
Figura 4.7 – Forma de ruptura dos corpos de prova submetidos à compressão simples.....	77
Figura 4.8 – Evolução da resistência à compressão simples com o tempo de cura (solo + cal cálcica).....	78
Figura 4.9 – Evolução da resistência à compressão simples com o tempo de cura (solo + cal dolomítica).....	80
Figura 4.10 – Variação da R_{CS} com o teor de cal (28 dias de cura)	81
Figura 4.11 – Variação da resistência à compressão simples com o teor de cal (solo + cal cálcica).....	82
Figura 4.12 – Variação da resistência à compressão simples com o teor de cal (solo + cal dolomítica).....	83
Figura 4.13 – Influência da espera entre mistura e compactação na R_{CS}	84
Figura 4.14 – Evolução da RTCD com o tempo de cura (solo + cal cálcica)	86
Figura 4.15 – Evolução da RTCD com o tempo de cura (solo + cal dolomítica)	87
Figura 4.16 – Relação entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples de misturas solo-cal	89
Figura 4.17 – Relação R_{TCD}/R_{CS} – misturas solo + cal cálcica.....	90
Figura 4.18 – Relação R_{TCD}/R_{CS} – misturas solo + cal dolomítica.....	90
Figura 4.19 – Variação da relação R_{TCD}/R_{CS} com o tempo de cura	91
Figura 4.20 – Variação do módulo de resiliência com o teor de cal	93
Figura 4.21 – Evolução do módulo de resiliência com o tempo de cura.....	93
Figura 4.22 – Amostra submetida inicialmente a ciclo de molhagem.....	96
Figura 4.23 – Amostra submetida inicialmente a ciclo de secagem.....	96
Figura 4.24 – Corpos de prova curados ao ar e submetidos a ciclos de molhagem e secagem	98
Figura 4.25 – Trecho experimental na BR-377/RS (vista geral).....	99
Figura 4.26 – Trincamento em bloco no revestimento.....	100
Figura 4.27 – Trincamento em bloco no revestimento (detalhe).....	100
Figura 4.28 – Amostra extraída da base de solo-cal.....	101
Figura 4.29 – Ponto de extração de amostra.....	101

Figura 5.1 – Estruturas de referência.....	105
Figura 5.2 – Geometria do carregamento	109
Figura 5.3 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em CBUQ, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$)	110
Figura 5.4 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em CBUQ, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)	111
Figura 5.5 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em CBUQ, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)	111
Figura 5.6 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em CBUQ, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$).....	112
Figura 5.7 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em CBUQ, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$).....	112
Figura 5.8 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em CBUQ, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$).....	113
Figura 5.9 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em CBUQ, base de solo-cal, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$).....	113
Figura 5.10 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em CBUQ, base de solo-cal, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$).....	114
Figura 5.11 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em CBUQ, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)	114
Figura 5.12 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em TS, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$).....	115
Figura 5.13 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em TS, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)	115
Figura 5.14 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em TS, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)	116

Figura 5.15 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em TS, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$).....	116
Figura 5.16 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em TS, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$).....	117
Figura 5.17 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em TS, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$).....	117
Figura 5.18 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em TS, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$)	118
Figura 5.19 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em TS, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)	118
Figura 5.20 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em TS, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)	119
Figura 5.21 – N_{ef} estimado pelo modelo proposto x N_{ef} estimado pelo Método Sul-Africano	121
Figura 5.22 – Histograma das N_{ef} obtidas pelo Método Sul-Africano	122
Figura 5.23 – Histograma das N_{ef} obtidas pelo modelo proposto	122
Figura 5.24 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_B \times I_{SB}$).....	123
Figura 5.25 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_B \times I_R$)	123
Figura 5.26 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_B \times M_{R \text{ SL}}$)	124
Figura 5.27 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_{SB} \times I_R$).....	124
Figura 5.28 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_{SB} \times M_{R \text{ SL}}$).....	125
Figura 5.29 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_R \times M_{R \text{ SL}}$)	125

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Composição das cales brasileiras (valores médios).....	10
Tabela 2.2 – Respostas estruturais críticas	33
Tabela 2.3 – Determinação do fator d	38
Tabela 3.1 – Classificação do potencial de expansão de um solo	45
Tabela 3.2 – Identificação dos principais argilo-minerais através de Difractometria de raios-x	47
Tabela 3.3 – Análise química total do solo estudado	58
Tabela 3.4 – Análise química pelo método do ataque sulfúrico.....	59
Tabela 3.5 – Análise semi-quantitativa do solo (fração argila e mineralogia total).....	62
Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência na compressão triaxial	64
Tabela 3.7 – Análise química das duas cales utilizadas	65
Tabela 4.1 – Dosagem pelo método de Eades e Grim – Valores de pH.....	67
Tabela 4.2 – Resistência à compressão simples aos 28 dias (kPa).....	68
Tabela 4.3 – Características de compactação do solo e das misturas.....	75
Tabela 4.4 – Resistência à compressão simples (kPa)	76
Tabela 4.5 – Resistência à tração por compressão diametral (kPa).....	85
Tabela 4.6 – Resistência à tração (kPa) dos corpos de prova extraídos da pista da BR-377/RS	88
Tabela 4.7 – Módulo de resiliência (MPa) das misturas solo-cal moldadas em laboratório....	92
Tabela 4.8 – Módulo de resiliência (MPa) dos corpos de prova extraídos da pista da BR-377/RS	94
Tabela 4.9 – Resultados de resistência à tração na flexão aos 56 dias de cura	95
Tabela 4.10 – Perda de peso média após os ciclos (em %)	96
Tabela 4.11 – Resistência à compressão simples sem imersão prévia (em kPa).....	97
Tabela 4.12 – Influência dos ciclos de molhagem e secagem na resistência à compressão simples.....	97
Tabela 5.1 – Estruturas de referência (1ª etapa)	106
Tabela 5.2 – Parâmetros de caracterização dos materiais	107
Tabela 5.3 – Estruturas analisadas (2ª etapa)	108
Tabela 5.4 – Respostas estruturais críticas obtidas para carga sob uma das rodas ou entre as rodas do eixo padrão.....	126

Tabela 5.5 – Vida de fadiga (N) das camadas cimentadas, revestimento e vida útil do subleito	126
Tabela 5.6 – Valores de σ_t e σ_v calculados e admissíveis.....	128

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BG	Brita graduada
c'	Coefficiente de deformabilidade da classificação MCT
CAH	Aluminato hidratado de cálcio
CBUQ	Concreto betuminoso usinado à quente
CSH	Silicato hidratado de cálcio
CTC	Capacidade de troca catiônica
d'	Coefficiente que caracteriza o ramo seco da curva de compactação obtida pelo método MCT.
DER	Departamento de Estradas e Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
e'	Índice da classificação MCT, calculado em função de P_i e d'
I_a	Índice de atividade de argilas
ICL	Initial Consumption of Lime
I_E	Índice de expansão
IP	Índice de plasticidade
ISC	Índice de Suporte Califórnia
K_1, K_2, K_3	Parâmetros do ensaio para determinação do M_R
k_i	Relação molecular sílica/alumina
k_r	Relação molecular sílica/sesquióxidos
LA'	Grupo de solos da classificação MCT
LG'	Grupo de solos da classificação MCT
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
L.V.D.T.	Linear Variable Differential Transformer

MCT	Miniatura, compactado, tropical; designação de uma metodologia de ensaios geotécnicos
M_R	Módulo de resiliência
N_{ef}	Vida de fadiga efetiva em bases cimentadas
N_f	Vida de fadiga para início do trincamento na fibra inferior da camada cimentada
NLA	National Lime Association (EUA)
pH	Potencial hidrogeniônico
R^2	Coefficiente de determinação
R_{CS}	Resistência à compressão simples
R_{TCD}	Resistência à tração por compressão diametral
R_{TF}	Resistência à tração na flexão
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TS	Tratamento superficial
γ_d	Peso específico aparente seco
μ	Coefficiente de Poisson
μ_ε	$1 \mu_\varepsilon = 10^{-6} \text{ m/m}$
σ_d	Tensão desvio
σ_3	Tensão confinante
ω	Teor de umidade
$\omega_{ót}$	Teor de umidade ótima

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A utilização de materiais granulares nas bases e sub-bases de pavimentos é uma prática universal. Entretanto, a escassez de agregados pétreos em determinada região resulta em grandes distâncias de transporte, tornando sua utilização inviável do ponto de vista econômico. Surge assim, a necessidade de buscar outros tipos de materiais que apresentem características necessárias ao emprego nessas camadas de pavimentos.

Sabe-se que o solo natural é um material complexo e muito variável e, devido à sua abundância, tem grande emprego na engenharia rodoviária. Porém, nem sempre o solo local satisfaz às especificações para sua utilização em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos. Neste caso, deve-se optar por alternativas como: dimensionar os pavimentos considerando as limitações do solo; substituir o material existente por outro de melhor qualidade; ou corrigi-lo, alterando suas propriedades e criando um novo material que atenda as necessidades do projeto. Esta última alternativa é chamada de estabilização de solos (Núñez, 1991).

Nos dias de hoje, diante da busca cada vez maior por soluções de custo reduzido, que visem a preservação dos recursos naturais, a estabilização de solos surge como uma boa alternativa ao emprego de britas, tradicionalmente usadas em camadas de pavimentos. O processo de estabilização de solos conduz a estruturas de pavimentos com bom desempenho e durabilidade. Pode ser basicamente dividido em métodos mecânicos (correção granulométrica) e métodos físico-químicos, através da utilização de aditivos como a cal ou o cimento.

A cal vem sendo empregada pelo homem na estabilização de solos coesivos há mais de 2000 anos. Sua utilização em rodovias iniciou-se na década de 20, nos Estados Unidos. Hoje em dia, a utilização de bases e/ou sub-bases de solo-cal aparece como uma solução de baixo custo em rodovias em implantação ou em recuperação de pavimentos existentes.

No fim dos anos 60 e início dos 70 foram construídos dois trechos experimentais com base e sub-base de solo laterítico estabilizado com cal na BR-377/RS (ligação Cruz Alta – Carazinho). Diante da dificuldade na obtenção de jazidas de materiais granulares na região, optou-se pela correção dos materiais disponíveis, através de uma forma de estabilização econômica, que permitisse sua utilização em camadas de base e/ou sub-base, e em melhoramento de subleitos (Lucena e Brugnara, 1970). A boa capacidade estrutural da base estabilizada, mesmo após quase 35 anos de serviço praticamente sem manutenção ou restauração, aliada à existência de informações sobre os materiais utilizados e sua localização, foi a grande motivação desta pesquisa.

1.2 OBJETIVOS

Esta pesquisa teve como objetivos caracterizar o material da jazida utilizada no projeto original da mistura de solo-cal empregada na pavimentação de um dos trechos experimentais e estudar o comportamento mecânico de misturas solo-cal.

Procurou-se avaliar as influências do teor e tipo de cal e do tempo de cura na resistência e rigidez desse solo laterítico estabilizado com cal, através de suas resistências à compressão simples e à tração por compressão diametral e do módulo de resiliência. Além disso, estudou-se a durabilidade de algumas misturas submetidas a ciclos de molhagem e secagem e o efeito do retardamento da compactação na resistência à compressão simples de misturas solo-cal.

Adicionalmente, apresentam-se curvas relacionando a vida de fadiga com a espessura da camada cimentada, para diferentes módulos de resiliência das misturas e do subleito.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida 6 capítulos.

No Capítulo 2 é apresentada uma revisão da literatura, sobre solos tropicais e sua ocorrência no Rio Grande do Sul, incluindo suas classificações pedológicas. Apresenta-se também uma revisão a respeito do tema central desta pesquisa: a cal, reações solo-cal,

alterações em propriedades de solos estabilizados com cal, alguns métodos de dosagem utilizados no Brasil, alguns trechos experimentais construídos no Brasil, e métodos de dimensionamento para estruturas com camadas cimentadas.

O Capítulo 3 apresenta os métodos utilizados na realização dos ensaios laboratoriais e a descrição dos materiais estudados.

No Capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e uma breve descrição da condição superficial do trecho experimental construído na BR-377/RS.

O Capítulo 5 apresenta uma análise paramétrica de estruturas de pavimentos com base e/ou sub-base estabilizadas com cal.

No Capítulo 6 apresentam-se as conclusões obtidas nesta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo apresentam-se algumas considerações sobre solos tropicais e sua estabilização com cal, enfatizando os mecanismos de estabilização e o emprego de camadas solo-cal em pavimentos.

2.1 SOLOS TROPICAIS

Nogami e Villibor (1995) definem solo tropical aquele que apresenta propriedades e comportamento decorrentes de processos geológicos e/ou pedológicos típicos de regiões tropicais úmidas. Os solos tropicais são divididos em duas grandes classes: solos lateríticos e solos saprolíticos.

Os solos lateríticos são solos bem intemperizados, característicos de áreas bem drenadas, que ocupam as camadas mais superficiais. Apresentam coloração em que predominam os matizes vermelho e amarelo, com uma macroestrutura aparentemente homogênea e isotrópica. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença de quartzo e de outros minerais resistentes mecânica e quimicamente (magnetita, ilmenita, turmalina, zircão) na fração areia. A fração argila é constituída de argilo-minerais (geralmente a caulinita) e óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (Nogami e Villibor, 1983).

Segundo Nogami e Villibor (1983), os solos saprolíticos são originados pela decomposição e/ou desagregação de uma rocha consolidada e, em condições naturais, constituem camadas subjacentes às lateríticas. Sua macroestrutura se caracteriza pela heterogeneidade e anisotropia, geralmente com cores variadas, manchas e mosqueamentos herdados da rocha matriz ou desenvolvidos pelo intemperismo. Apresentam uma constituição mineralógica muito variada, que depende do tipo de rocha matriz e de seu grau de intemperização. Na fração areia podem ocorrer minerais como mica e feldspatos e, na fração argila, minerais expansivos da família da illita e da montmorilonita.

Os solos lateríticos, estabilizados ou não, têm ampla utilização na engenharia rodoviária e, segundo Martins *et al.* (2000), ocorrem em mais de 60% do território brasileiro e

geralmente estão presentes no horizonte B de perfis classificados pela pedologia como Latossolos, Podzólicos Vermelho Amarelo e Terras Roxas Estruturadas.

Os estudos geotécnicos no meio rodoviário têm se baseado historicamente na geologia. Como afirmam Marangon e Motta (2001a), a utilização de mapas geotécnicos, obtidos a partir de informações geológicas e pedológicas, possibilita a associação de dados geomecânicos dos solos com os de sua gênese. Essa reunião de dados fornece um índice mais confiável para a organização e troca de conhecimento de informações de regiões distintas, podendo contribuir para a localização de áreas potenciais de ocorrência de materiais a serem explorados.

Entretanto, a correspondência entre características geomecânicas do solo e sua gênese pode ser complexa. Por exemplo, segundo Nogami e Villibor (1983), do ponto de vista geotécnico uma camada poderá ter comportamento laterítico, apesar de não pertencer a um perfil pedológico laterítico e, eventualmente solos que pertençam a um perfil pedológico laterítico podem não ter comportamento geotécnico laterítico.

Os perfis geotécnicos com solos residuais podem ou não apresentar concentração de argila no horizonte B. Quando essa concentração ocorre, e se nota uma clara diferença entre os horizontes A e B, este último (com concentração de argila) é denominado de horizonte B textural, característico, por exemplo, de solos Podzólicos. Entretanto, há casos em que não se observa essa tal diferença, e o horizonte B recebe a denominação de B latossólico, sendo característico dos Latossolos.

Segundo Dias (1989), os solos com horizonte laterítico classificados como Latossolos ocorrem em cerca de 20% do Estado do Rio Grande do Sul, formados por solos oriundos de basalto e arenito. A ocorrência de Latossolos no Estado é caracterizada pela região em vermelho, apresentada na Figura 2.1.

Os Latossolos (solos com horizonte B latossólico) apresentam os horizontes A, B e C, com pouca diferenciação textural entre os horizontes A e B. O horizonte B, geralmente mais espesso (pelo menos 50cm), é homogêneo, em geral com estrutura do tipo granular, microagregada ou maciça-porosa. A fração argila, com alto grau de floclulação, é constituída predominantemente por óxidos de ferro (hematita e goetita), óxidos de alumínio (gibsita) e argilo-minerais do grupo 1:1 (caulinita), com uma baixa relação sílica/sesquióxidos (kr) e baixa capacidade de troca catiônica (Salomão e Antunes, 1998).

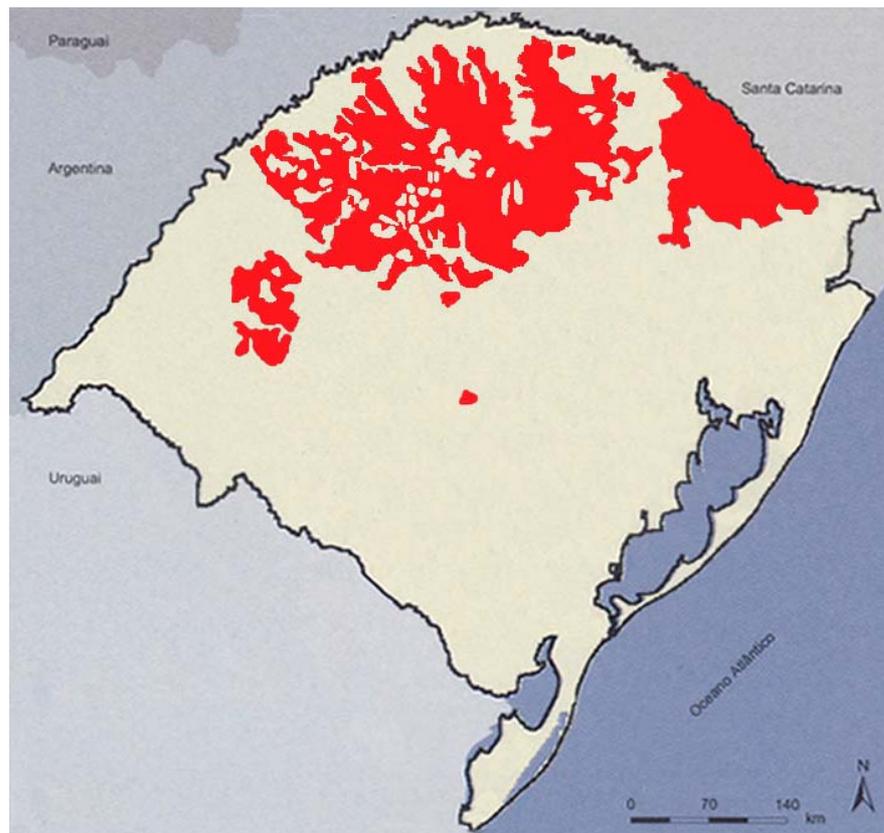


Figura 2.1 – Ocorrência de Latossolos no Rio Grande do Sul
(Fonte: Ministério da Agricultura – DNPEA, 1973)

Klamt (1989) observa que, em geral, solos com elevada capacidade de troca catiônica (CTC) e/ou altos índices k_i ($\text{SiO}_2 / \text{Al}_2\text{O}_3$) e k_r ($\text{SiO}_2 / \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$) contêm argilo-minerais do tipo 2:1, expansivos ou parcialmente expansivos (esmectita ou vermiculita); e os de baixa capacidade de troca catiônica e índices k_i e k_r , contêm argilo-minerais do tipo 1:1 e óxidos, como caulinita e hematita.

Segundo Marangon e Motta (2001b), os Latossolos apresentam normalmente a relação molecular k_i inferior a 2, admitindo-se valores até 2,2. Joachine e Kandiah (1941) *apud* Lucena e Cabrera (1990) estabeleceram que os solos lateríticos apresentam relação sílica/sesquióxidos (k_r) entre 1,33 e 2,0, enquanto valores de k_r acima de 2,0 são característicos de solos não lateríticos.

Castro (1995) classifica os Latossolos através das relações moleculares k_i e k_r , como:

- Latossolos Cauliníticos: $k_i > 0,75$
- Latossolos Sesquioxídicos: $k_i < 0,75$

- Latossolos Cauliníticos não-sesquioxídicos: $k_i > 0,75$ e $k_r > 0,75$
- Latossolos Cauliníticos sesquioxídicos: $k_i > 0,75$ e $k_r \leq 0,75$
- Latossolos Gibsíticos sesquioxídicos: $k_i \leq 0,75$ e $k_r \leq 0,75$

Segundo Martins *et al.* (2000), a região de Cruz Alta caracteriza-se principalmente pela presença do Latossolo Vermelho-Escuro, definido como Latossolo Vermelho distrófico na classificação atual (EMBRAPA – CNPS, 1999). Este tipo de solo é derivado normalmente do arenito e quando oriundo do basalto da Formação Serra Geral, sofre a influência do arenito da Formação Tupanciretã (Terciário), evidenciado pela presença de grãos de quartzo ao longo dos perfis (Dias, 1989).

Entretanto, segundo Martins *et al.* (2000), em grandes extensões do Planalto das Missões há ocorrência do Latossolo Roxo (Latossolo Vermelho aluminoférrico na classificação atual), derivado do basalto da Formação Serra Geral. Conforme os autores, este solo apresenta horizonte B latossólico, teores de óxido de ferro superiores a 18%, e relação molecular sílica/alumina (k_i) mais elevada. Sua textura é muito argilosa, mas em áreas de contato com os arenitos da Formação Tupanciretã, há um aumento na fração arenosa e os teores de óxidos de ferro são inferiores. Além disso, segundo Gehling *et al.* (1981) a ocorrência de uma fração areia e silte em solos residuais de basalto pode ser resultado de minúsculas amígdalas de quartzo na rocha mãe, de concreções ferruginosas ou de uma contribuição coluvial de solos da Formação Tupanciretã.

De acordo com o sistema brasileiro de classificação de solos (EMBRAPA – CNPS, 1999) a unidade de mapeamento Cruz Alta é caracterizada pelo Latossolo Vermelho distrófico típico (LVd2). Entretanto cabe ressaltar que na região citada parece haver uma área de contato da Formação Serra Geral com a Formação Tupanciretã, comprovada pedologicamente também pela presença do Latossolo Vermelho aluminoférrico típico (LVaf) nas proximidades, conforme mostrado na Figura 2.2.

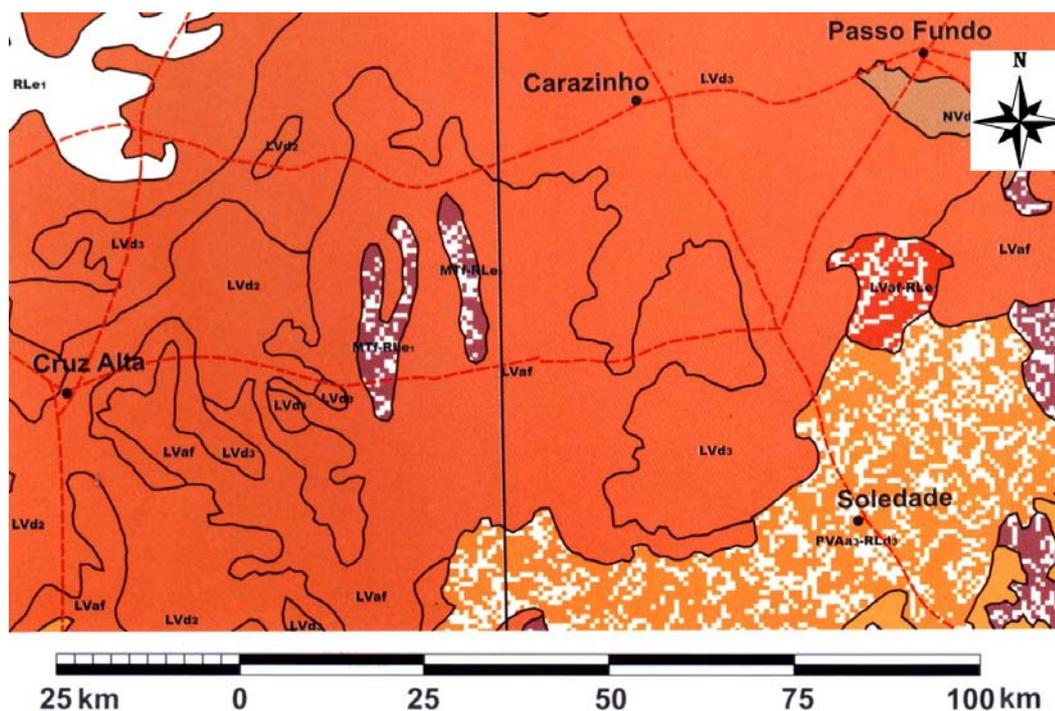


Figura 2.2 – Mapa pedológico da região de Cruz Alta/RS
(Fonte: Embrapa – CNPS, 1999)

Conforme relatório da Embrapa (2000), o Latossolo Vermelho é constituído por gibsitita, caulinita e teores altos de óxidos de ferro. Possui poucos grãos de quartzo e minerais opacos, como a ilmenita e magnetita. Tremocoldi (2003) constatou, além da gibsitita, a presença de minerais do tipo interestratificado em alguns tipos de latossolos do Estado de São Paulo. Segundo este autor, estes minerais são provavelmente do tipo vermiculita com Al-hidróxi nas entrecamadas, comuns em solos intemperizados devido à sua estabilidade estrutural. Alves (2002) também identificou a presença da vermiculita em alguns latossolos no Estado de São Paulo. De acordo com o autor, os resultados concordam com o observado por Potter e Kampf (1981), Fontes e Weed (1991) e Netto (1996) para outros latossolos brasileiros.

Godoy *et al.* (1998) observaram uma correlação importante entre as classes pedológicas e os grupos da classificação MCT. Constataram, para alguns latossolos do Estado de São Paulo, que a classe dos Latossolos Roxos apresentou coeficientes c' elevados ($> 1,68$), pertencendo praticamente sempre ao grupo LG' (solos argilosos de comportamento laterítico). Os Latossolos Vermelho-Escuros apresentaram comportamento similar, mas os valores de c' tenderam a ser menores (aproximando-se da zona de transição entre os grupos LG' – LA').

2.2 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL

2.2.1 A Cal

A cal é um aglomerante resultante da calcinação de rochas carbonatadas constituídas predominantemente por carbonato de cálcio e/ou carbonato de cálcio e magnésio. Segundo Guimarães (2002), o resultado da calcinação dos carbonatos de cálcio e de cálcio-magnésio é, respectivamente, o óxido de cálcio (CaO) e cálcio-magnésio (CaO – MgO), denominados genericamente de cal virgem ou cal viva.

A cal hidratada, obtida pela hidratação da cal viva, é encontrada na forma de pó seco. As reações de formação da cal virgem e da cal hidratada, respectivamente, são representadas pelas Equações 2.1 e 2.2.



Chama-se cal cálcica o produto obtido pela reação de hidratação mostrada acima. A partir da calcinação do calcário dolomítico, obtém-se a cal dolomítica, que é uma mistura de óxido de cálcio e óxido de magnésio (CaO + MgO). Assim, pode-se ter os seguintes tipos de cal:

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

Conforme Guimarães (2002), as cales comercializadas no mercado brasileiro apresentam propriedades com valores médios mostrados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Composição das cales brasileiras (valores médios)

(Fonte: Guimarães, 2002)

TIPO DE CAL	CaO (%)	MgO (%)	Insolúvel no HCl (%)	Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃ (%)	Perda ao Fogo (%)	CO ₂ (%)	SO ₃ (%)	CaO + MgO Base de Não-Volátil (%)	MgO Não Hidratado (%)
CAL VIRGEM CÁLCICA	90–98	0,1–0,8	0,5–3,5	0,2–1,0	0,5–5,0	0,2–3,8	0,1–0,6	96,0–98,5	–
CAL HIDRATADA CÁLCICA	70–74	0,1–1,4	0,5–2,5	0,2–0,8	23–27	1,5–3,5	0,1–0,0		0,5–1,8
CAL HIDRATADA DOLOMÍTICA OU MAGNESIANA	39–61	15–30	0,5–18,2	0,2–1,5	19–27	3,0–6,0	0,02–0,2	76–99	5 – 25
CAL VIRGEM DOLOMÍTICA OU MAGNESIANA	51–61	30–37	0,5–4,5	0,2–1,0	0,5–4,8	0,5–4,5	0,05–0,1		–

2.2.2 Reações solo-cal

Algumas das principais propriedades e características dos solos que influenciam as reações solo-cal são: pH do solo, teor de matéria orgânica, drenagem natural, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração argila, grau de intemperismo, presença de carbonatos e/ou sulfatos, ferro extraível, relação sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos (Attoh-Okine, 1995).

Castro (1995) observa que quando se adiciona cal a um solo fino em presença de água, ocorrem simultaneamente algumas reações químicas. A estabilização química com cal é caracterizada por duas etapas distintas: uma etapa inicial rápida (que dura de horas a dias), e uma outra mais lenta, que pode levar meses a anos.

Alguns fenômenos que podem originar a etapa rápida no processo da interação da cal com um solo fino são: troca catiônica, floculação-aglomeração, compressão da dupla camada elétrica, adsorção de cal e reações químicas. A fase lenta é caracterizada pelas reações

pozolânicas, que proporcionam um aumento da resistência, devido à formação de produtos cimentantes; e pela carbonatação, que é uma reação prejudicial.

Prusinski e Bhattacharja (1999) afirmam que a troca catiônica inicia o processo de estabilização muito rapidamente e é seguida pela floculação e aglomeração. Segundo os autores, a superfície do argilo-mineral é deficiente em carga e, para neutralizar essa deficiência, cátions e moléculas de água são atraídos para a superfície de clivagem carregada negativamente. Isso resultará em uma separação de duas camadas, chamada de dupla camada difusa. Grim (1953), *apud* Thomé (1994) afirmou que, assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns, associados com os solos é dada pela série: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{2+} < \text{Mg}^{2+} < \text{Al}^{3+}$, da direita para a esquerda, ou seja, cátions de menor valência são substituídos por cátions de maior valência. Como a cal é uma fonte de cálcio livre, a sua adição em quantidade suficiente cria uma concentração de Ca^{++} , que serão adsorvidos na superfície dos argilo-minerais.

A floculação e aglomeração causam mudanças na textura da argila, pois sua estrutura é alterada de plana e paralela para uma orientação aleatória de partículas (Prusinski e Bhattacharja, 1999). Conforme relato do TRB (1987), Herzog e Mitchell (1963) afirmaram que o fenômeno da floculação é causado pelo aumento da concentração eletrolítica da água intersticial, pelo alto pH e pela redução da espessura da dupla camada difusa, através de trocas catiônicas. O mecanismo de troca de cátions é mostrado na Figura 2.3.

Entretanto, Queiroz de Carvalho (1990) constatou para os solos lateríticos da Paraíba, que as reações de troca catiônica e floculação não ocorrem imediatamente após a mistura ou são reduzidas a um nível muito baixo, tornando difícil sua identificação.

As reações pozolânicas são responsáveis pelo contínuo aumento da resistência mecânica de misturas solo-cal. Esse aumento ocorre porque as fontes de sílica, alumina e ferro presentes no solo reagem com a cal e a água, formando diversos produtos cimentantes. Nos solos lateríticos estas fontes são o argilo-mineral (normalmente a caulinita), os componentes amorfos e a presença de ferro de diferentes formas (Campello *et al.*, 2000).

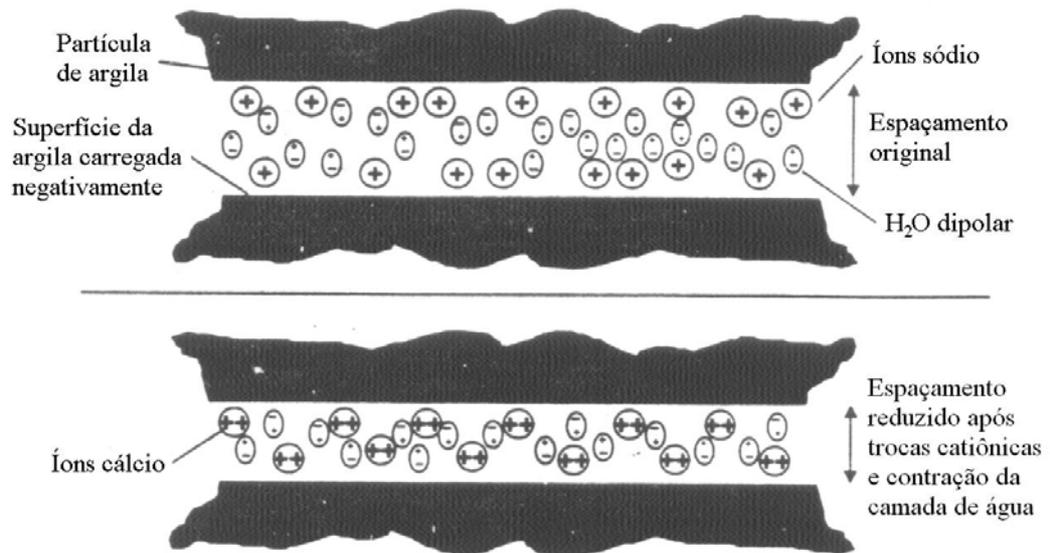


Figura 2.3 – Mecanismo de troca de cátions
(Fonte: Prusinski e Bhattacharja, 1999)

Segundo Rogers e Glendinning (2000), os íons hidroxila liberados da cal elevam o pH da mistura a um valor suficientemente alto, de modo que a sílica e a alumina sejam dissolvidas da argila. Essas reações formarão géis de silicatos ou aluminatos hidratados de cálcio. Segundo relato do TRB (1987) esta reação não cessará enquanto houver $\text{Ca}(\text{OH})_2$ reagindo e sílica disponível no solo. Conforme Ingles e Metcalf (1972), os géis de silicato resultantes da reação imediatamente cobrem e ligam as partículas de argila, bloqueando os vazios. Os géis são cristalizados lentamente e transformados em silicatos hidratados de cálcio bem definidos. Os autores salientam que esta reação só ocorre em presença de água, que tem a função de carregar os íons cálcio e hidroxila para a superfície da argila. Este mecanismo é mostrado na Figura 2.4.

No caso de solos lateríticos, a presença de óxidos e hidróxidos de ferro torna a análise do processo um pouco mais complexa. Para Queiroz de Carvalho (1988), a participação do ferro na reação solo laterítico-cal é de difícil avaliação, pois há evidências na literatura de que o ferro pode ser ou não um fator positivo nas reações. Sua forma de ocorrência nos solos lateríticos é o que determina sua influência nas reações: se o ferro ocorrer como partículas discretas, não interfere nas reações; se sua ocorrência for como partículas encobrindo as superfícies do argilo-mineral ou como agente cimentante, sua influência poderá ser negativa para a reação solo-cal. Segundo Townsend *et al.* (1971), a influência negativa se deve ao fato

de que a presença de sesquióxidos nas superfícies do argilo-mineral inibe as reações entre o cálcio e a sílica.

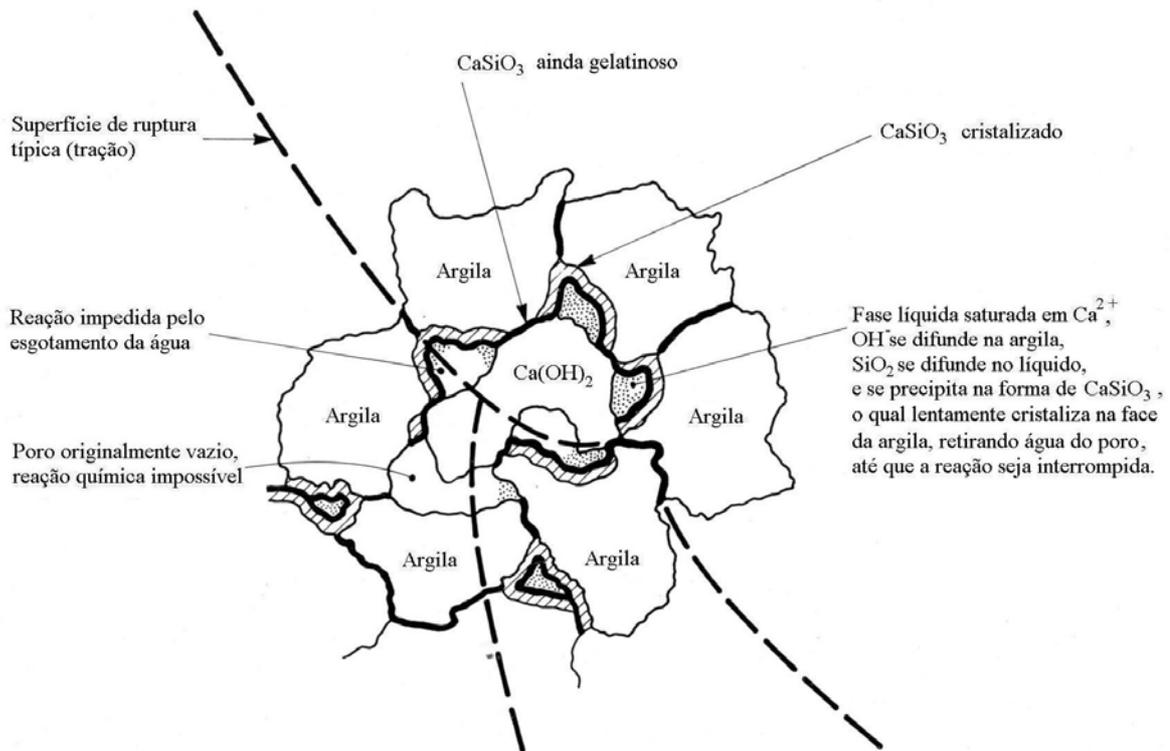


Figura 2.4 – Mecanismo de estabilização solo-cal
(Fonte: Ingles e Metcalf, 1972)

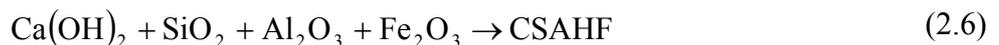
Castro (1995) afirmou que é possível que óxi-hidróxidos de ferro e matéria orgânica bloqueiem parcial ou totalmente a superfície dos cristais dos argilo-minerais, ocasionando perda de reatividade à cal. Segundo o autor, as ligações entre a superfície dos argilo-minerais e o ferro livre são eficazes, dando origem inicialmente a micro agregados que com o tempo se transformam em micro nódulos de cristais cauliníticos cimentados e resistentes à desagregação mecânica e à ação da água. De acordo com Nóbrega (1991) *apud* Castro (1995), o ferro é capaz de bloquear ou imobilizar parte da caulinita no interior dos micronódulos, fazendo com que estes solos não revelem sua textura argilosa (apesar do elevado teor de argila), e reajam com dificuldade quando tratados com cal. Entretanto, segundo o autor, esta parcela ativa pode ser pequena, de modo que o restante, ainda que associado à caulinita, não a impede de reagir.

Castro (1995) apresentou algumas conclusões do estudo de Nóbrega (1991), que estudou a micro estrutura de alguns solos brasileiros, entre eles os Latossolos Roxo e

Vermelho Escuro. Segundo o autor, o Latossolo Roxo apresenta abundância de micronódulos resistentes à compactação, que são formados por partículas de caulinita cimentadas por hidróxido de ferro. As partículas são dificilmente penetradas pela cal, sendo atacadas apenas exteriormente. O Latossolo Vermelho Escuro é formado por micro agregados sem serem micro nodulados, que são destruídos em grande extensão na compactação, formando uma estrutura contínua, com núcleos de micro agregados parcialmente preservados, mas ligados por um plasma caulinitico-ferrífero, extensamente atacado pela cal.

Alcântara *et al.* (1995) relataram o trabalho desenvolvido por Alcântara (1995), que estudou a estabilização de três tipos de solos com cal. Para o teor de 10% de cal cálcica, constatou-se que o solo com maior porcentagem de argila (teoricamente mais reativo à cal), maior teor de Fe_2O_3 e de matéria orgânica, apresentou pior desempenho. Esse comportamento evidencia a necessidade de considerar a influência das constituições química e mineralógica no comportamento mecânico de misturas solo-cal.

Resumidamente, as reações pozolânicas para solos lateríticos e cal são representadas pelas expressões 2.3 a 2.6 (Queiroz de Carvalho, 1990):



onde: C = CaO ; S = SiO₂ ; A = Al₂O₃ ; F = Fe₂O₃ ; H = H₂O

CSH: silicato hidratado de cálcio

CAH: aluminato hidratado de cálcio

CSAHF: silico-aluminato ferroso hidratado de cálcio

Queiroz de Carvalho (1979) propôs o parâmetro de atividade pozolânica, como uma outra forma de avaliar o nível de interação solo-cal ou o grau de reatividade à cal de solos lateríticos. Esse parâmetro leva em consideração a variação da capacidade de troca catiônica

do solo, medida em ambientes com pH=7 e pH=10. Testando esse parâmetro com o critério de reatividade de Thompson (1966), o autor constatou que a atividade pozolânica de um solo laterítico está intimamente ligada ao conteúdo de sílica e alumina presentes no estado amorfo.

Segundo Queiroz de Carvalho (1983), a sílica e em parte a alumina acentuam o percentual da fração argila e aumentam a atividade coloidal. O autor observou também que os solos não plásticos possuem os menores teores de SiO₂, Al₂O₃ e Fe₂O₃ amorfos, enquanto que solos com plasticidade mais alta possuem maiores teores de componentes amorfos. Esta relação foi justificada pelo fato de que os constituintes amorfos podem reter maior quantidade água, resultando em um aumento da plasticidade. Para Townsend (1985) o sucesso da estabilização com cal depende principalmente da disponibilidade de sílica para as reações pozolânicas.

A presença de matéria orgânica também influencia o processo de estabilização, retardando as reações, e produzindo pequenos ganhos de resistência. De acordo com Queiroz de Carvalho (1979), Thompson (1964) afirmou que um solo com teor de matéria orgânica maior que 1% não responderia à estabilização. Em seu estudo, Queiroz de Carvalho (1979) constatou que os menores ganhos de resistência ocorreram em solos com maior teor de matéria orgânica.

Segundo Bhattacharja *et al.* (2003), a temperatura de cura também influencia as reações pozolânicas e, conseqüentemente, a velocidade do ganho de resistência. Uma maior temperatura de cura acelera as reações e a taxa de ganho de resistência, mas não garante um aumento na resistência máxima, podendo até reduzir seu valor. Esta possível queda na resistência pode ser devido à alteração dos produtos de reação e sua forma. Conforme os autores, a solubilidade do Ca(OH)₂ diminui com o aumento da temperatura, reduzindo o suprimento de cálcio.

Outra reação importante para o mecanismo de estabilização solo-cal é a carbonatação que, segundo Guimarães (1971) é a combinação do óxido ou hidróxido de cálcio ou magnésio com o anidrido carbônico presente nas minúsculas bolhas de ar, absorvidas ou retiradas no momento da mistura ou pela penetração do ar nos poros após a execução. A reação tende a refazer o carbonato de cálcio, na forma de um novo corpo sólido que se entrelaça com os demais constituintes do solo.

Para Guimarães (2002), sempre ocorre a formação de calcita (CaCO_3) em solos tratados com cal, mas sua quantidade é afetada pela cal disponível durante o processo de cura. Segundo o autor, sua presença provavelmente auxilia na ligação das partículas de argila. Entretanto, para Queiroz de Carvalho (1979), o carbonato de cálcio e/ou magnésio formado é um composto cimentante fraco, que é prejudicial em termos de ganhos de resistência. Segundo relato do TRB (1987), este é um composto relativamente insolúvel, que deve ser evitado através de procedimentos construtivos adequados.

Le Roux (1969), citado por Chauvel e Nóbrega (1980), observou que a compactação imediatamente após a execução da mistura solo-cal é indispensável para evitar a carbonatação. A carbonatação da cal resulta numa perda de reatividade, pois a cal na forma de carbonato torna-se inerte, limitando o processo de estabilização. Portanto, neste caso a compactação tem o objetivo de reduzir a porosidade do material, principalmente os macroporos (caminho preferencial do ar), diminuindo a circulação interna de ar.

As reações solo-cal também podem ser prejudicadas pela presença de sulfatos no solo. Segundo Sivapulliah *et al.* (2000), na presença de sulfatos as reações são modificadas, formando etringita e taumasita, e inibindo a formação dos silicatos e aluminatos hidratados. Para Guimarães (2002), solos com enxofre na forma de gipsita podem produzir $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{OH})_{12}(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$ (etringita) quando a cal estiver presente, o que afetará de forma negativa o desenvolvimento da resistência.

Bhattacharja *et al.* (2003) afirmaram que a taumasita se forma através da combinação do ataque de sulfatos e da carbonatação. A etringita se transforma em taumasita se houver fontes adequadas de carbonato (CO_3^{2-}) e sulfato (SO_4^{2-}), e a presença de alumina reativa. Segundo os autores, a carbonatação tem um papel importante na desagregação de algumas fases formadas no solo estabilizado. O dióxido de carbono se dissolve na água intersticial do solo estabilizado, produzindo íons carbonato (CO_3^{2-}). A desagregação depende da disponibilidade de carbonato e pode começar com as seguintes fases: formação do CaCO_3 ; conversão de monossulfato e etringita em CaCO_3 ; conversão de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ em CaCO_3 ; formação de alumina hidratada e gipsita; e descalcificação do C-S-H, pela redução da relação Ca/Si.

O grau de deterioração relacionado a sulfatos depende de diversos fatores, e não apenas do teor de sulfato solúvel. Depende também da disponibilidade de outros íons, pH,

grau de carbonatação, teor de umidade e temperatura. Os resultados obtidos até o momento e a falta de uma metodologia adequada, ainda não permitem quantificar o nível de prejuízo ao desempenho de solos estabilizados (Bhattacharja *et al.*, 2003).

Entretanto, segundo relato da National Lime Association dos Estados Unidos (NLA, 2000), o efeito deletério dos sulfatos poderia ser reduzido. Uma solução seria forçar o início destas reações antes da compactação, adotando um tempo de espera de pelo menos 24 horas até 7 dias, dependendo do teor de sulfato no solo. Segundo o autor, se os minerais expansivos como a etringita se formarem antes da compactação da camada, este pavimento não sofrerá dano. No relato da NLA (2000) foram também estabelecidos os teores de sulfato que definem seu risco à estabilização de solos com cal:

- I) < 0,3% – pouco risco
- II) Entre 0,3% e 0,5% – risco moderado
- III) Entre 0,5% e 0,8% – risco moderado a alto
- IV) > 0,8% – risco alto
- V) > 1,0% – inaceitável

Conforme o relato da NLA (2000), em solos com menos de 0,3% de sulfatos o potencial de formação dos compostos expansivos é baixo. Entretanto, solos com mais de 1% de sulfato não deveriam ser estabilizados com cal.

Além dos já citados, outros estudos sobre as reações que ocorrem em solos sulfatados quando estabilizados com cal, têm sido relatados recentemente, entre eles os relatados por Kota *et al.* (1996), Rollings e Rollings (2003) e Harris *et al.* (2004).

2.2.3 Alterações nas propriedades de solos estabilizados com cal

Quando se adiciona cal a um solo argiloso suas propriedades físicas são alteradas, apresentando, em geral, melhora na plasticidade, trabalhabilidade, e nas características de resistência, tensão-deformação e fadiga. Essas alterações dependem de diversos fatores, entre eles: tipo de solo, tipo e teor de cal, energia de compactação, período e condições de cura.

Segundo Prusinski e Bhattacharja (1999), a dosagem do estabilizante determina até que teor de cal o solo terá suas propriedades modificadas. O teor de estabilizante necessário depende do objetivo específico do processo de estabilização: modificação ou estabilização.

O termo modificação é utilizado quando se deseja apenas alterar algumas propriedades do solo. Neste caso, o teor de cal adicionado é pequeno, suficiente apenas para a ocorrência da fase rápida das reações, sem a formação de produtos cimentantes. Por outro lado, o processo de estabilização tem o objetivo de atingir as reações pozolânicas, através de maiores teores de cal, desenvolvendo produtos cimentantes e proporcionando um ganho de resistência com o tempo de cura ao material estabilizado.

Além da granulometria e dos limites de consistência, outras propriedades geotécnicas são alteradas em solos tratados com cal.

2.2.3.1 Características de compactação

Diversos autores observaram que misturas solo-cal apresentam menor peso específico aparente máximo que o solo natural, para uma mesma energia de compactação. À medida que o teor de cal aumenta o γ_d continua diminuindo. Além disso, a umidade ótima aumenta com o aumento do teor de cal (TRB, 1987).

As partículas do solo, quando adicionada cal, se tornam mais floculadas, devido à substituição dos íons sódio monovalentes da argila por íons cálcio divalentes. Devido à floculação, a quantidade de vazios e o tamanho dos vazios no solo aumenta. Esta estrutura floculada é forte o suficiente para resistir aos esforços de compactação com um índice de vazios mais alto, reduzindo assim o γ_d do solo. Quanto mais vazios houver, mais água será necessária para preenchê-los, o que resultará em uma umidade ótima maior, e uma curva de compactação mais achatada (Sivapullaiah *et al.*, 1998).

Entretanto, Castro (1995) salienta o pequeno aumento no peso específico aparente seco máximo da mistura mesmo quando se aumenta a energia de compactação do Proctor Normal para 1 a 1,5 vezes a do Proctor Modificado. Segundo o autor, isso indica que não se deve dar atenção apenas ao valor do peso específico aparente seco da mistura, mas sim no seu processo de densificação, dispensando-se cuidado especial à escolha do tipo e energia de

compactação, que devem ser os mais adequados possíveis ao objetivo pretendido, para que se inicie a ativação mecânico-química da geopolimerização (estabilização).

Osinubi (1998) estudou a influência do retardamento da compactação no peso específico aparente seco máximo de misturas solo-cal, constatando uma tendência de diminuição no γ_d à medida que o tempo de espera entre a mistura e a compactação aumenta. O autor observou também uma redução na umidade ótima da mistura com a espera na compactação, o que pode ser atribuído às trocas catiônicas e a floculação das partículas de argila, que ocorrem simultaneamente, deste modo diminuindo a água disponível no sistema. Segundo o autor, em materiais compactados imediatamente após a mistura, a mudança nas características de compactação é principalmente devida à alteração na granulometria do solo; quando ocorre uma demora na compactação, os produtos de hidratação se unem às partículas tornando necessária a ruptura dessas agregações para que o solo seja compactado satisfatoriamente, o que pode não recuperar sua total resistência.

Holt e Freer-Hewish (1998) também estudaram o efeito do tempo entre mistura e compactação em solos estabilizados com cal, para tempos de 0,5 a 3 dias. Segundo os autores, as amostras (levemente pré-compactadas, curadas com superfície exposta e remisturadas após este período) apresentaram geralmente peso específico aparente seco máximo menor e umidade ótima maior com o aumento do tempo entre mistura e compactação.

De acordo com Guimarães (1971), o tipo de cal utilizada também influencia no teor de umidade ótimo. Para um solo com 38% de argila e 32% de silte, estabilizado com cales cálcica e dolomítica, o autor observou uma umidade ótima em média 1,3% maior para as misturas com cal cálcica que para as misturas com cal dolomítica.

Bell (1996) sugeriu que no tratamento de solos caulínicos são obtidos valores maiores de γ_d , do que em solos onde há a presença de argilo-minerais expansivos.

2.2.3.2 Resistência

A resistência de misturas solo-cal normalmente é avaliada através dos ensaios de compressão simples, compressão triaxial e Índice de Suporte Califórnia (ISC), e depende de

diversas variáveis como: tipos de solo e cal, teor de cal, tempo e temperatura de cura (TRB, 1987).

a) Efeito do teor de cal

Queiroz de Carvalho (1979) avaliou as alterações nas propriedades de solos lateríticos do Estado da Paraíba estabilizados com cal. O autor encontrou valores de resistência à compressão simples variando de 80 a 1920 kN/m² para o solo natural (sem imersão prévia). Para os solos estabilizados com teores entre 3 e 6% de cal cálcica, a resistência após 28 dias de cura variou entre 210 e 5390 kN/m². Além disso, na grande maioria dos casos 4,5 a 6,0% de cal foi suficiente para se atingir um máximo aumento na resistência.

Osinubi (1998) observou, ao estudar o comportamento de um solo laterítico, que a adição de 8% de cal aumentou a resistência à compressão simples de 310 kN/m² (solo natural), para 875 e 1075 kN/m² (amostras compactadas na energia Proctor normal, logo após mistura com cal), com 7 e 14 dias de cura, respectivamente. O autor constatou ainda que a resistência à compressão simples diminui com o aumento do tempo entre mistura e compactação, e que geralmente esse efeito é tanto mais pronunciado quanto maior o teor de cal. Para um teor de 8% de cal e um retardamento de 3 h na compactação, houve uma redução de 29% na resistência à compressão simples e 62% no ISC.

Lucena e Brugnara (1970) estudaram o comportamento de um solo argilo-arenoso estabilizado com cal e observaram que as misturas solo-cal apresentaram ISC máximo com 4% de cal. Para teores de cal maiores que 4% a resistência caiu de forma contínua.

b) Efeito do retardamento na compactação

Ao estabilizar um solo areno-siltoso (com caulinita e ilita), Núñez (1991) observou que o retardamento na compactação reduziu em até 50% a resistência à compressão simples de misturas solo-cal, sendo que com apenas uma hora de retardamento a resistência foi reduzida em 42%. Para o teor de 7% constatou que praticamente toda a redução na R_{CS} ocorreu na primeira hora, mantendo-se praticamente constante para maiores tempos de retardamento (2, 3 e 4 horas). Já, para misturas de solo + 5% de cal, a resistência continuou diminuindo com retardamento na compactação superior a 2 h.

Sivapullaiah *et al.* (1998) também constataram uma diminuição na resistência de misturas solo-cal não compactadas imediatamente após a mistura. Para um solo com montmorilonita como argilo-mineral predominante, estabilizado com 2% de cal, na umidade ótima, os autores observaram uma diminuição de 241 kPa para 117 kPa na resistência à compressão simples ao deixar-se o material solto durante 24 horas antes da compactação. Quando o retardamento na compactação foi de 7 dias, a resistência à compressão simples caiu para 83 kPa. Segundo os autores, esta diminuição na resistência é principalmente devido ao fato de que os compostos cimentantes que se formam neste período não contribuirão para o ganho de resistência.

É interessante observar que Holt *et al.* (2000) constataram que um solo contendo caulinita, illita, vermiculita e quartzo, ao ser estabilizado com cal, apresentou sua resistência à compressão simples máxima com um tempo de 12 a 24 horas entre mistura e compactação. Entretanto, períodos de cura solta maiores que 1 dia foram prejudiciais ao processo de estabilização, reduzindo sensivelmente sua resistência.

c) Efeito de carregamentos repetidos

A influência do carregamento repetido na resistência à compressão simples de misturas solo-cal foi determinada por Akoto (1986). O autor observou que a resistência à compressão simples de amostras submetidas a carregamento repetido prévio é maior que em amostras não solicitadas anteriormente. Este comportamento foi atribuído ao processo de densificação que ocorre durante o carregamento repetido.

Os resultados encontrados pelo autor mostraram que a R_{CS} das amostras aos 7 dias foi 83% da resistência aos 28 dias. Entretanto, depois de submetidas a carregamento repetido, as amostras apresentaram uma R_{CS} aos 7 dias em torno de 104% da R_{CS} aos 28 dias. Segundo o autor, este comportamento se deve ao fato de que em menores tempos de cura (7 dias) a amostra apresenta comportamento menos frágil e é relativamente mais fraca que a amostra aos 28 dias, sendo mais fácil a quebra das ligações entre partículas, resultando em uma maior densificação.

d) Efeito do tipo de argilo-mineral no solo e do tipo de cal

Argilas expansivas apresentam uma resposta mais rápida à adição de cal. Bell (1996), constatou um rápido aumento inicial na R_{CS} de um solo contendo montmorilonita, com pequenos teores de cal (2 a 3%). Além disso, para este solo, 4% de cal foi suficiente para atingir a resistência máxima, enquanto que para um solo rico em caulinita, a resistência máxima foi atingida com teores entre 4 e 6%. Entretanto, o nível de resistência alcançado pela mistura solo caulínico + cal foi sensivelmente superior ao da outra. O autor constatou também que a resistência não aumenta linearmente com o teor de cal, e a cal em excesso diminui a resistência.

Ormsby e Kinter (1973) constataram para um solo contendo como principal argilo-mineral a caulinita, que a mistura com cal cálcica apresentou maior resistência à compressão simples que a mistura com cal dolomítica. Quando o principal argilo-mineral presente era a montmorilonita, a cal dolomítica apresentou desempenho um pouco superior. Segundo Bhattacharja *et al.* (2003), independentemente da fonte de cálcio utilizada, é necessário que uma quantidade equivalente de cálcio seja disponibilizada para as reações pozolânicas. Na cal dolomítica a presença de magnésio reduz a disponibilidade de cálcio por peso unitário, o que poderia ser compensado pela dosagem de um maior teor de cal.

e) Efeito do tempo de cura

Santos e Pomatti (2000) estudaram a estabilização de um solo contendo 25% de argila. Para um teor de cal de 7% os autores observaram um contínuo aumento na resistência à compressão simples com o tempo de cura, sendo que a maior variação ocorreu até os 60 dias. A resistência à tração na compressão diametral também aumentou de forma contínua com o tempo de cura, com uma queda aos 90 dias de cura.

Thomé (1994) estudou misturas de uma argila mole (pedologicamente conhecida como Gley Húmico) com 5, 7 e 9% de cal dolomítica. Observou que a resistência não apresentou variação significativa para tempos de cura superiores a 7 dias. Segundo o autor, as reações pozolânicas foram impedidas ou sua quantidade insuficiente para cimentar as partículas. As reações pozolânicas poderiam ser impedidas pelos seguintes fatores,

simultâneos ou independentes: falta de água, temperatura de cura muito baixa, teor de cal insuficiente ou presença de matéria orgânica.

Gutierrez *et al.* (1998) estudaram a estabilização de um Latossolo Roxo (com 80% de fração argila) com cal dolomítica. Constataram que a resistência à compressão simples não evoluiu significativamente com o tempo de cura, apresentando pequena queda para teores menores de cal. Segundo os autores, este comportamento pode ser explicado pela natureza química da cal utilizada, que provavelmente não reagiu satisfatoriamente com o solo utilizado.

Akoto e Singh (1981) estudaram a estabilização de um solo laterítico com alto teor de óxido de alumínio. Concluíram que altas temperaturas de cura podem ser prejudiciais para solos com altos teores de Al_2O_3 , e que com baixos teores de cal poderia ocorrer uma redução da resistência com o tempo. Segundo os autores, na cura sob temperatura elevada se forma um aluminato de cálcio diferente (C_3AH_6) do formado a temperatura ambiente (C_4AH_n). Este composto é o mesmo formado em cimentos com altos teores de alumina, a altas temperaturas ou com tempos de cura prolongados; e poderia ser o responsável pela queda de resistência em misturas solo-cal utilizando solos com altos teores de óxido de alumínio.

f) Formas de avaliar a resistência

Segundo relato do TRB (1987), o ensaio Índice de Suporte Califórnia (ISC) é muito usado no meio rodoviário e, devido à cultura de utilização do ensaio, é adotado também na caracterização da resistência de misturas solo-cal. Entretanto, segundo os autores, este ensaio não é apropriado para avaliar a resistência curada destas misturas. Para um solo laterítico estabilizado com cal, Osinubi (1998) encontrou valores de ISC de 8 a 13% para o solo natural e 75 a 90% para amostras com 8% de cal. Segundo o autor, são necessários valores de ISC de 40, 80 e 100%, na energia normal, para sub-base, base de rodovias de baixo volume de tráfego e base de rodovias de grande tráfego, respectivamente.

Conforme citado por Núñez (1991), Thompson (1965) afirmou que a resistência à tração na compressão diametral é menor que a resistência à tração na flexão. Constatou também que o quociente R_{TCD}/R_{CS} das misturas solo-cal estudadas varia de 0,10 a 0,15, independente do tipo e/ou teor de cal. Além disso, Ceratti (1979) ao estudar os efeitos da

adição de cal e cinza volante a um solo residual compactado também constatou uma relação R_{TCD}/R_{CS} entre 0,10 e 0,13. Em outro estudo Tulloch (1970) *apud* TRB (1987) encontrou uma relação dada pela Equação 2.7.

$$R_{TCD} = 50,6 \times R_{CS} + 6,89 \quad (2.7)$$

Onde: R_{TCD} – resistência à tração na compressão diametral, em lb/pol²

R_{CS} – resistência à compressão simples, em klb/pol²

1 lb = 0,454 kgf, 1klb = 1000 lb e 1 lb/pol² = 6,898 kPa

Segundo TRB (1987), estudos de Thompson (1969) demonstraram que o quociente entre a resistência à tração na flexão (R_{TF}) e a resistência à tração na compressão diametral (R_{TCD}) é em torno de 2. Assim pode-se estimar que a resistência à tração na flexão é 25% da resistência à compressão simples.

2.2.3.3 Comportamento resiliente

Akoto (1986) analisou o efeito do número de repetições de carga no comportamento resiliente de misturas solo-cal. Observou que a deformação resiliente aumenta até um certo limite, e depois diminui. Segundo o autor, este aumento na deformação se deve à destruição das ligações químicas, que resulta em redução na rigidez do material. À medida que o número de ciclos de carga aumenta, a amostra vai sendo compactada, ocorrendo a densificação. A deformação resiliente atinge um valor máximo e, a partir daí, o efeito negativo é substituído pelo efeito positivo (densificação). As amostras se tornam mais rígidas com aumento do número de ciclos de aplicação de carga, resultando na redução da deformação resiliente, e um conseqüente aumento do módulo de resiliência.

Para Little (1999), a estabilização com cal normalmente causa um aumento de mais de 1000% no módulo de resiliência e uma redução significativa na deformação de ruptura, se comparado com o solo não estabilizado. Segundo o autor, à medida que ocorrem as reações pozolânicas, o solo ganha resistência e um processo de enrijecimento ocorre

concomitantemente. Assim misturas solo-cal são normalmente 10 a 25 vezes mais rígidas que solos não estabilizados.

Núñez (1991) constatou, ao adicionar cal a um solo areno-siltoso, que ocorreu significativo aumento do módulo de resiliência com o tempo de cura. Para um teor de 9% de cal, o módulo resiliente na compressão diametral chegou a 14000 MPa aos 90 dias de cura. O módulo aos 14 dias de cura foi apenas 10% desse valor, mostrando que as reações pozolânicas recém iniciaram.

Para um solo laterítico estabilizado com 3 e 5% de cal, Svenson (1981) observou que as deformações específicas axiais totais e permanentes diminuíram com o tempo de cura. Apesar disso, o módulo resiliente não apresentou aumento significativo com o tempo de cura e com teor de cal, chegando a diminuir 11% dos 28 para os 90 dias, em misturas com 5% de cal e umidade em torno de 2% acima do teor ótimo. Entretanto, através de ensaio de difratograma de raios-x realizado na cal, foi constatada a presença do carbonato de cálcio, indício da ocorrência de carbonatação na cal utilizada.

2.2.3.4 Durabilidade

A durabilidade de um material é a capacidade de manter sua integridade estrutural sob as condições a que é exposto. Segundo Marcon (1977), os principais fatores que afetam a integridade estrutural de materiais estabilizados são as condições ambientais (variações de temperatura e umidade) e as solicitações de tráfego impostas, que debilitam o pavimento por fadiga.

Em laboratório, a durabilidade de misturas cimentadas é determinada através da perda de peso e/ou resistência decorrente da aplicação de ciclos de molhagem e secagem, ou congelamento e degelo (países de clima frio), com objetivo de simular da melhor forma possível as condições de campo.

Segundo Bhattacharja *et al.* (2003), a exposição a condições saturadas geralmente diminui a resistência à compressão simples de misturas solo-cal e a degradação sofrida por ciclos repetidos de molhagem e secagem é cumulativa. Além disso, os ciclos repetidos

reduzem gradualmente a resistência à compressão simples (a taxa de redução pode variar) até a total desintegração.

O mecanismo de degradação em ciclos de molhagem e secagem foi explicado por Bhattacharja *et al.* (2003). Segundo os autores, quando uma amostra de solo estabilizado é imersa em água, a água penetra na amostra ou sai através da estrutura de poros interconectada. A tensão superficial da água é alta o suficiente para gerar uma pressão capilar que causará trincamento na matriz, principalmente em solos estabilizados que apresentam baixa resistência à tração. À medida que a água se move para dentro e para fora da amostra durante os ciclos de molhagem e secagem, a força de tração gerada pode causar um dano irreversível à integridade do material e, devido a seu efeito cumulativo, eventualmente a amostra entra em colapso.

De acordo com os mesmos autores, estudos de Petry e Wohlgemuth (1988) indicaram que a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem de solos estabilizados com cal é maior em solos mais finos. Além disso, o efeito de desintegração gradual de amostras submetidas a ciclos de molhagem e secagem é primariamente atribuído a mudanças em parâmetros como ângulo de atrito interno (função da forma, rugosidade, área superficial e compactação) e coesão, à tensão de tração exercida por pressão capilar, tamanho dos poros e porosidade, e teor de umidade da amostra.

Little (1999) afirmou que o efeito dos ciclos de molhagem e secagem depende do nível de resistência (ou de desenvolvimento das reações pozolânicas) atingido antes do início dos ciclos. O autor demonstrou que se as reações pozolânicas atingem um determinado nível, anteriormente, o efeito dos ciclos é reduzido (menos de 10% de queda na R_{CS}). No entanto, quando os ciclos se iniciam antes que as reações pozolânicas se desenvolvam, seu efeito prejudicial pode ser mais significativo (queda de mais de 40% na R_{CS}).

2.2.4 Métodos de dosagem de misturas solo-cal

Existem diversos métodos de dosagem de misturas solo-cal, baseados em propriedades como plasticidade e resistência, que têm como principal objetivo estabelecer os teores necessários para modificação ou estabilização do solo. Entre os métodos de dosagem de misturas solo-cal mais utilizados no Brasil destacam-se:

- Método do pH (Eades e Grim, 1966) – consiste na determinação do teor mínimo de cal que produza um aumento no valor de pH para 12,4. O método do pH apresenta algumas limitações para utilização em solos tropicais e subtropicais. Segundo relato do TRB (1987), estudos de Harty (1970) demonstraram que a porcentagem de cal obtida pelo método do pH, não produz a máxima resistência à compressão nos solos tropicais e subtropicais. Conforme o autor, o método não assegura se a reação do solo com a cal produzirá um substancial aumento de resistência, devendo ser utilizado apenas como referência;
- Método do ICL (Initial Consumption of Lime) – proposto por Rogers *et al.* (1997), é uma variação do método do pH, onde o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor constante (máximo);
- Método do Lime Fixation Point (Hilt e Davidson, 1960) – baseado no limite de plasticidade, que determina o teor de cal máximo que proporciona melhoria na trabalhabilidade, sem ganhos significativos de resistência;
- Método de Thompson (1966) – que define como reativo um solo que apresente um aumento de resistência à compressão simples de pelo menos 345 kPa quando estabilizado com cal.

2.3 UTILIZAÇÃO DE MISTURAS SOLO-CAL EM CAMADAS DE PAVIMENTOS

Segundo Guimarães (1971), o uso da cal em rodovias iniciou-se em 1920, nos Estados Unidos, nos Estados do Missouri e Iowa, mas sem muito sucesso. Somente na década de 40, através de um amplo programa experimental, comprovou-se a eficácia da estabilização de solos com cal. Conforme o autor, de 1955 a 1970 houve um crescimento de 100 vezes na área

de pavimentos construídos com solo-cal, chegando a 85 milhões de metros quadrados, somente no território norte-americano.

Lima (1984) afirma que grande parcela do avanço na utilização de misturas solo-cal se deve, entre outros, ao “Texas Highway Department” que, a partir de 1945 realizou diversos estudos de laboratório e executou diversas pistas experimentais em solo-cal. Segundo o autor, apesar de seu relativo sucesso em trabalhos pioneiros, a utilização desta técnica foi mínima até a segunda grande guerra, que foi o marco do desenvolvimento da estabilização solo-cal.

Sobre a experiência de pistas experimentais de solo-cal no Brasil, Guimarães (1971) relatou algumas experiências de sucesso, entre elas:

I – Aeroporto Congonhas (São Paulo) – na área de hangares da Varig (10000 m²) foi construída uma base de solo-cal-agregado, com 6% de cal hidratada, e um solo classificado como A-7-5, IP igual a 12. O material apresentou resistência à compressão simples de 1,5 MPa aos 28 dias;

II – Rodovia Curitiba/Porto Alegre – próximo ao km 10, no Estado do Paraná, com 1000 metros de extensão. Foi utilizado um solo siltoso, com 3% e 7% de cal;

III – Rodovia Brasília/Fortaleza – nas proximidades de Sobradinho/DF foram executados dois trechos de 150 m cada, base com 1% e 3% de cal, e sub-base em solo laterítico (LL = 41% e IP = 11%);

IV – Avenida Sernambetiba (Rio de Janeiro, Guanabara) – trecho de 18 km com base de solo-cal. Utilizou-se um solo com 25% a 33% retido na #200 e os teores de 3% e 4% de cal;

V – Rodovia Cruz-Alta/Carazinho (BR-377/RS) – 2 trechos experimentais em solo argilo-arenoso e 4% de cal cálcica.

Os estudos preliminares e a construção desse último trecho (BR-377/RS), foram relatados por Lucena e Brugnara (1970). Os dois trechos experimentais apresentam base e sub-base estabilizadas com 4% de cal cálcica hidratada e solos A-6 e A-2-6. Cada camada (base e sub-base) tem 15 cm, e o revestimento é do tipo tratamento superficial simples com 2,5 cm. Como já comentado no Capítulo 1, a boa capacidade estrutural desse pavimento, após quase 35 anos de serviço, aliada à existência de documentação sobre os materiais empregados,

e os procedimentos de dosagem e construção, serviu como motivação para a pesquisa relatada nesta dissertação.

Segundo Nogami *et al.* (1980) a partir de 1970 o DER/SP construiu quatro pistas experimentais, com base ou sub-base de solo-cal. A pista mais antiga foi executada em 1971-1972, na SP-225 (trecho Dois Córregos/Guarapuã), com um solo argiloso, com mais de 60% passante na peneira nº 200, LL = 53%, IP = 25%, e classificado como A-7. Ao longo do trecho foram executadas seções com base e sub-base estabilizadas com cal e seções com base estabilizada e sub-base de solo arenoso (A-2-4), todas com 15 cm. Utilizou-se um teor de 3% de cal para sub-base (teor mínimo que fornecesse ISC > 70% e expansão < 0,5%) e 5% para a base. Como revestimento foi adotado um tratamento de penetração invertida tripla, com 3 cm de espessura.

Correa e Felex (1990) constataram que o pavimento com camada de solo-cal executado na SP-225 não apresentava trincas após 15 anos, indicando um comportamento de material flexível, muito mais próximo de solo-brita que de solo-cimento. Além disso, os ensaios em materiais retirados da pista demonstram uma clara modificação da base e capacidade de suporte elevada.

Pinto *et al.* (1977) e Pinto *et al.* (1983) descreveram um trecho experimental em solo-cal-cinza volante construído em 1976 na BR-101/SC, próximo à cidade de Imbituba/SC. O trecho tem cerca de 1 km e 12 seções diferentes, com diferentes teores de aditivos e espessuras de camadas. Foi construído com o objetivo de estudar o desempenho de misturas pozolânicas em estruturas de pavimentos (projeto CICASOL), sendo base para o método de dimensionamento de pavimentos semi-rígidos proposto posteriormente pelos autores.

Medina (1989) descreveu dois trechos experimentais documentados por Vieira *et al.* (1986) e Pinto *et al.* (1977), respectivamente. O primeiro trecho tem 150 m, construído na RJ-116 próximo a Cachoeiras do Macacú, com base composta de 4% de cal magnesiana hidratada e solo laterítico argiloso amarelo (LL = 54% e IP = 19%). O segundo trecho localiza-se na BR-116/MG, no trecho entre Muriaé e Fervedouro, e foi executado com base de solo laterítico argiloso amarelo (LL = 73% e IP = 32%) estabilizada com 9% de cal cálcica hidratada.

Mais três trechos experimentais em solo-cal executados no Estado de Minas Gerais são mencionados por Azevêdo e Ramalho (2000). Os trechos localizam-se na BR 262 (trecho Santo Antônio do Monte), rodovia que liga a Serra dos Aimorés à divisa MG/BA e rodovia ligando Guapé e Ilícinea. Todos os trechos foram executados com 4% de cal cálcica hidratada e solo A-7-6 ou A-7-5. Diante da baixa capacidade de suporte do solo local, que não se enquadra nas especificações para utilização em camadas de base, os autores compararam os custos da estabilização com cal com as consideradas “tradicionalis” (solo-brita ou brita graduada) e constataram a viabilidade técnica e econômica daquele tipo de solução.

Ribeiro de Rezende e Camapum de Carvalho (2003) relataram a construção de dois trechos experimentais estabilizados com cal em 1998 e 2000, respectivamente. O primeiro, construído na rodovia DF-205 (com baixo volume de tráfego), tem 80 m de comprimento, e é constituído por base com 20cm de um solo argiloso (classificado como LG' segundo a classificação MCT, e como A-7-5 segundo a AASHTO) e 2% de cal cálcica, sobre o subleito argiloso. O segundo, foi construído no entroncamento da DF-440 e DF-001 (médio volume de tráfego), com extensão de 60 m, sendo composto por base e sub-base de 15 cm, estabilizadas com 6% e 3% de cal cálcica, respectivamente.

2.4 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS SEMI-RÍGIDOS

Os métodos de dimensionamento de pavimentos com camadas cimentadas podem ser divididos em dois tipos: métodos mecanísticos, que consideram o pavimento como um sistema linear elástico; e os métodos semi-empíricos e estatísticos, que se baseiam em informações obtidas através do comportamento de pavimentos experimentais.

Fogaça (1996) citou algumas metodologias propostas para dimensionamento de pavimentos contendo camadas de solo-cal, utilizando softwares como ILLI-PAVE, FEPAVE2 e ELSYM5. Entre eles, a autora cita estudos como o de Thompson e Figueroa (1980), Otte *et al.* (1982) e Pinto *et al.* (1983).

Na pesquisa relatada nesta dissertação foi utilizado o método de dimensionamento mecanístico da República Sul-Africana (Paterson e Maree, 1994). Este método e o proposto por Pinto *et al.* (1983) são detalhados a seguir.

2.4.1 Método de projeto proposto por Pinto *et al.* (1983)

A metodologia de projeto de pavimento semi-rígido proposta por Pinto *et al.* (1983) é baseada na avaliação de desempenho de 108 trechos experimentais, aplicando a teoria da elasticidade e o método dos elementos finitos (programa FEPAVE). O método fundamenta-se na consideração das tensões de tração na fibra inferior da base cimentada (σ_t), e das tensões verticais (σ_v) atuantes no subleito.

A formulação depende das características do subleito, que é separado nos seguintes grupos, em função da porcentagem de silte na fração fina (passante na peneira nº 200).

Tipo I – solos argilo-siltosos, coloração vermelho-alaranjado ou amarelado, com porcentagem de silte menor ou igual a 35%;

Tipo II – solos argilo-siltosos, coloração vermelho-alaranjado ou amarelado, com porcentagem de silte entre 35% e 65%;

Tipo III – solos siltosos ou silto-arenosos, com porcentagem de silte maior que 65%. Neste grupo enquadram-se também os solos granulares (arenosos ou pedregulhosos).

As tensões de tração na fibra inferior da camada cimentada (σ_t) e de compressão no topo do subleito (σ_v) podem ser estimados a partir dos modelos 2.8 a 2.13. Observa-se que nesses modelos as tensões e os módulos de elasticidade são dados em kgf/cm^2 , sendo $1 \text{ kgf/cm}^2 \cong 0,1 \text{ MPa}$.

Para subleito tipo I:

$$\sigma_t = -0,017 + 0,0640 \times H_B \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} + 0,0151 \times H_R - 3,597 \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} \quad (2.8)$$

$$\sigma_v = 1,90 - 0,02 \times H_R - 0,027 \times H_B - 1,373 \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} \quad (2.9)$$

Para subleito tipo II:

$$\sigma_t = -0,545 + 0,1296 \times H_B \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} + 0,0345 \times H_R - 5,659 \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} \quad (2.10)$$

$$\sigma_v = 0,996 - 0,00577 \times H_R - 0,0127 \times H_B - 1,125 \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} \quad (2.11)$$

Para subleito tipo III:

$$\sigma_t = -2,74 + 0,0529 \times H_R + 0,0588 \times H_B - 1,649 \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} \quad (2.12)$$

$$\sigma_v = 0,364 - 0,0028 \times H_R - 0,0052 \times H_B - 0,422 \times \sqrt{E_B \times 10^{-6}} \quad (2.13)$$

Sendo que:

$E_B \geq 2000$ MPa, (σ_t com sinal negativo)

$H_R \geq 2,5$ cm

$H_B \geq 15$ cm

Onde:

σ_t – tensão de tração na fibra inferior da base cimentada (kgf/cm^2);

σ_v – tensão vertical no subleito (kgf/cm^2);

R_{TCD} – resistência à tração estática do material da base, por compressão diametral (kgf/cm^2);

H_R – espessura do revestimento (cm);

H_B – espessura da base (cm);

E_B – módulo de elasticidade da base (kgf/cm^2).

Para o dimensionamento, os autores sugerem os seguintes valores de tensões admissíveis:

$$\sigma_{\text{tmáx}} \leq 0,70 \times R_{\text{TCD}} \quad (\text{a})$$

$$\sigma_{\text{vmáx}} \leq 0,05 \text{ MPa} \quad (\text{b})$$

Segundo os autores, a condição (a) foi estabelecida a partir de ensaios de fadiga por compressão diametral e garante que não ocorrerá ruptura da camada de base por fadiga. A condição (b) se baseia em estudos de deformações permanentes realizados no final dos anos 70.

Pinto *et al.* (1983) citam que no projeto CICASOL foi estabelecida uma relação entre o módulo de elasticidade (E_B) de misturas pozolânicas (solo-cinza-cal) e sua resistência à compressão simples (σ_C), para 7 a 28 dias de cura, conforme o modelo 2.14.

$$E_B = 3744 + 2044 \times \sigma_C \quad (r^2 = 0,71) \quad (2.14)$$

Onde: E_B e σ_C em kgf/cm^2 ($1 \text{ kgf/cm}^2 \cong 0,1 \text{ MPa}$)

2.4.2 Método da República Sul-Africana

O Método de Dimensionamento Mecânico da República Sul-Africana (Paterson e Maree, 1994) baseia-se na determinação de parâmetros de resposta do pavimento às cargas do tráfego (tensões, deformações e deflexões em cada camada), admitindo-se um sistema elástico-linear multicamadas. A partir dos valores críticos obtidos para cada camada, são estabelecidos critérios de ruptura para limitar a ocorrência de trincas, deformações e/ou esmagamento nas camadas do pavimento.

As respostas críticas em termos de tensões e deformações para cada material e camada são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Respostas estruturais críticas

MATERIAL/CAMADA	RESPOSTAS ESTRUTURAIS CRÍTICAS
Base granular	σ_1 e σ_3 (no meio da camada)
Camada betuminosa	ϵ_h (fibra inferior)
Camada cimentada	σ_h (fibra inferior) ϵ_h (fibra inferior)
Subleito e sub-base granular	ϵ_v (topo)

Onde: σ_1 e σ_3 – tensões principais

σ_v – tensão vertical

σ_h – tensão horizontal de tração

ϵ_h – deformação horizontal de extensão

ϵ_v – deformação vertical de compressão

Neste método, o comportamento do pavimento é analisado de duas formas: o comportamento de camadas individuais e do pavimento como um mecanismo único. A seguir são apresentados os critérios de ruptura para cada camada e aspectos relevantes sobre o mecanismo de degradação e o dimensionamento mecânico de camadas cimentadas.

2.4.2.1 Revestimentos Asfálticos

Revestimentos asfálticos de pequena espessura (entre 2 e 7,5 cm) podem sofrer trincamento por fadiga à flexão. Portanto, o critério de ruptura para este tipo de camada é baseado na limitação da deformação horizontal, normalmente máxima na fibra inferior. Assim, neste tipo de camada limita-se o número (N) de solicitações do eixo padrão de 82 kN para evitar o desenvolvimento prematuro do trincamento por fadiga. O número “N”, correspondente a uma determinada deformação horizontal, depende do tipo, índice de vazios e rigidez da mistura asfáltica. Para ajuste das diferentes condições de laboratório e campo, o método sugere a utilização de um fator de calibração laboratório-campo (shift factor) igual a 10. Segundo o Método Sul-Africano, o número “N” (número equivalente de eixos com carga padrão de 82 kN, com fatores de equivalência da AASHTO) para um revestimento asfáltico de granulometria contínua, é estimado através dos modelos 2.15 a 2.17.

$$N_2 = 10^{\left(\frac{3,579 - \log(\varepsilon_h)}{0,186}\right)} \quad (2.15)$$

$$N_5 = 10^{\left(\frac{3,561 - \log(\varepsilon_h)}{0,189}\right)} \quad (2.16)$$

$$N_9 = 10^{\left(\frac{3,524 - \log(\varepsilon_h)}{0,190}\right)} \quad (2.17)$$

Onde:

N – número de repetições de carga para produzir trincamento por fadiga em um revestimento asfáltico de granulometria contínua, com índice de vazios de 2, 5 e 9%, respectivamente;

ε_h – deformação elástica horizontal de extensão na fibra inferior da camada (em $\mu\varepsilon$, sendo $1 \mu\varepsilon = 10^{-6} \text{ m/m}$).

2.4.2.2 Bases e/ou Sub-bases Cimentadas

Segundo o Método da República Sul-Africana, o comportamento estrutural de camadas de pavimentos cimentadas de espessura (t) pode ser separado em 4 estados, com as seguintes características:

- I) Intacto (bem cimentado);
- II) Trincamento por retração (em blocos grandes – espaçamento entre trincas $> 5 \times t$);
- III) Trincamento associado ao tráfego (blocos menores – espaçamento entre trincas entre $5 \times t$ e t);
- IV) Comportamento equivalente ao material granular.

A fase Pré-Trincamento, composta pelos estágios I e II, é caracterizada por valores de módulo de resiliência relativamente elevados, da ordem de 4000 MPa. Entretanto, na fase Pós-Trincamento (fases 2 e 3) estes valores caem significativamente. Na fase 3, como resultado da fragmentação, o material cimentado passa a se comportar como um material granular. Estes comportamentos podem ser visualizados na Figura 2.5. Nesta figura, N_f representa o número de repetições de carga para início do trincamento, e N_{ef} caracteriza a vida de fadiga em camadas cimentadas na fase pós-trincamento, chamada de vida de fadiga efetiva.

a) Aspectos Críticos do Dimensionamento Mecânico de Materiais Cimentados

Camadas cimentadas podem apresentar ruptura por fadiga ou devido à quebra de agregados no topo da camada. O módulo de resiliência efetivo de uma camada estabilizada bem executada é relativamente alto (superior a 4000 MPa) logo após a construção do pavimento. Diante disso, se desenvolvem deformações horizontais de extensão relativamente pequenas na fibra inferior da camada. Entretanto, essas pequenas deformações normalmente são suficientes para o desenvolvimento de micro-fissuras. Quando o pavimento é submetido a carregamento, as micro-fissuras surgirão em níveis de deformação em torno de 25% da deformação na ruptura. Dependendo da resistência da camada, surgirão para deformações de extensão tão baixas quanto 30 a 60 $\mu\epsilon$. Apesar da presença de micro-fissuras, a camada cimentada ainda parecerá intacta, apresentando uma resistência à compressão simples relativamente elevada. Entretanto, sua resistência à tração deve ser avaliada, pois a camada rompe à tração.

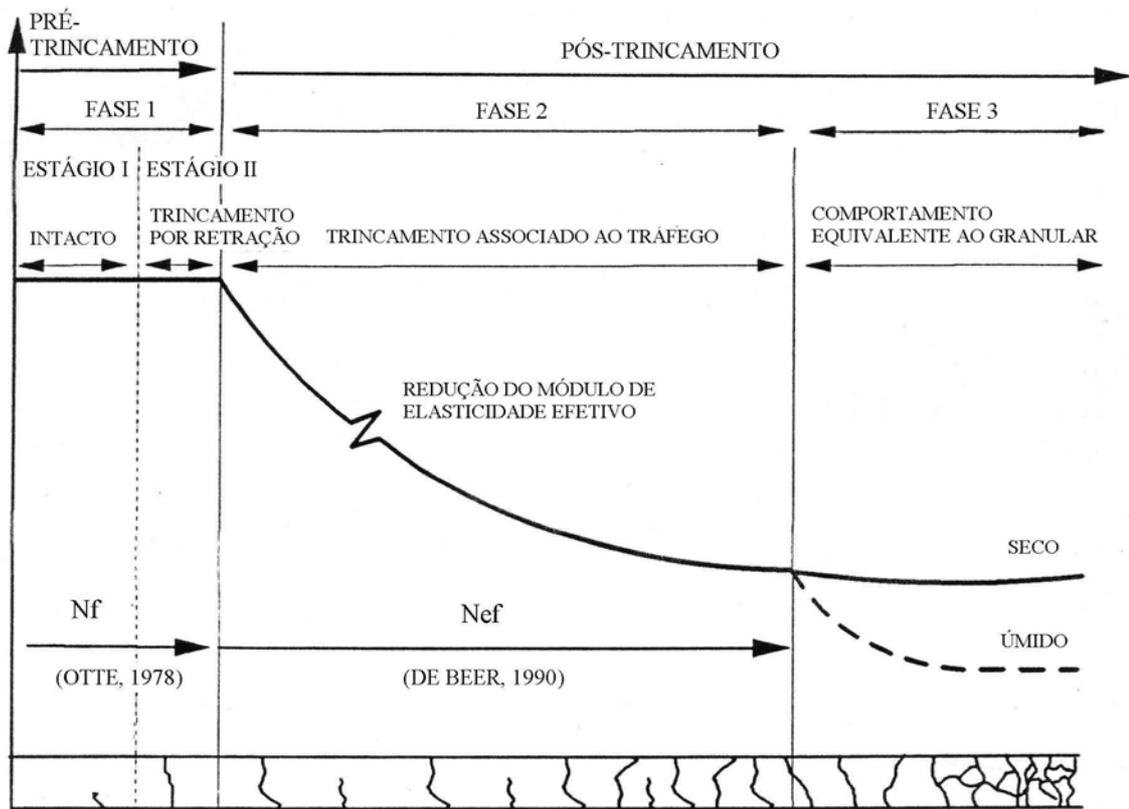


Figura 2.5 – Estágios de degradação da camada cimentada

Apesar da base estabilizada apresentar inicialmente um módulo relativamente elevado, as deformações horizontais de extensão na camada são geralmente maiores que $30 \mu\epsilon$. Essas deformações (relativamente baixas) resultarão no desenvolvimento de micro-fissuras à medida que o pavimento é solicitado pelo tráfego. Entretanto, acredita-se que, na maioria dos casos, a fase onde a camada cimentada apresenta um alto módulo (Fase 1) é relativamente curta, podendo ser ignorada. O desenvolvimento de micro-fissuras provoca uma redução do módulo de resiliência efetivo (Fase 2).

Com o aumento das micro-fissuras e a redução do módulo de resiliência, a deformação de extensão máxima não estará na fibra inferior da camada cimentada, mas em qualquer outro ponto ao longo do perfil desta camada. Assim, em uma base cimentada projetada para resistir a deformações máximas na fibra inferior da camada, este mecanismo poderia causar a ruptura dentro da mesma, no novo ponto de deformação máxima. As altas deformações de extensão na camada provocarão a fragmentação do material, que passará a ter um comportamento equivalente ao material granular.

b) Determinação da vida de fadiga de materiais cimentados

Materiais cimentados são materiais semifrágeis que sofrem trincamento quando submetidos a esforços de tração, e geralmente rompem por fadiga, devido aos esforços repetidos do tráfego.

No dimensionamento de camadas cimentadas, são considerados alguns fatores:

- a) Efeito do trincamento por retração;
- b) Efeitos da fadiga e propagação das trincas do material cimentado enquanto este constitui uma placa;
- c) Possível deformação cisalhante da camada no estado equivalente ao granular.

Camadas cimentadas inicialmente sofrem trincamento por retração devido a variações térmicas e do teor de umidade. Métodos correntes de dimensionamento mecânico, que assumem um sistema de múltiplas camadas, com comportamento elástico linear, não consideram este efeito.

Entretanto, no Método da República Sul-Africana, o trincamento por retração é considerado. Aumenta-se a deformação de extensão (ϵ) induzida pelo tráfego (e estimada através de softwares de análise como o ELSYM5), que é multiplicada por um fator “d”, que depende da resistência à compressão simples e da espessura da camada cimentada. Então tem-se uma deformação modificada ϵ_s , conforme a Equação 2.18.

$$\epsilon_s = d \times \epsilon \quad (2.18)$$

Onde:

ϵ – deformação horizontal de extensão ($\mu\epsilon$);

d – fator que considera o trincamento por retração, determinado através da Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Determinação do fator d

TIPO DE MATERIAL	ABERTURA DA TRINCA (mm)	R_{CS} (MPa)	Fator d para diferentes espessuras da camada cimentada	
			< 20 cm	> 20 cm
Fracamente cimentado	< 2 mm	0,75 – 1,5	1,1	1,2
		1,5 – 3,0	1,15	1,3
Fortemente cimentado	> 2 mm	3,0 – 12,0	1,25	1,4

O controle do trincamento por fadiga e da propagação das trincas é feito através da limitação da deformação horizontal de extensão máxima na fibra inferior da camada cimentada. Otte (1978) propôs uma lei de fadiga para o início das trincas na fibra inferior da camada cimentada, baseada na razão entre a deformação de extensão calculada e a deformação de extensão na ruptura. Esta relação é expressa pelo modelo 2.19.

$$N_f = 10^{9,1 \times \left(1 - \frac{\epsilon_s}{\epsilon_b}\right)} \quad (2.19)$$

Onde:

N_f – número de repetições de carga para início do trincamento;

ϵ_s – deformação horizontal de extensão modificada ($\mu\epsilon$);

ϵ_b – deformação horizontal de extensão na ruptura ($\mu\epsilon$) no ensaio de flexo - tração em vigota.

A deformação ϵ_b é determinada em laboratório em ensaios de flexo-tração em vigotas, ou alternativamente pode-se adotar valores da bibliografia. Para materiais estabilizados com cimento na República Sul-africana (com resistência à compressão simples entre 0,75 e 1,5 MPa) foram encontrados valores em torno de 145 $\mu\epsilon$.

Para a determinação da fadiga em camadas cimentadas na fase pós-trincamento, utiliza-se o termo fadiga efetiva. Segundo De Beer (1990), a fadiga efetiva em bases cimentadas ocorre com uma deflexão resiliente (deslocamento elástico medido no topo do pavimento) entre 0,5 e 0,75 mm e uma deformação permanente no topo da camada cimentada de aproximadamente 2 mm, que corresponde a aproximadamente 50% de trincamento da

superfície. Assim, a vida de fadiga efetiva de bases cimentadas na condição de ruptura é dada pelo modelo 2.20.

$$N_{ef} = 10^{7,19 \times \left(1 - \frac{\varepsilon_s}{8 \times \varepsilon_b}\right)} \quad (2.20)$$

Onde:

N_{ef} – vida de fadiga efetiva;

ε_s – deformação horizontal de extensão modificada ($\mu\varepsilon$);

ε_b – deformação horizontal de extensão na ruptura ($\mu\varepsilon$).

Até que se obtenham melhores relações, o Método Sul-Africano sugere a utilização do modelo (2.19) para a determinação da vida de fadiga pós-trincamento de sub-bases cimentadas.

2.4.2.3 Verificação da deformabilidade do subleito

A deformação vertical elástica no topo do subleito é o parâmetro crítico para o controle das deformações permanentes nesta camada. Assim, o número de repetições de carga para controlar as deformações permanentes no subleito é função da deformação vertical de compressão máxima, conforme os modelos 2.21 a 2.23.

$$N_8 = 10^{\left(\frac{3,107 - \log(\varepsilon_v)}{0,0718}\right)} \quad (2.21)$$

$$N_{12} = 10^{\left(\frac{3,395 - \log(\varepsilon_v)}{0,0872}\right)} \quad (2.22)$$

$$N_{18} = 10^{\left(\frac{3,641 - \log(\varepsilon_v)}{0,1081}\right)} \quad (2.23)$$

Onde:

$N_{8, 12, 18}$ – número de repetições do eixo com carga padrão (82 kN) para controlar o acúmulo de deformações permanentes no subleito, resultando em afundamentos de trilha de roda (admissíveis) de 8, 12 e 18 mm;

ε_v – deformação vertical de compressão no topo do subleito ($\mu\varepsilon$).

O método de dimensionamento da República Sul-Africana, por sua característica empírico-mecânica e por contemplar materiais, estruturas de pavimentos e condições climáticas semelhantes às que ocorrem em boa parte do Brasil, apresenta-se como uma ferramenta com grande potencial para o dimensionamento de pavimentos com camadas de solo estabilizado.

3 METODOLOGIA E MATERIAIS UTILIZADOS

Este capítulo apresenta a coleta de amostras, os métodos de ensaio e as principais características dos materiais empregados no estudo experimental.

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Coleta e preparação do solo

Foram coletadas amostras deformadas do horizonte B da jazida, tomando-se o cuidado de evitar sua contaminação por matéria orgânica. O material foi armazenado em sacos e, posteriormente, seco ao ar. Após seco, foi destorroado, quarteado e passado na peneira nº 40 (0,42mm) para os ensaios de Limites de Atterberg e na peneira nº 4 (4,8mm) para os ensaios de compactação, resistência à compressão simples e demais ensaios. O solo foi então armazenado em sacos plásticos, determinando-se sua umidade higroscópica.

As amostras indeformadas coletadas dos primeiros 10 cm da camada de base de solo-cal do trecho experimental da BR-377/RS, próximo à cidade de Cruz Alta, foram extraídas através de sonda rotativa, com apoio operacional do 5º Departamento Operacional do DAER, em Cruz Alta. O procedimento de extração das amostras é mostrado na Figura 3.1.



Figura 3.1 – Extração de amostras da pista

3.1.2 Mistura

Os materiais (solo, cal e água) foram pesados com precisão de 0,01 gf. Inicialmente, foram misturados o solo e a cal, realizando-se uma homogeneização prévia da mistura; logo após acrescentou-se água gradualmente para garantir total homogeneidade à mistura e evitar perdas por evaporação.

Os teores de cal utilizados foram calculados em relação ao peso de solo seco; e as porcentagens de materiais foram definidas de modo a se obter um teor de umidade próximo do ótimo ($\pm 0,5\%$), e um peso específico aparente seco próximo do máximo da curva de compactação ($\pm 0,5 \text{ kN/m}^3$). Cada mistura foi realizada em quantidade suficiente para a moldagem de três corpos de prova para ensaios de resistência à compressão simples; dois corpos de prova nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral e módulo de resiliência; e um corpo de prova no ensaio de resistência à tração na flexão. Após a mistura, para todos os corpos de prova de solo-cal moldados, o material foi armazenado em sacos plásticos. Em geral, adotou-se um tempo de espera de 1 hora até a compactação, com exceção daqueles destinados ao estudo da influência do retardamento da compactação, na resistência à compressão simples, os quais foram deixados em cura solta (em sacos plásticos fechados) por 2, 4 e 8 horas até a compactação.

3.1.3 Dosagem

A dosagem da mistura solo-cal foi realizada em duas etapas. Inicialmente, utilizou-se o método proposto por Eades e Grim (1966), também chamado de método do pH. Segundo os autores, o menor teor de cal que proporcionar um valor de pH de 12,4 é o suficiente para estabilizar o solo. O procedimento adotado, conforme relatado em TRB (1987), consiste nas seguintes etapas:

- Em recipientes plásticos, adiciona-se 20 g de solo seco passado na peneira nº 40;
- Acrescentam-se teores crescentes de cal a cada recipiente. O método indica o uso de pelo menos 5 teores de cal, que são misturados ao solo seco;

- Acrescentam-se 100 ml de água destilada às misturas solo-cal;
- Agitam-se as misturas para garantir a homogeneização;
- Agita-se cada recipiente por 30 segundos, a cada 10 minutos;
- Após 1 hora, iniciam-se as medidas de pH.

As medidas de pH foram realizadas com o emprego de um potenciômetro Marte – MB-10, com eletrodo de vidro, previamente calibrado com soluções tampão de pH igual a 7 e 10. Diante das limitações do Método do pH para utilização em solos tropicais, nesta pesquisa utilizou-se este método apenas como referência.

Assim, o teor ótimo de cal para se estabilizar o solo foi determinado através do procedimento proposto por Núñez (1991), que tem como parâmetro o critério de reatividade de Thompson (1966). O critério de Thompson qualifica como reativos solos que, quando estabilizados com cal, apresentem ganhos de resistência não inferiores a 345 kN/m^2 , após 28 dias de cura. O procedimento consiste na adoção de quatro teores de cal (neste caso 3, 5, 7 e 9%); moldagem dos corpos de prova do solo natural e da mistura, deixando-se curar por 28 dias as amostras de solo-cal; e ensaio de resistência à compressão simples, precedido por imersão de 24 horas em água potável.

3.1.4 Ensaio de Compactação

Para determinar os pesos específicos aparentes secos máximos e as umidades ótimas do solo natural e da mistura solo-cal, foram realizados ensaios de compactação nas energias Normal (solo) e Intermediária (solo e mistura solo-cal), conforme a NBR 7182/86.

3.1.5 Análise Granulométrica

A análise granulométrica do solo foi realizada de acordo com a NBR 7181/84. Foi feita a análise por peneiramento e sedimentação com o uso do defloculante hexa-metafosfato de sódio.

3.1.6 Densidade real dos grãos

A densidade real dos grãos do solo foi determinada segundo o procedimento descrito pela NBR 6508/84.

3.1.7 Limites de Atterberg

O limite de liquidez (LL) do solo natural foi determinado de acordo com a NBR 6459/84 e o limite de plasticidade (LP) de acordo com o procedimento descrito na NBR 7180/84.

3.1.8 Ensaio para determinação do Índice de Expansão

O índice de expansão do solo estudado foi determinado seguindo alguns procedimentos da norma ASTM D 4829/95, e da NBR 12007/90. O ensaio foi realizado no equipamento de adensamento unidimensional, da marca Wykeham Farrance.

A amostra foi moldada em um anel biselado, com diâmetro interno de 5,0 cm e altura 1,92 cm, de modo a atingir uma energia equivalente à Intermediária. A umidade de moldagem do solo foi determinada de modo a obter um grau de saturação entre 40 e 60%, conforme a norma ASTM citada.

Antes do início do ensaio pesou-se o conjunto anel e amostra, com precisão de 0,01 gf. O conjunto foi montado na célula de adensamento e, logo após, no sistema de aplicação de cargas. O objetivo inicial era a realização de ensaio com expansão livre, mas como o laboratório não dispõe de equipamento adequado, adotou-se a menor carga possível (1,28 kPa, equivalente ao peso do cabeçote no ensaio de adensamento). Após a montagem do sistema, esperou-se 10 minutos. Após este período a amostra foi inundada com água destilada. Neste momento foram iniciadas as leituras de altura da amostra, nos intervalos de tempo de 1/8 min, 1/4 min, 1/2 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h e 24 h, de acordo com a NBR 12007/90.

O índice de expansão foi calculado a partir da Equação 3.1 (ASTM D 4829/95).

$$I_E = \frac{\Delta H}{H_1} \times 1000 \quad (3.1)$$

Onde:

I_E – índice de expansão correspondente a um grau de saturação;

ΔH – variação na altura da amostra (cm);

H_1 – altura inicial (cm);

Na Tabela 3.1 é apresentada a classificação de um solo de acordo com seu potencial de expansão, conforme a norma ASTM D 4829/95.

Tabela 3.1 – Classificação do potencial de expansão de um solo

ÍNDICE DE EXPANSÃO (I_E)	POTENCIAL DE EXPANSÃO
0 – 20	Muito baixo
21 – 50	Baixo
51 – 90	Médio
91 – 130	Alto
> 130	Muito alto

3.1.9 Ensaios de Difractometria de Raios-X

Nos ensaios de difratometria de raios-x realizados em amostras de solo e mistura solo-cal, foi utilizado um difratômetro SIEMENS, modelo D5000, com velocidade do goniômetro de 1°/min, e tubo de cobre, pertencente ao Instituto de Geociências da UFRGS.

Para a identificação dos argilo-minerais presentes no solo foram ensaiadas amostras na condição orientada (natural, glicolada e calcinada), correspondente à fração menor que 2 μ m. A identificação dos minerais maiores que 2 μ m na amostra de solo e dos compostos formados

nas misturas solo-cal foi realizada através do método do pó (também chamado de mineralogia total).

O ensaio consiste na incidência de um feixe monocromático de raios-x sobre o material a ser analisado, onde o feixe de raios-x interage com os átomos presentes na amostra, originando o fenômeno de difração. De acordo com Santos (1989), a relação $n \times \lambda = 2 \times d \times \sin \theta$ (Lei de Bragg) é a condição para a ocorrência de raios-x difratados, de comprimento de onda (λ), por planos cristalinos de distância interplanar (d). Assim, com auxílio da Lei de Bragg, usando raios-x de comprimento de onda (λ) conhecido, mede-se o ângulo de difração (θ), e calcula-se a distância interplanar (d) entre os planos que originaram o fenômeno de difração. O fenômeno de difração de raios-x é mostrado na Figura 3.2.

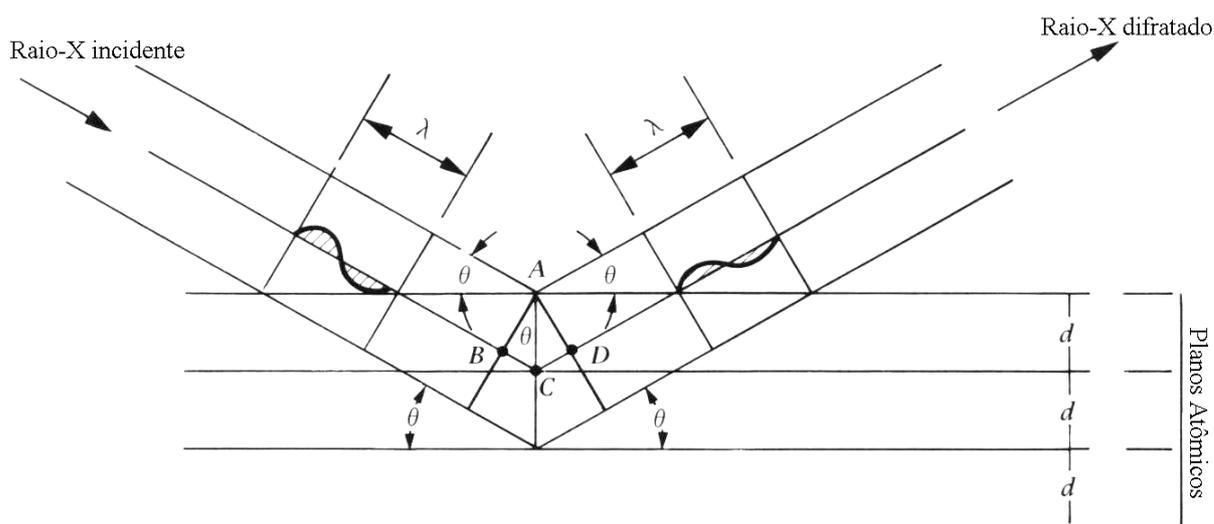


Figura 3.2 – Condições geométricas para a difração de raios-x de acordo com a Lei de Bragg (Fonte: Mitchell, 1976)

A identificação de argilo-minerais por difração de raios-x é realizada através de amostras nas formas orientada natural, glicolada e calcinada. Segundo Albers *et al.* (2001), o elevado teor de quartzo em argilas e sua facilidade de orientar-se resultam em picos bem definidos e de grande intensidade desta fase cristalina, prejudicando muitas vezes a identificação e caracterização das outras fases, como os argilo-minerais.

Assim, a preparação de amostras nas formas natural, glicolada e calcinada é realizada para minimizar a presença do quartzo e facilitar a identificação dos argilo-minerais. Parte da amostra natural é saturada com etileno-glicol (ou glicerol) para verificar a existência ou não de argilo-minerais expansivos. Outra parte da amostra é aquecida a 550°C (calcinada) durante 2 horas para identificar a presença de argilo-minerais que colapsam sua estrutura quando calcinados (vermiculita, por exemplo).

Os argilo-minerais são identificados a partir de suas distâncias interplanares (d) características, através dos picos principais e secundários, e de seu comportamento quando submetidos a glicolagem e calcinação, conforme mostrado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Identificação dos principais argilo-minerais através de Difratomia de raios-x (Fonte: Mitchell, 1976)

Argilo-mineral	Distância Interplanar (Å) (pico principal e secundário)	Efeito da glicolagem	Efeito da calcinação (aquecimento a 550°C)
Caulinita	7,15 (001); 3,57 (002)	Nenhum	Torna-se amorfa
Ilita	10,0 (001); 5,0 (002)	Nenhum	(001) mais intenso
Clorita	14 (001); 7,0 (002)	Nenhum	(001) mais intenso
Montmorilonita	14 (001)	(001) expande a 17 Å	a 300°C (001) passa para 9,6 Å
Vermiculita	14 (001); 7,0 (002)	Nenhum	Perde o pico (001), entrando em colapso

Onde: (001) pico principal; (002) pico secundário.

3.1.10 Ensaio de compressão simples

A resistência à compressão simples das misturas solo-cal foi determinada conforme a norma ASTM D 5102/96. Na moldagem dos corpos de prova foram utilizados moldes de PVC cilíndricos bipartidos, com 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro interno. A compactação foi realizada de modo estático, em três camadas, na energia equivalente à Intermediária, até atingir a altura desejada. Depois de compactados, os corpos de prova foram retirados dos moldes, pesados e medidos com precisão de 0,01 gf e 0,01 cm, respectivamente. Foram aceitos os corpos de prova com $10,0 \pm 0,2$ cm de altura e $5,0 \pm 0,2$ cm de diâmetro. Logo após foram armazenados em sacos plásticos e deixados curar em câmara úmida, à temperatura constante, por 14, 28, 56, 112, 140 e 168 dias. Após o período de cura, antes do rompimento, os corpos de prova foram imersos em água potável durante 24 horas.

As amostras foram moldadas em triplicata, sendo admitidos os valores de tensão de ruptura de $\pm 10\%$ da média. Se um dos valores se afastasse dessa faixa, determinava-se novamente a média dos dois restantes. Os ensaios foram realizados no modo de deformação controlada, com velocidade entre 0,5 e 2,0 mm/min. Para ruptura dos corpos de prova foi utilizada uma prensa com anel dinamométrico de capacidade máxima 50 kN.

3.1.11 Ensaio de tração por compressão diametral

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram realizados de acordo com o método DNER-ME 138/94. Os corpos de prova foram confeccionados através de moldes cilíndricos com 10 cm de diâmetro interno e 7,5 cm de altura. A compactação foi realizada de modo dinâmico, em duas camadas, na energia equivalente à Intermediária, aplicando-se o número de golpes necessário para se obter um corpo de prova com 6,0 cm de altura. A prensa utilizada na ruptura dos corpos de prova é da marca Shimadzu, com capacidade de 100 kN. Os corpos de prova foram submetidos à imersão de 24 horas antes da ruptura. Os ensaios foram realizados no modo de deformação controlada, a uma velocidade de 1,14 mm/min. O carregamento é distribuído em frisos curvos, conforme mostra a Figura 3.3.

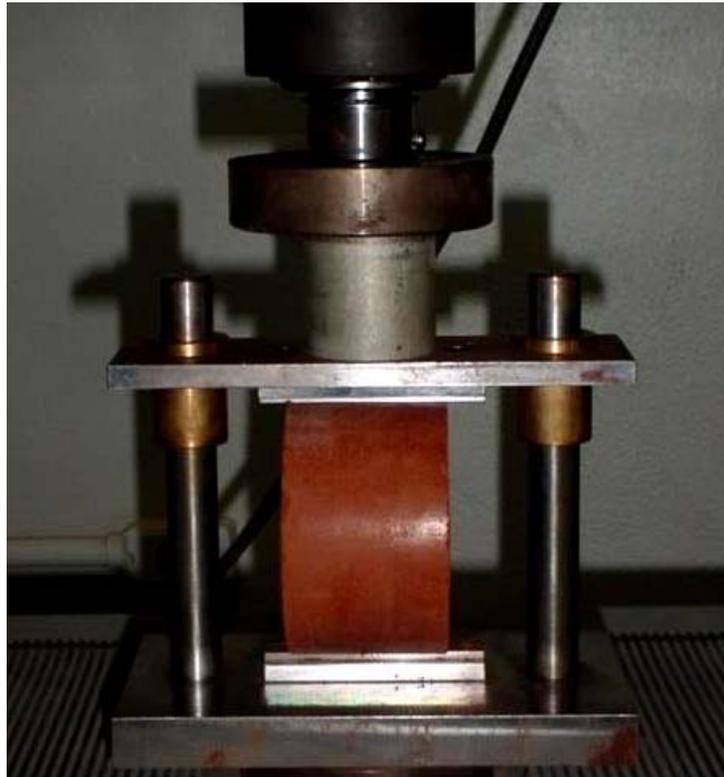


Figura 3.3 – Suporte para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral

Para o cálculo da resistência à tração foi utilizada a formulação apresentada na Equação 3.2 (Fonte: DNER-ME 138/94).

$$R_{TCD} = \frac{2 \times F}{100 \times \pi \times D \times h} \quad (3.2)$$

Onde:

R_{TCD} – resistência à tração (MPa)

F – força aplicada (N)

D – diâmetro do corpo de prova (cm)

h – altura do corpo de prova (cm)

3.1.12 Ensaio de módulo de resiliência

O módulo de resiliência do solo foi determinado através do ensaio triaxial de cargas repetidas, de acordo com a norma DNER-ME 131/94. Os corpos-de-prova foram moldados em moldes cilíndricos tripartidos, com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. A compactação foi dinâmica, em 5 camadas, na energia Intermediária.

O módulo de resiliência das misturas solo-cal foi determinado através do ensaio de tração indireta com carregamento repetido, de acordo com os procedimentos descritos em DNER-ME 133/94. Os corpos de prova moldados para estes ensaios possuíam 10,0 cm de diâmetro e 6,0 cm de altura. As condições de compactação das amostras foram as mesmas já citadas no item 3.1.11.

O equipamento para determinação do módulo de resiliência é composto basicamente, por uma estrutura metálica e um pistão que aplica uma carga vertical repetida na amostra, através de um cilindro pneumático. O sistema é controlado por um dispositivo eletrônico, regulador do tempo e da frequência de aplicação da carga (1 Hz). As deformações horizontais sofridas pela amostra são medidas por um L.V.D.T., instalado no plano diametral horizontal, conforme mostrado na Figura 3.4.

Os ensaios, conduzidos sob tensão controlada, após imersão prévia de 24 horas, foram realizados a níveis superiores a 60% da tensão de ruptura por compressão diametral. O coeficiente de Poisson foi fixado em 0,175, como adotado por Specht (2000) para materiais cimentados. Para o cálculo do módulo de resiliência foi utilizada a Equação 3.3 (Fonte: DNER-ME 133/94).

$$M_r = \frac{F}{100 \times \Delta \times h} \times (0,9976 \times \mu + 0,2692) \quad (3.3)$$

Onde:

M_r – módulo de resiliência (MPa)

F – carga aplicada (N)

Δ – deformação elástica ou resiliente, medida no ciclo particular de repetição de carga (cm)

h – altura do corpo de prova (cm)

μ – coeficiente de Poisson

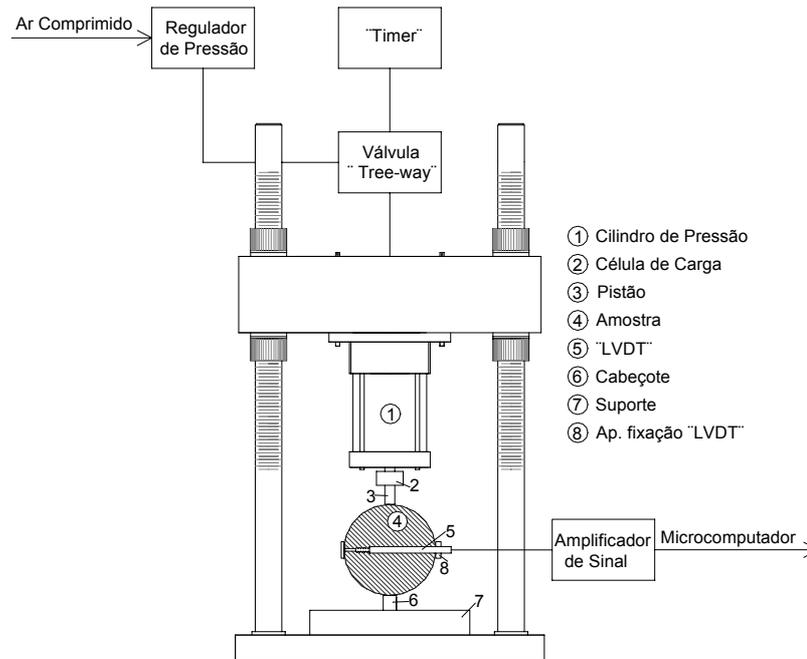


Figura 3.4 – Equipamento utilizado nos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral (Fonte: Specht, 2000)

3.1.13 Ensaios de resistência à tração na flexão

A resistência à tração na flexão foi determinada para vigotas bi-apoiadas de dimensões 7,62 cm × 7,62 cm × 45,68 cm. A vigota é carregada nos terços médios por cargas concentradas e iguais, dando origem a um estado de flexão pura no vão central. Foi utilizada a mesma prensa e velocidade dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral. A configuração de carregamento adotada é a mesma dos ensaios de fadiga (Ceratti, 1991; Fogaça, 1996; Specht, 2000) como mostra a Figura 3.5.

A tensão máxima de tração ocorre no ponto de momento máximo, na fibra inferior da vigota, e é calculada pela Equação 3.4.

$$\sigma_{\text{tmáx}} = \frac{P \times L}{b \times h^2} \quad (3.4)$$

Onde:

P – carga

L – distância entre os apoios = 30,48 cm

b – base da vigota

h – altura da vigota

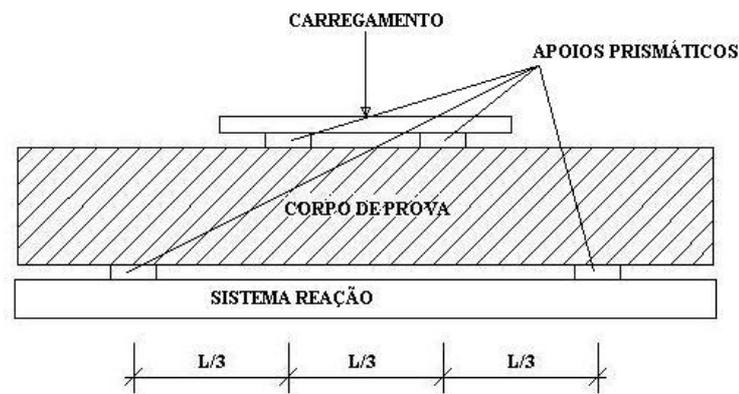


Figura 3.5 – Configuração do carregamento

3.1.14 Ensaio de durabilidade

A durabilidade das misturas solo-cal foi avaliada através do método Iowa, proposto por Hoover *et al.* (1958), conforme citado por Marcon (1977) e Núñez (1991), com algumas modificações. Este método avalia a durabilidade de misturas solo-cal a ciclos de molhagem e secagem, através da medida da perda de resistência. Para isso foram moldados (de modo estático, conforme citado no item 3.1.10) 9 corpos de prova de 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro, para cada teor de cal (4 e 5%). Dessas 9 amostras, 6 foram curadas por 14 dias e, logo após, submetidas a ciclos de molhagem e secagem; as outras 3 permaneceram curando em câmara úmida até o final dos ciclos. Cada ciclo compreende um período de 48 horas, sendo 24 de imersão em água potável e 24 de secagem ao ar. Das 6 amostras submetidas a ciclos de molhagem e secagem, metade foi inicialmente imersa em água, enquanto as outras 3

foram secas ao ar inicialmente. Nos períodos de secagem os corpos de prova permaneceram nas dependências do laboratório. Após os ciclos foi determinada a resistência à compressão simples de todas as amostras.

O critério de avaliação de durabilidade relaciona a resistência dos corpos de prova submetidos a ciclos de molhagem e secagem, com a resistência dos corpos de prova curados normalmente. Marcon (1977) admitiu que quando essa relação for superior a 80% pode-se considerar que o material apresenta uma boa durabilidade.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 Solo

O solo utilizado na pesquisa é um solo residual de basalto pertencente à Formação Serra Geral, em uma provável área de contato com o arenito da Formação Tupanciretã. Pedologicamente é classificado como Latossolo Vermelho aluminoférrico (Latosolo Roxo pela classificação antiga). O material foi coletado do horizonte B de uma jazida situada às margens da rodovia BR-377/RS, no km 85, próximo à cidade de Cruz Alta (jazida do km 24, no estudo de Lucena e Brugnara, 1970). A jazida, escolhida a partir do trabalho de Lucena e Brugnara (1970), é caracterizada como um material argilo-arenoso, de coloração vermelha, apresentando um corte de aproximadamente 3 m de altura, com um perfil com horizonte B latossólico, semelhante ao mostrado na Figura 3.6. A localização da jazida e trecho em estudo são apresentados na Figura 3.7.

A análise granulométrica do material com o uso de defloculante está representada na Figura 3.8. Verifica-se que o material é composto por 38,4% de argila, 11,3% de silte e 50,3% de areia, sendo 24,3% de areia fina, 24,4% de areia média e 1,6% de areia grossa. A densidade real dos grãos é de 2,75. Os resultados dos ensaios de Limites de Atterberg são os seguintes:

Limite de Liquidez (LL) = 39%

Limite de Plasticidade (LP) = 23%

Índice de Plasticidade (IP) = 16%

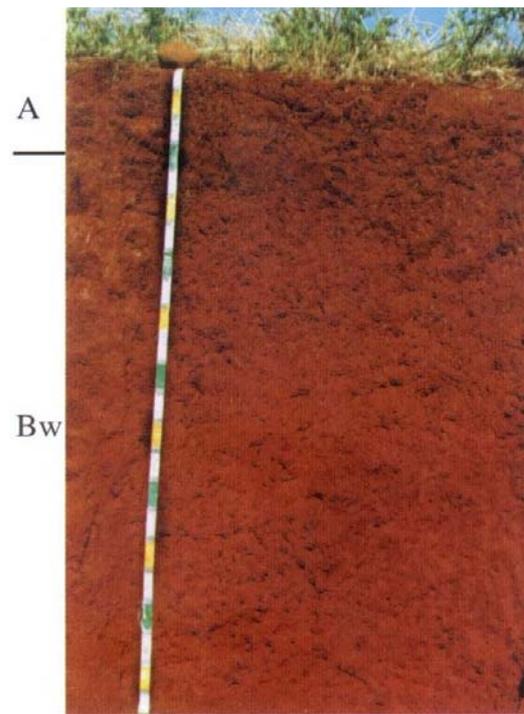


Figura 3.6 – Perfil típico de latossolo vermelho da região de Cruz Alta/RS (Fonte: Streck et al., 2002)

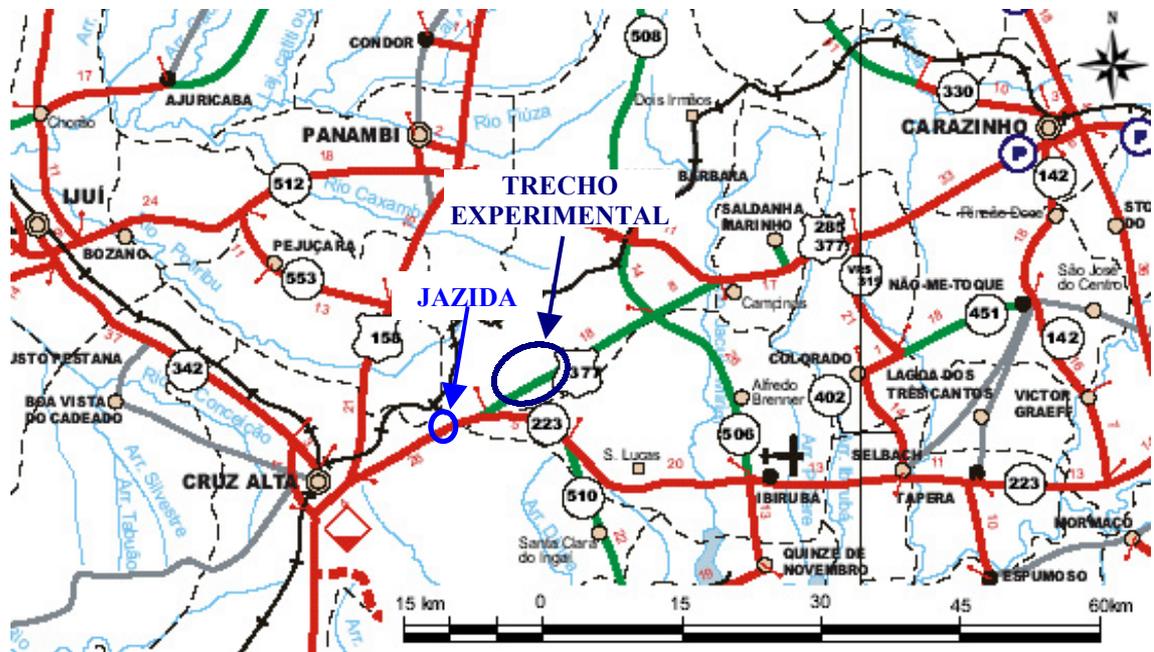


Figura 3.7 – Mapa de localização do trecho e da jazida estudados (Fonte: DAER/RS – Mapa Rodoviário 2001)

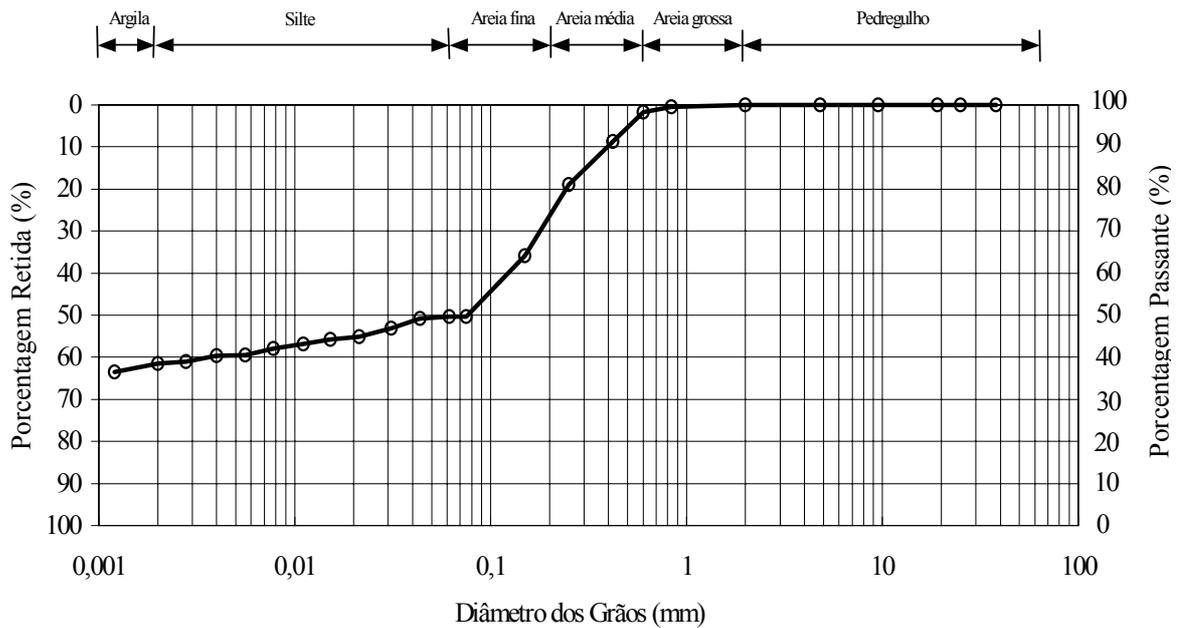


Figura 3.8 – Distribuição granulométrica do solo estudado

Segundo Pinto (2000), a atividade da fração argila do solo pode ser determinada a partir do índice de atividade (I_a) proposto por Skempton (1953). O I_a indica a maior ou menor influência das propriedades mineralógicas e químico-coloidais da fração argila nas propriedades geotécnicas do solo. O solo em estudo apresentou I_a igual a 0,41, sendo classificado como inativo.

O solo utilizado é classificado como A-6, segundo classificação da AASHTO; e como CL (argila pouco plástica arenosa), no sistema de classificação unificado (SUCS). De David e Wickboldt (2003) classificaram este solo como LG' (solo argiloso de comportamento laterítico), segundo a metodologia MCT (Nogami e Villibor, 1995). Os integrantes mais freqüentes desse grupo são argilas e argilas arenosas, que constituem o horizonte B de solos conhecidos pedologicamente por Latossolos, solos Podzólicos e Terras Roxas estruturadas.

As Figuras 3.9 a 3.12 apresentam os resultados dos ensaios de compactação Mini-MCV e perda de massa por imersão, e o gráfico da classificação MCT. De David e Wickboldt (2003) encontraram, para os coeficientes da classificação MCT, valores de $c' = 2,1$ (inclinação da curva de deformabilidade que apresenta Mini-MCV igual a 10), $d' = 87,9$ (inclinação do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes) e $e' = 0,9$.

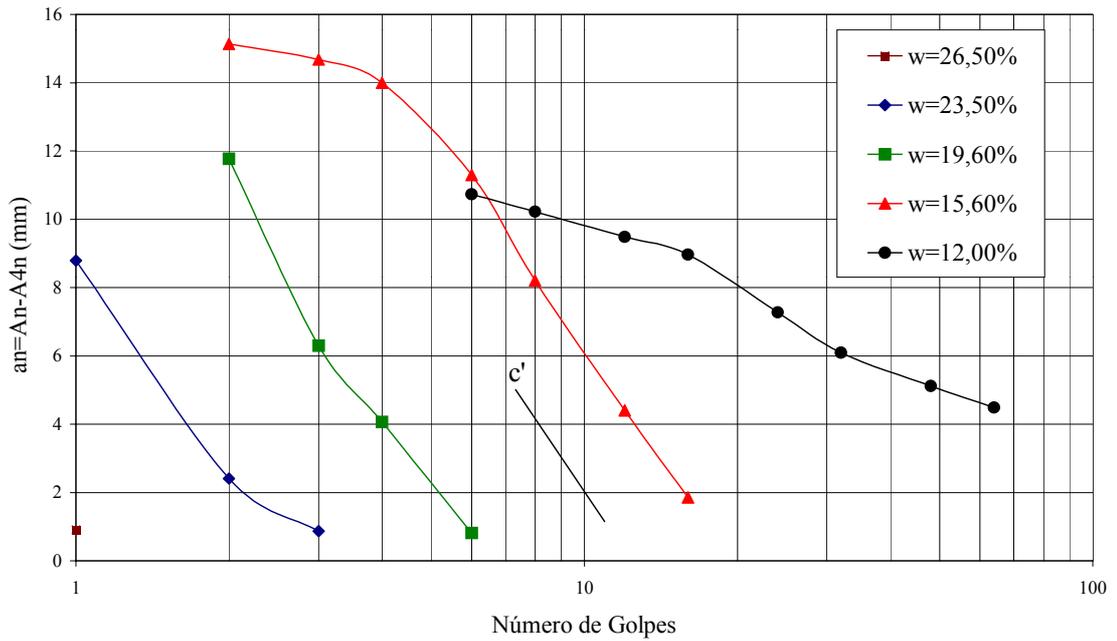


Figura 3.9 – Curvas de deformabilidade

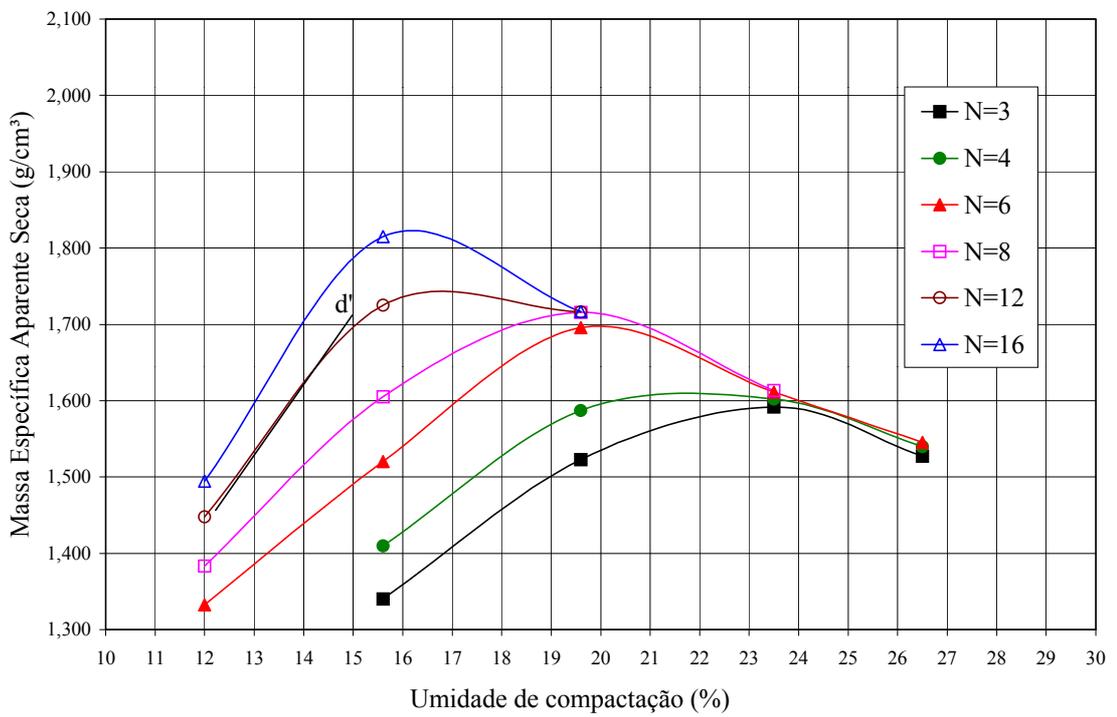


Figura 3.10 – Curvas de compactação Mini-MCV

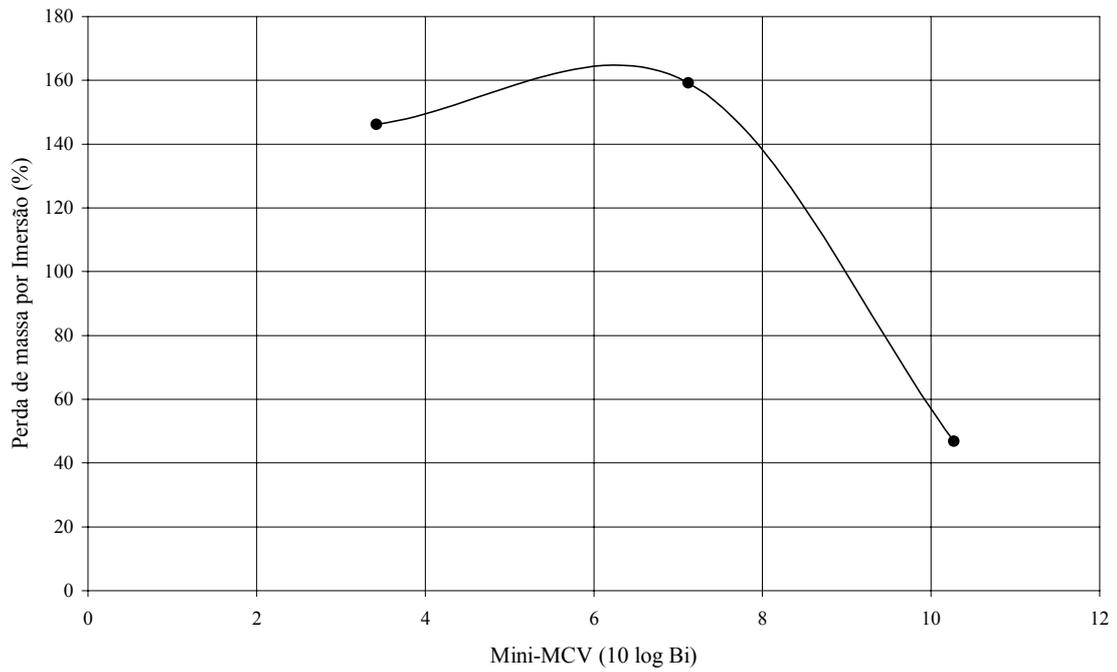


Figura 3.11 – Ensaio de perda de massa por imersão

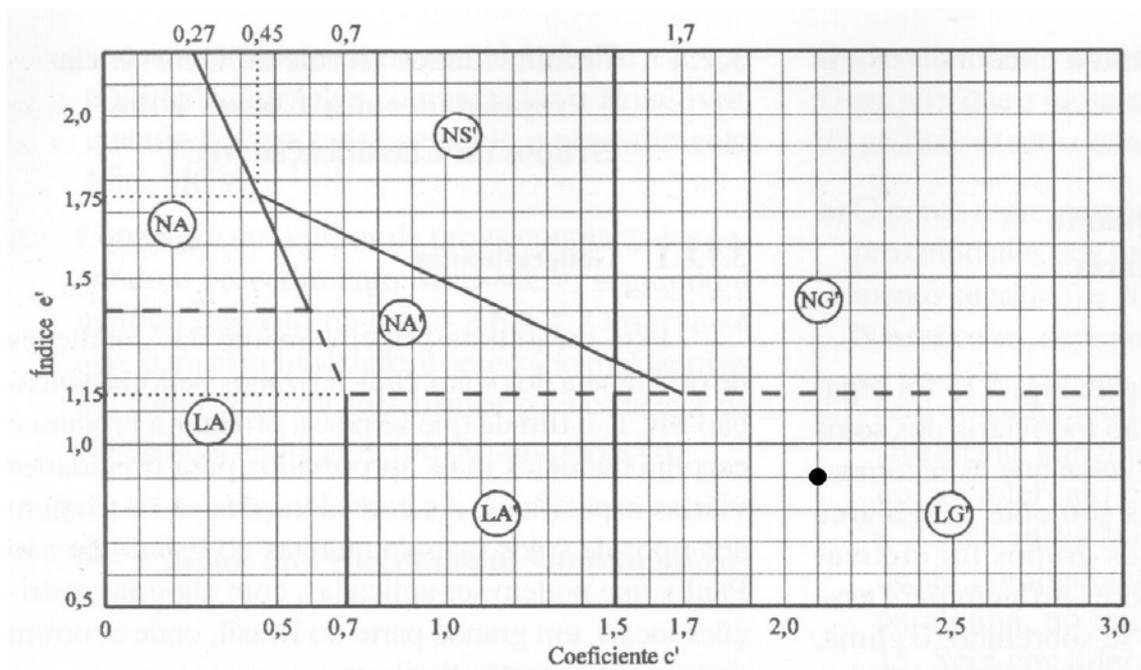


Figura 3.12 – Classificação MCT do solo estudado

As curvas de compactação obtidas para o solo nas energias Normal e Intermediária são apresentadas na Figura 3.13. Os valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima, para as energias normal e intermediária, respectivamente são: $\gamma_{d \text{ máx}} = 16,31 \text{ kN/m}^3$ e $\omega_{\text{ót}} = 20\%$; e $\gamma_{d \text{ máx}} = 17,62 \text{ kN/m}^3$ e $\omega_{\text{ót}} = 17,4\%$. Lucena e Brugnara (1970) encontraram um Índice de Suporte Califórnia (ISC) de 55% para o solo estudado, na energia equivalente à do Proctor Intermediário.

Os resultados da análise química total do solo, realizada no Laboratório de Análises de Solos da Faculdade de Agronomia da UFRGS, são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Análise química total do solo estudado

CARACTERÍSTICA	
pH	4,7
Fósforo	3,0 mg/dm ³
Potássio	50 mg/dm ³
Enxofre	9,1 mg/dm ³
Zinco	0,6 mg/dm ³
Cobre	1,7 mg/dm ³
Boro	0,7 mg/dm ³
Manganês	9 mg/dm ³
Alumínio _{troc.}	1,5 meq/100g
Cálcio _{troc.}	0,7 meq/100g
Mg _{troc.}	0,5 meq/100g
Matéria orgânica	0,5 %
CTC	9,1 meq/100g

Segundo Mitchell (1976), a faixa de valores de CTC para a caulinita é entre 3 e 15 meq/100g, o que evidencia a presença desse argilo-mineral no solo estudado.

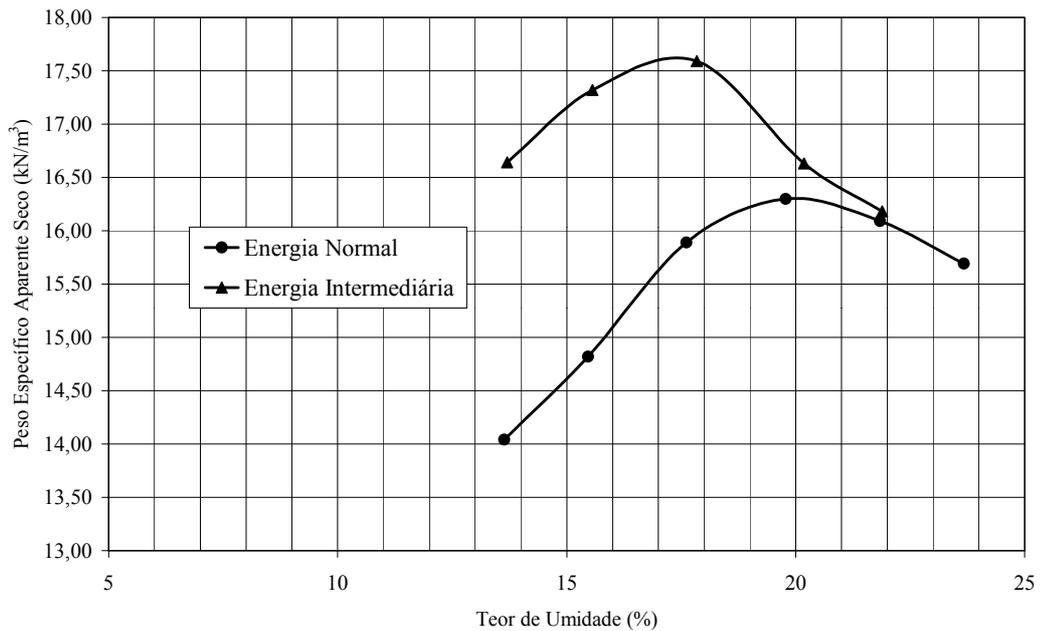


Figura 3.13 - Curva de compactação do solo

Uma amostra do solo estudado foi submetida a análise química pelo método do ataque sulfúrico, com o objetivo de determinar as porcentagens de sílica (SiO_2), alumina (Al_2O_3) e óxido de ferro (Fe_2O_3) na fração argila. A partir desses valores calcularam-se as relações moleculares sílica/alumina (k_i) e sílica/sesquióxidos (k_r), conforme mostra a Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Análise química pelo método do ataque sulfúrico

CARACTERÍSTICA	
SiO_2	14,9 %
Al_2O_3	10,8 %
Fe_2O_3	4,7 %
$k_i = \frac{\% \text{SiO}_2}{\% \text{Al}_2\text{O}_3} \times 1,7$	2,34
$k_r = \frac{\% \text{SiO}_2 \div 60}{\% \text{Al}_2\text{O}_3 \div 102 + \% \text{Fe}_2\text{O}_3 \div 160}$	1,84

Os argilo-minerais presentes na fração argila do solo em estudo foram identificados através de ensaios de difratometria de raios-x, em amostra orientada natural, glicolada e calcinada. As Figuras 3.14, 3.15 e 3.16 apresentam os difratogramas de raios-x da fração argila do solo, nos estados natural, glicolado e calcinado, respectivamente.

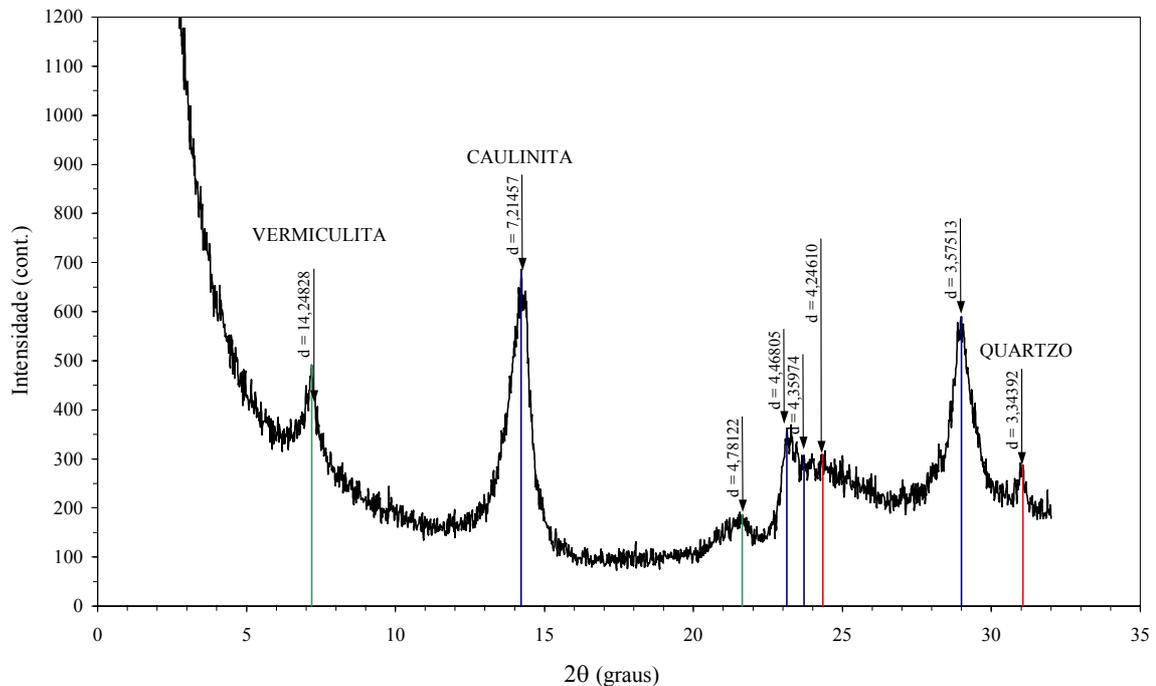


Figura 3.14 – Difratogramas de raios-x da amostra de solo na condição natural

Segundo Santos (1989) os picos pronunciados encontrados na amostra no estado natural, para distâncias interplanares $7,21 \text{ \AA}$ ($2\theta = 14,2^\circ$) e $3,57 \text{ \AA}$ ($2\theta = 28,9^\circ$) são característicos da caulinita. Esses picos se mantêm na amostra glicolada, mas desaparecem na calcinada. Segundo Tovey (1986), esse comportamento ocorre porque a caulinita se decompõe a uma temperatura próxima aos 550°C , por perda de água inter-reticular. O resultado do ensaio evidenciou também a presença de vermiculita, pois no estado natural ocorreu um pico para uma distância basal $14,25 \text{ \AA}$ ($2\theta = 7^\circ$) e, na amostra calcinada, este pico desapareceu, dando lugar a uma banda a $10,18 \text{ \AA}$ ($2\theta = 10^\circ$). O pico de $3,34 \text{ \AA}$ ($2\theta = 31^\circ$) caracteriza a presença de quartzo na amostra, nos estados natural, glicolado e calcinado.

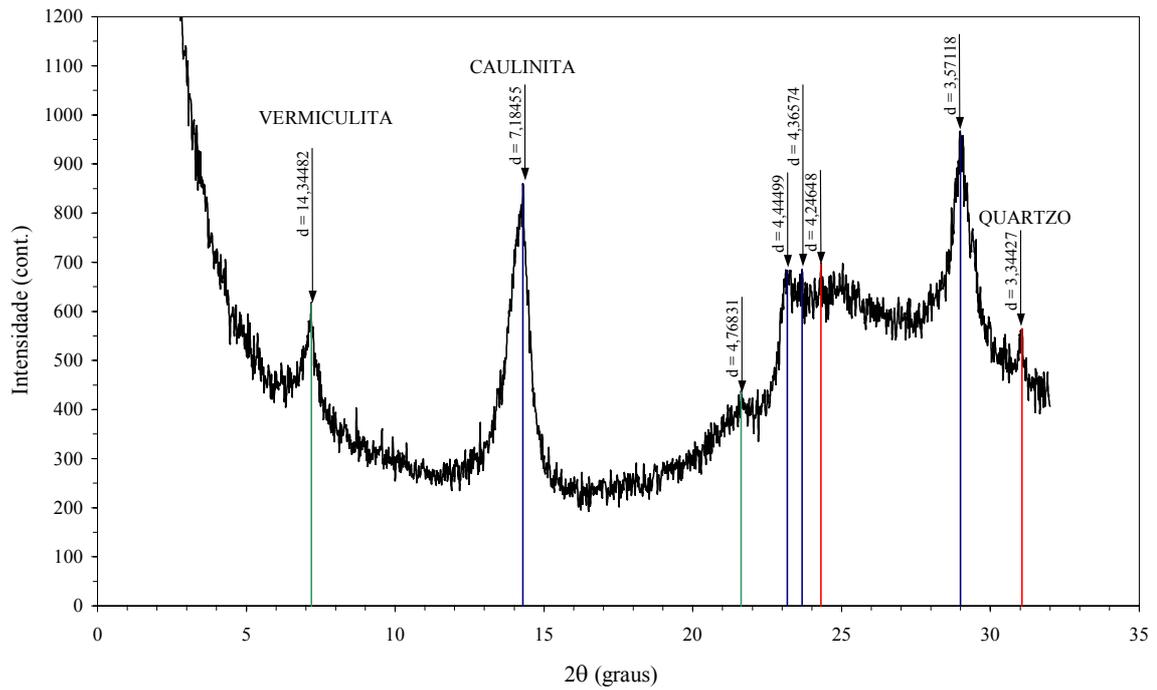


Figura 3.15 – Difratoformas de raios-x da amostra de solo na condição glicolada

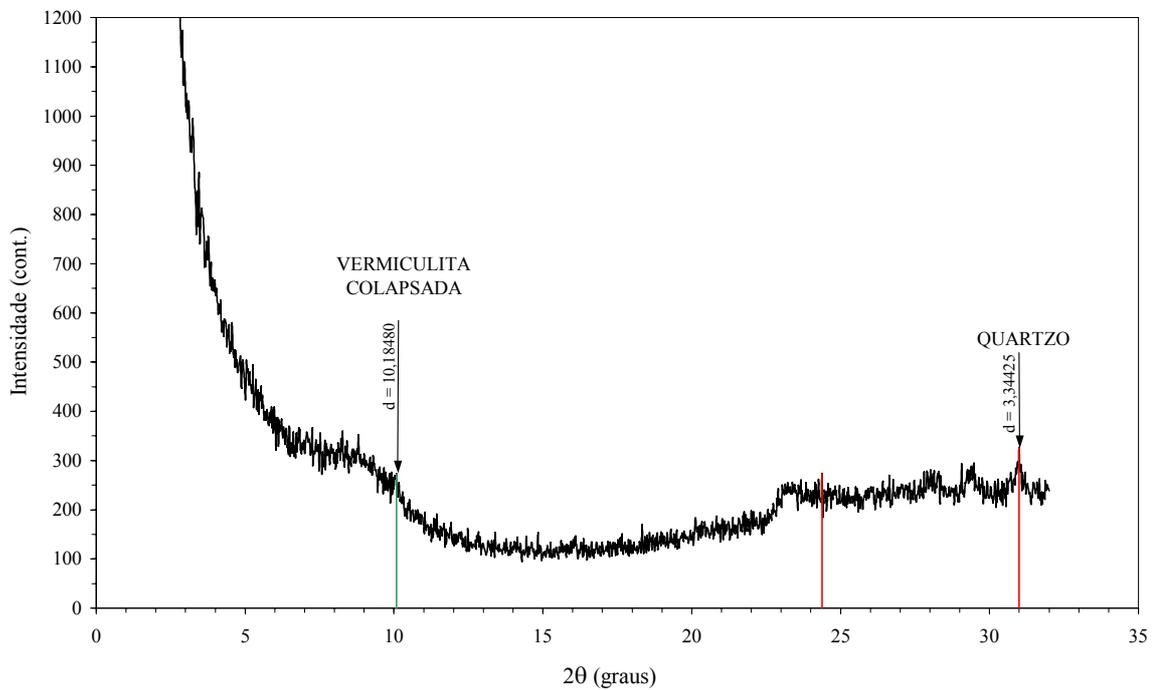


Figura 3.16 – Difratoformas de raios-x da amostra de solo na condição calcinada

A análise da mineralogia total da amostra, realizada através do método do pó, confirmou a presença do quartzo com um pico de grande intensidade a $3,34 \text{ \AA}$ ($2\theta = 26,5^\circ$) e evidenciou a presença de hematita (óxido de ferro) com uma distância interplanar de $2,70 \text{ \AA}$ ($2\theta = 33^\circ$), característica dos solos lateríticos, como mostrado na Figura 3.17.

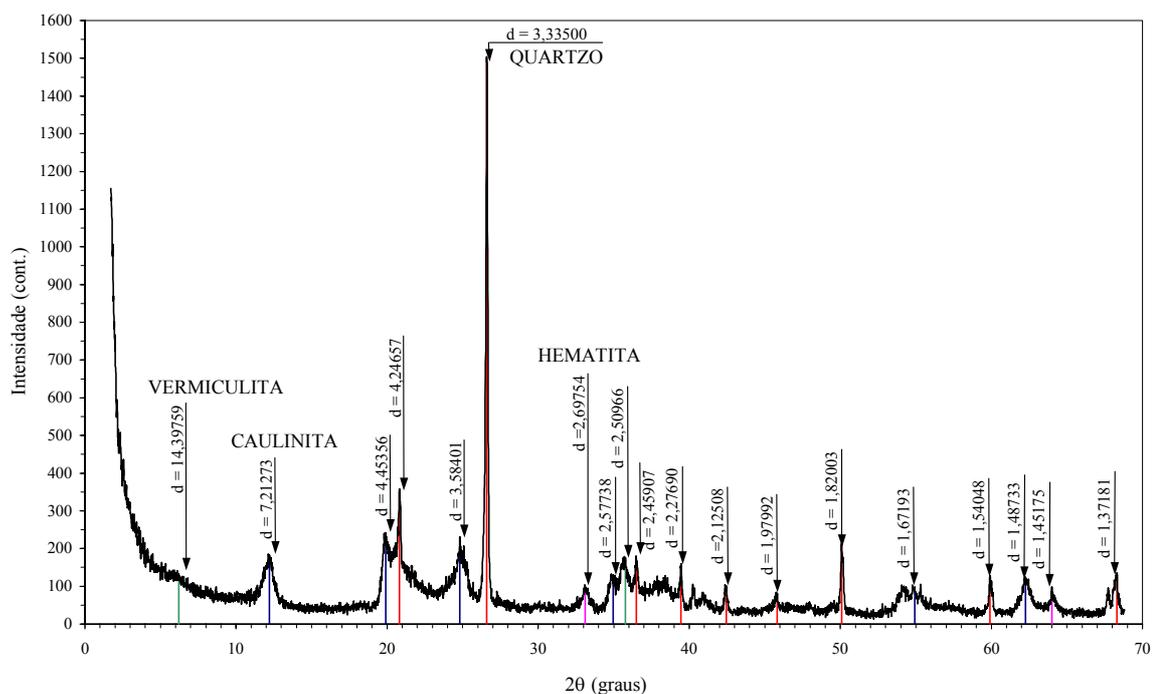


Figura 3.17 – Difratograma de raios-x do solo (mineralogia total)

A análise semiquantitativa da fração argila e das outras frações do solo são apresentadas na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Análise semi-quantitativa do solo (fração argila e mineralogia total)

MINERAL	FRAÇÃO ARGILA (<2μm)	MINERALOGIA TOTAL
Quartzo	3%	44%
Caulinita	81%	22%
Vermiculita	16%	19%
Hematita	—	15%

A análise semiquantitativa apresentou uma composição comum a latossolos. Na fração argila do solo nota-se uma elevada porcentagem de caulinita. De acordo com Salomão e Antunes (1998) e Nogami e Villibor (1995), a caulinita é o principal argilo-mineral presente na fração argila de solos lateríticos, em especial latossolos. A presença da vermiculita neste tipo de solo também foi relatada por Tremocoldi (2003) e Alves (2002).

Nas frações areia e silte o quartzo é o mineral predominante. Segundo Nogami e Villibor (1995), este mineral é encontrado com muita frequência, e é quase sempre predominante nas frações areia e silte de solos lateríticos.

Devido à ocorrência de vermiculita na fração argila do solo estudado, decidiu-se realizar ensaio para determinar o potencial expansivo do solo. O índice de expansão (I_E) encontrado foi de 16,51‰, o que o classifica (de acordo com a Tabela 3.1 citada anteriormente) como um solo com potencial de expansão muito baixo.

Além disso, Lucena e Brugnara (1970) determinaram no ensaio de ISC (energia intermediária) uma expansão de 0,04%, que é um valor de expansão bem menor que o admissível para bases de pavimentos cimentadas.

A Figura 3.18 apresenta a variação da altura da amostra com o logaritmo do tempo, obtida a partir do ensaio para determinação do potencial expansivo do solo.

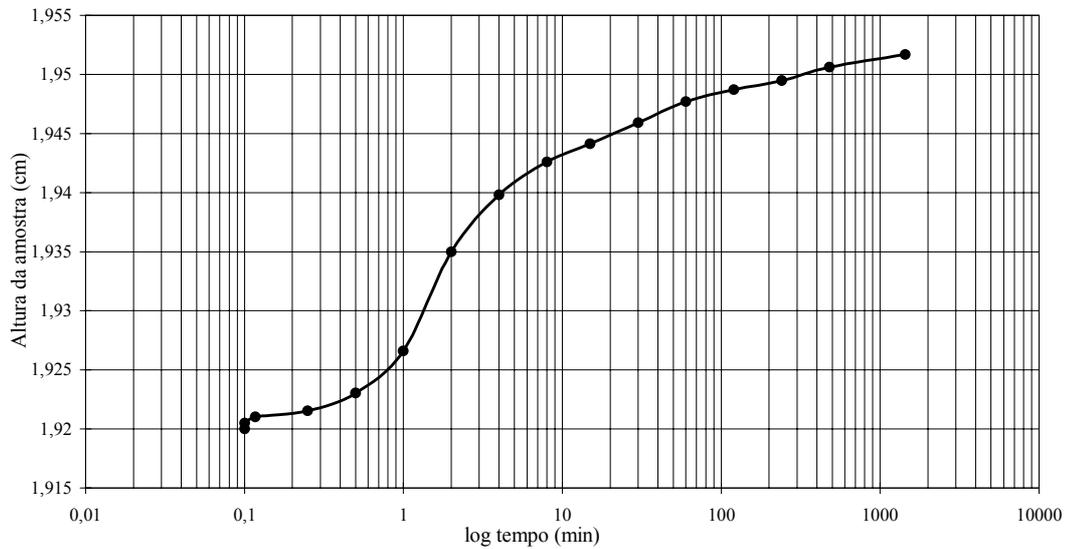


Figura 3.18 – Variação da altura da amostra com o logaritmo do tempo

O comportamento resiliente do solo, determinado por compressão triaxial, é apresentado na Tabela 3.6 e nas Figuras 3.19 e 3.20. Observa-se uma boa adequação do modelo (1) de Svenson (1980), e do modelo (2) de Pezo (1993), onde K_1 , K_2 e K_3 são constantes determinadas no ensaio, σ_d é a tensão desvio e σ_3 é a tensão confinante (em kPa).

Tabela 3.6 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência na compressão triaxial

	MODELO	K_1	K_2	K_3	R^2
(1)	$M_R = K_1 \times \sigma_d^{K_2}$	1×10^6	-0,4545	–	0,98
(2)	$M_R = K_1 \times \sigma_d^{K_2} \times \sigma_3^{K_3}$	250034	-0,43	0,47	0,83

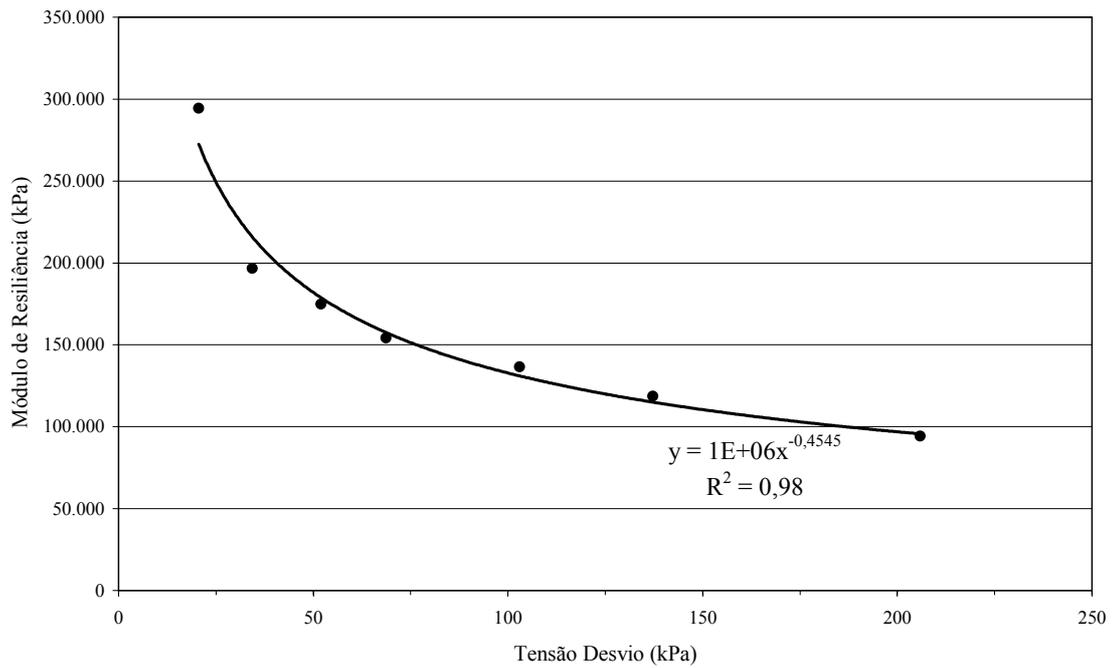


Figura 3.19 – Comportamento resiliente do solo (modelo para solo argilo-arenoso)

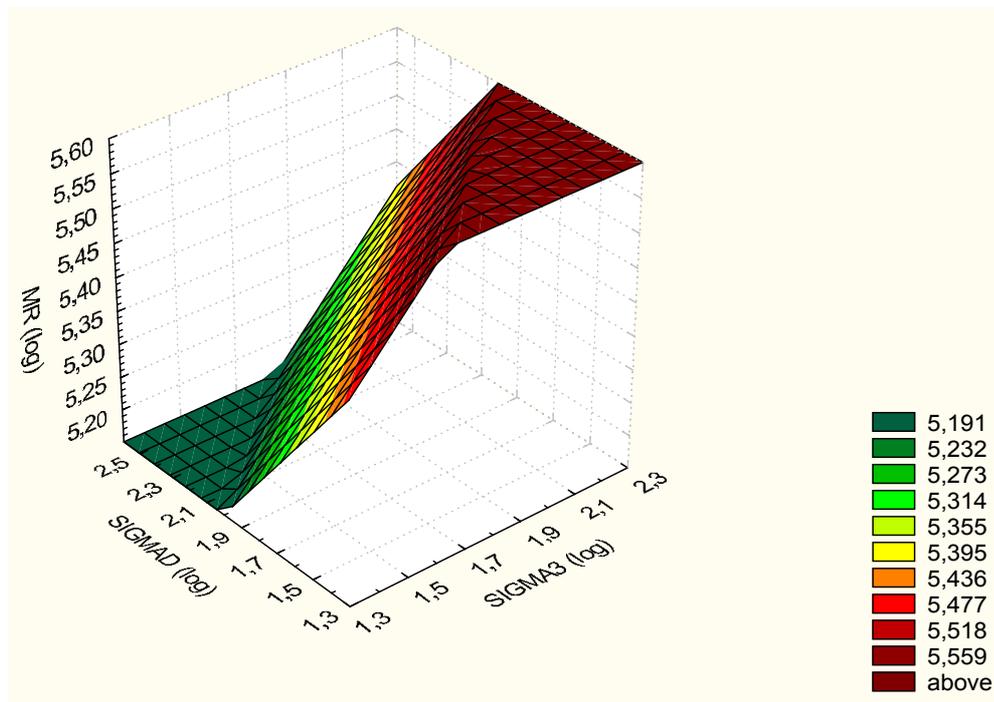


Figura 3.20 – Comportamento resiliente do solo (modelo que considera σ_d e σ_3)

3.2.2 Cal

Foram utilizados dois tipos de cal: uma cal dolomítica hidratada, comercialmente chamada de “Primor Extra”, produzida pelo Grupo Dagoberto Barcelos S.A., na cidade de Caçapava do Sul/RS; e uma cal cálcica hidratada, de nome comercial “Supercal”, produzida pela empresa Cobrascal Ltda, na cidade de Mairiporã/SP. A Tabela 3.7 apresenta os resultados dos ensaios químicos dos dois tipos de cal, realizados no Instituto de Geociências da UFRGS.

Tabela 3.7 – Análise química das duas cales utilizadas

CARACTERÍSTICA	CAL CÁLCICA	CAL DOLOMÍTICA
Perda ao fogo	27,8	22,6
SiO ₂	1,88	7,93
Al ₂ O ₃	0,38	0,32
Fe ₂ O ₃	0,22	0,73
MnO	0,013	0,044
CaO	68,8	40,0
MgO	0,5	27,8
Na ₂ O	0,13	0,2
K ₂ O	0,08	0,33
TiO ₂	0,02	0,04
P ₂ O ₅	0,18	0,011

3.2.3 Água

Utilizou-se água destilada na execução de todos os ensaios de laboratório. A água potável, proveniente da rede pública de abastecimento, foi utilizada na imersão das amostras 24 hs antes da ruptura (ensaios de resistência e de módulo de resiliência).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 DOSAGEM

4.1.1 Método de Eades e Grim

A dosagem da mistura solo-cal foi realizada inicialmente através do método do pH, proposto por Eades e Grim (1966). Foram feitas determinações do pH para misturas com os dois tipos de cal, conforme a Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Dosagem pelo método de Eades e Grim – Valores de pH

CAL	2%	3%	4%	5%	6%	7%	8%	9%	10%
CÁLCICA	12,08	12,41	12,49	12,50	12,69	12,73	12,74	12,75	12,75
DOLOMÍTICA	-	-	-	12,53	12,67	12,71	12,73	12,73	12,73

Segundo o método, o teor de cal necessário para estabilização é aquele que atingir um pH de 12,4. Os resultados mostram uma mesma tendência nos valores de pH para os dois tipos de cal. Inicialmente foram escolhidos 5 teores (5% a 10%) para execução do ensaio. Como o mínimo valor de pH obtido foi em torno de 12,5 (5% de cal), foram testados também os teores de 2, 3 e 4% e, como os dois tipos de cal apresentaram a mesma tendência, ensaiou-se apenas a mistura com cal cálcica.

Portanto, o teor de 3% de cal é o teor ótimo para estabilização, segundo Eades e Grim (1966). A Figura 4.1 mostra que a presença da cal provoca um grande aumento nos valores de pH. O pH do solo natural, inicialmente em 4,7, passou para 12,08 com apenas 2% de cal cálcica.

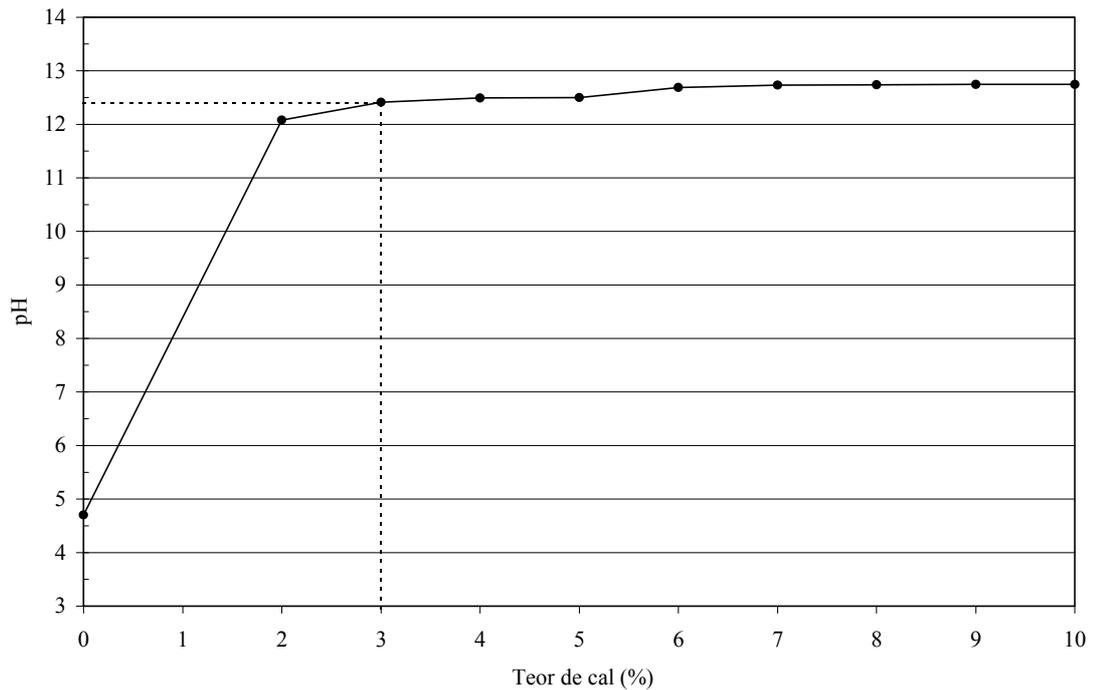


Figura 4.1 – Dosagem pelo método do pH

4.1.2 Método de Thompson

A dosagem realizada segundo o critério de Thompson (1966), seguiu o procedimento proposto por Núñez (1991). Determinou-se a resistência à compressão simples do solo natural e da mistura solo-cal após 28 dias de cura, para os teores de 3, 5, 7 e 9%. A Tabela 4.2 apresenta os resultados encontrados para misturas com cal cálcica e dolomítica, após imersão de 24 horas.

Tabela 4.2 – Resistência à compressão simples aos 28 dias (kPa)

TEOR DE CAL	TIPO DE CAL	
	CÁLCICA	DOLOMÍTICA
3%	879	412
5%	1673	815
7%	2102	1379
9%	2680	1933

O solo natural apresentou R_{CS} de 345 kN/m^2 sem imersão prévia, e não resistiu à imersão de 24 horas antes da ruptura. Observou-se que o teor de 3% de cal (para os dois tipos de cal) satisfaz o critério de Thompson (1966), apresentando um ganho de resistência superior a 345 kN/m^2 aos 28 dias de cura. Portanto, o teor de 3% de cal é o suficiente para estabilização do solo. Foram ensaiados também os teores de 4% e 5% de cal. O teor de 4% foi escolhido por ser o adotado na construção do trecho experimental da BR-377/RS, conforme citado por Lucena e Brugnara (1970). O teor de 5% foi incluído no estudo com o objetivo de determinar se a mistura de solo com esse teor (5%) de cal dolomítica alcançaria a resistência de mistura de solo e teores inferiores de cal cálcica. Como a cal dolomítica é a produzida no Rio Grande do Sul a adoção deste tipo de cal, mesmo com teores um pouco maiores, pode ser economicamente mais viável que a adoção da cal cálcica.

4.2 DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X

Foram realizados ensaios de difratometria de raios-x pelo método do pó (mineralogia total) em amostras do solo natural, da mistura solo-cal (4% de cal cálcica) e das amostras coletadas da pista, com o objetivo de observar se houve consumo dos argilo-minerais do solo e identificar compostos cimentantes, possivelmente, formados com a adição da cal, mas sem quantificá-los. O teor de 4% de cal foi escolhido por ser o teor adotado na construção do trecho experimental já referido. A Figura 4.2 apresenta os resultados dos ensaios de difratometria de raios-x do solo natural, das amostras extraídas da pista e de misturas solo-cal moldadas em laboratório e curadas por 112 e 168 dias.

Os picos de difração verificados nos ensaios de difratometria de raios-x pelo método do pó (mineralogia total) em amostras de solo e solo-cal evidenciaram a presença dos seguintes minerais: caulinita (C), vermiculita (V), quartzo (Q), carbonato de cálcio (CC) e óxido de ferro (F). As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam os difratogramas de raios-x em uma escala ampliada. Pode-se notar uma redução nas intensidades de alguns dos picos relativos à caulinita ($2\theta = 12,2^\circ$; $2\theta = 19,9^\circ$; $2\theta = 35^\circ$; $2\theta = 35,8^\circ$; $2\theta = 38,2^\circ$ e $2\theta = 62,2^\circ$) e ao óxido de ferro ($2\theta = 33,2^\circ$; $2\theta = 35,7^\circ$ e $2\theta = 54,1^\circ$) dos 112 para os 168 dias de cura, indicando que houve um consumo desses minerais nas reações pozolânicas que possivelmente se desenvolveram durante o processo de cura. Quanto à vermiculita, parece não haver diminuição significativa na intensidade do pico. Observam-se também maiores intensidades

dos picos referentes ao quartzo ($2\theta = 36,5^\circ$; $2\theta = 42,3^\circ$; $2\theta = 55^\circ$ e $2\theta = 68,2^\circ$) nas amostras curadas por 168 dias. Supõe-se que este aumento nas intensidades dos picos seja devido à amostragem.

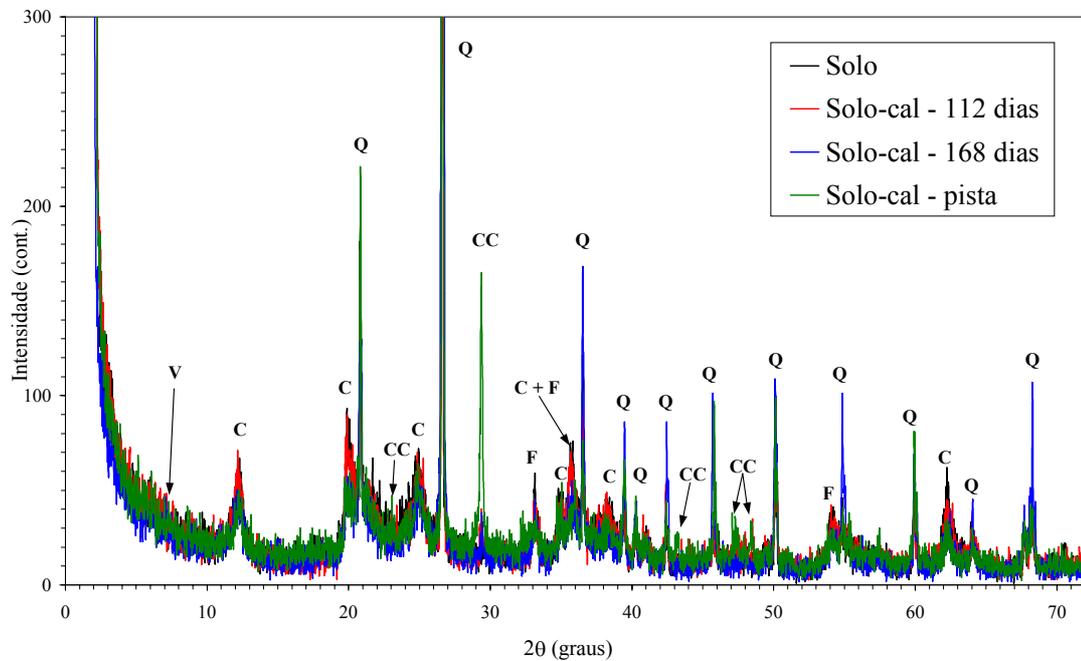


Figura 4.2 – Resultado dos ensaios de difratometria de raios-x

Entretanto, pode-se observar que não há uma redução significativa nos picos da caulinita na amostra do solo natural em relação à amostra curada por 112 dias. De acordo com Eades e Grim (1960), a formação de novas fases é resultante da reação da cal com produtos amorfos presentes no solo e, quando há a presença destes, a cal só irá atacar a estrutura cristalina após ter consumido todo o material amorfo. Além disso, a caulinita é considerada muito estável, sendo atacada inicialmente nas arestas e dentro das lâminas de silicato. Castro (1981) também constatou que seu consumo está longe de ser total. Assim, poderia se explicar o fato de não se notar alteração nos picos da caulinita, para pequenos teores de cal e menores tempos de cura.

Além disso, observa-se também que as intensidades dos picos do material da pista e da mistura solo-cal moldada em laboratório e curada por 168 dias apresentaram valores equivalentes. Entretanto, neste estudo não foi realizada a comparação direta entre estas duas amostras, por se tratarem de misturas diferentes submetidas a condições de cura distintas. O

ensaio de difratometria de raios-x da amostra da pista foi realizado apenas com o objetivo de identificar os possíveis compostos cimentantes formados.

A redução nas intensidades dos picos referentes à caulinita e ao óxido de ferro, em uma análise inicial, poderia indicar que as reações pozolânicas teriam ocorrido e algum composto cimentante (como o CSH e/ou o CAH), deveria ter aparecido. Os resultados mostraram a presença de novos picos com distância interplanar $d = 3,04 \text{ \AA}$ ($2\theta = 29,3^\circ$), $d = 3,84 \text{ \AA}$ ($2\theta = 23^\circ$), $d = 2,09 \text{ \AA}$ ($2\theta = 43,2^\circ$), $d = 1,92 \text{ \AA}$ ($2\theta = 47^\circ$) e $d = 1,88 \text{ \AA}$ ($2\theta = 48,5^\circ$) principalmente na amostra da pista. Alguns destes picos apareceram também em amostras curadas por 112 e 168 dias.

Estes picos poderiam ser referentes ao silicato hidratado de cálcio ou ao carbonato de cálcio que, segundo Thomé (1999) e Eades e Grim (1960), apresentam picos principais coincidentes. De acordo com Eades e Grim (1960), estes picos de difração estão próximos, e as linhas de reflexão do carbonato são fortes. Além disso, no processo de mistura sempre ocorrerá a formação de alguma quantidade de CaCO_3 , que pode mascarar o CSH devido ao caráter pouco cristalino deste silicato (Metha, 1986 *apud* Thomé, 1999).

Entretanto, segundo Mexias (2004), o não aparecimento dos compostos silicatados pode ser atribuído ao fato destes serem pouco cristalinos, e por sua baixa concentração na amostra. Quando estiverem em concentrações menores que 5%, possivelmente não aparecerão nos ensaios de difratometria de raios-x. Ormsby e Kinter (1973) também não observaram o surgimento de novos picos de difração (em solos ricos em caulinita, estabilizados com cal cálcica), e da mesma forma atribuíram este fato à pequena concentração dos mesmos na amostra e a seu caráter pouco cristalino. Concluíram também que a ocorrência de efeitos cimentantes (caracterizados pelo aumento de resistência) sem que sejam identificados silicatos e/ou aluminatos pela difratometria de raios-x, sugere uma estabilização através de processos envolvendo a formação de géis pouco organizados.

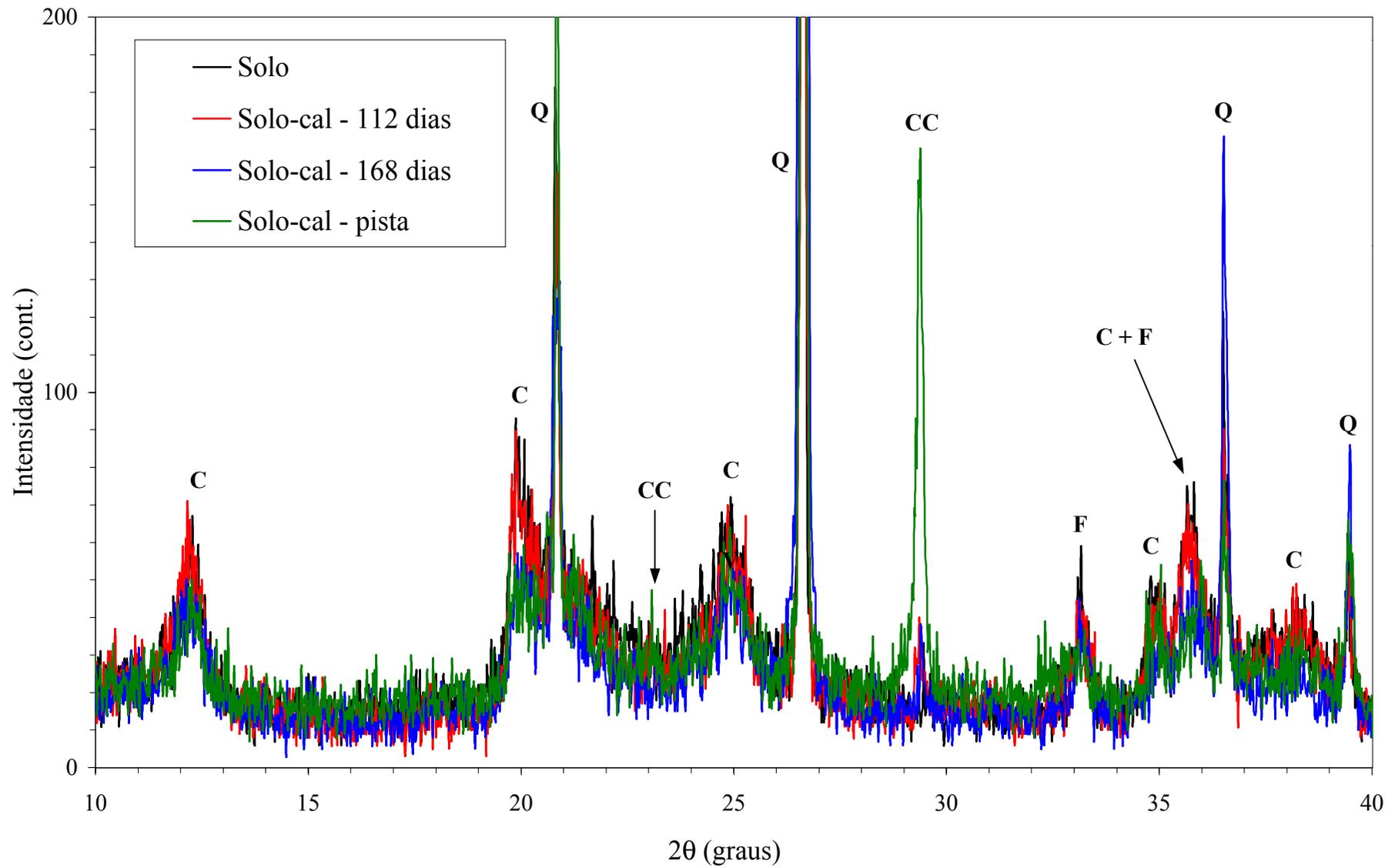


Figura 4.3 - Difratoograma de raios-x em escala ampliada ($2\theta = 10$ a 40°)

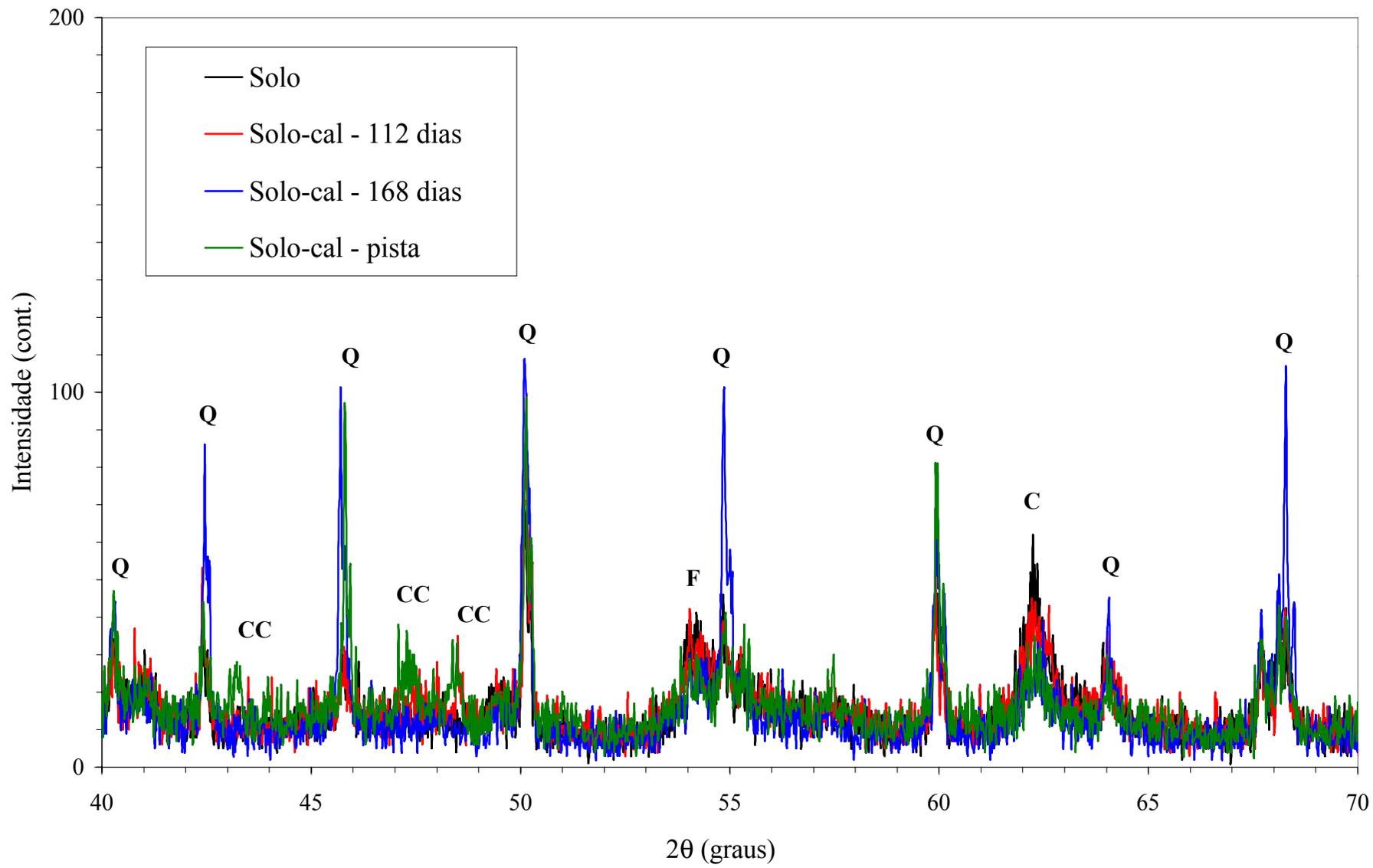


Figura 4.4 - Difratoograma de raios-x em escala ampliada ($2\theta = 40$ a 70°)

4.3 CARACTERÍSTICAS DE COMPACTAÇÃO

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam as curvas de compactação das misturas solo-cal na energia intermediária, para as misturas de solo com cal cálcica e dolomítica, respectivamente.

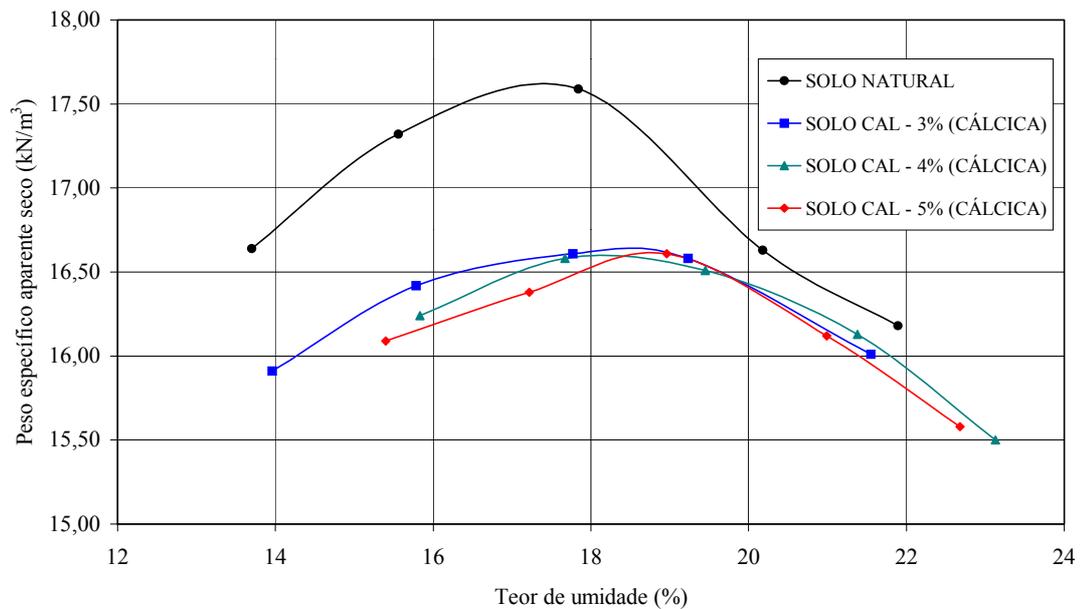


Figura 4.5 – Curvas de compactação - solo e mistura solo-cal (cal cálcica)

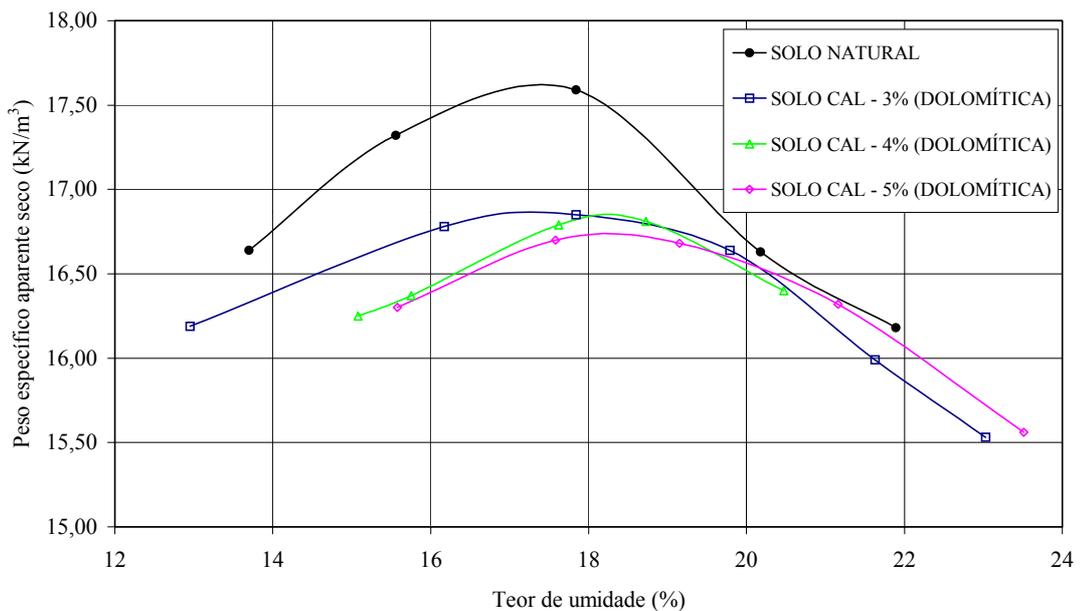


Figura 4.6 – Curvas de compactação - solo e mistura solo-cal (cal dolomítica)

O peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima de compactação encontrados para o solo natural e as misturas solo-cal são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Características de compactação do solo e das misturas

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO APARENTE SECO MÁXIMO (kN/m ³)	UMIDADE ÓTIMA (%)
Solo natural	17,62	17,4
Solo – cal (3% cálcica)	16,64	18,5
Solo – cal (4% cálcica)	16,60	18,2
Solo – cal (5% cálcica)	16,62	18,7
Solo – cal (3% dolomítica)	16,87	17,2
Solo – cal (4% dolomítica)	16,85	18,2
Solo – cal (5% dolomítica)	16,74	18,3

Os resultados comprovam a tendência apresentada no relatório do TRB (1987). A adição de cal proporcionou uma redução no peso específico aparente seco máximo e um aumento na umidade ótima de compactação, em relação ao solo natural. Este comportamento se explica pelo fato de que as partículas do solo se tornam mais floculadas quando se adiciona cal. Assim os vazios aumentam, e a estrutura floculada será forte o suficiente para resistir à compactação com um índice de vazios mais alto, o que reduz o γ_d do solo. Quanto mais vazios, será necessária mais água para preenchê-los, resultando em uma umidade ótima maior (Sivapullaiah *et al.*, 1998).

A adição de 3% de cal cálcica provocou uma redução no $\gamma_{d \text{ máx}}$ de 17,62 kN/m³ (solo natural) para 16,64 kN/m³, enquanto que com a cal dolomítica o valor foi de 16,87 kN/m³. Além disso, a umidade ótima foi aumentada de 17,4% para 18,5%. Apenas a mistura com 3% de cal dolomítica apresentou uma pequena queda na umidade ótima de compactação, da ordem de 0,2%.

As misturas com cal dolomítica apresentaram valores de peso específico aparente seco máximo um pouco maiores que os correspondentes a misturas com cal cálcica. Entretanto, a umidade ótima de compactação foi sensivelmente maior nas misturas com cal cálcica.

De forma geral, para os dois tipos de cal o aumento do teor de cal propiciou um aumento na umidade ótima de compactação e redução no peso específico aparente seco máximo. De acordo com Ormsby e Kinter (1973), o tipo de cal não tem grande influência nas características de compactação ($\gamma_{d\text{máx}}$ e $\omega_{ót}$), o que foi confirmado nos ensaios realizados.

4.4 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Na Tabela 4.4 são apresentados os resultados de resistência à compressão simples, para misturas de solo-cal curadas por tempos de cura de 14, 28, 56, 112, 140 e 168 dias.

Tabela 4.4 – Resistência à compressão simples (kPa)

TIPO DE CAL		CÁLCICA			DOLOMÍTICA		
TEOR DE CAL		3%	4%	5%	3%	4%	5%
TEMPO DE CURA (DIAS)	14	881	1429	1997	389	698	756
	28	905	1519	2002	561	706	769
	56	910	1553	2124	644	736	807
	112	731	1044	1468	687	783	888
	140	741	1066	1396	686	811	903
	168	758	1003	1387	(*)	(*)	840

(*) Corpos de prova desintegraram-se gradualmente durante as 24 horas de imersão prévia ao ensaio, possivelmente devido à perda de umidade durante o período de cura.

A grande maioria dos corpos de prova apresentou uma ruptura frágil à compressão simples, característica de materiais cimentados. A Figura 4.7 mostra a forma de ruptura de algumas amostras representativas dos corpos de prova que apresentaram resultados válidos, nos ensaios para determinação da resistência à compressão simples. Observou-se, na maioria dos casos, que a superfície de ruptura passou pela base dos corpos de prova.

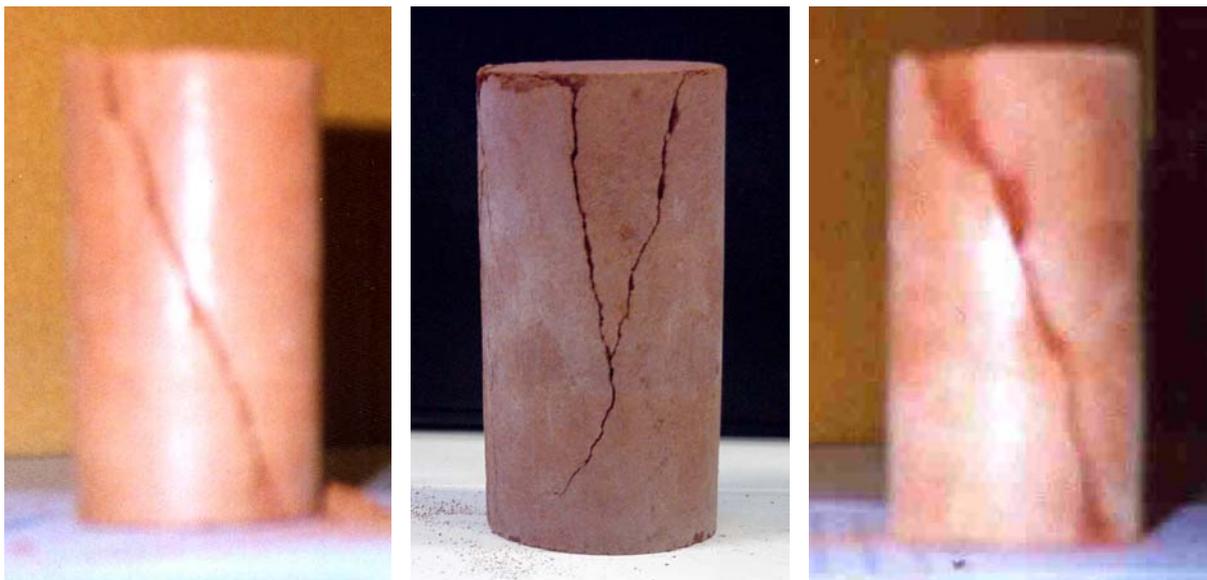


Figura 4.7 – Forma de ruptura dos corpos de prova submetidos à compressão simples

A influência de algumas das variáveis, como teor de cal, tipo de cal e tempo de cura, que influenciam na R_{CS} de misturas solo-cal é discutida a seguir.

4.4.1 Influência do tempo de cura

A Figura 4.8 apresenta a evolução da resistência à compressão simples com o tempo de cura para as misturas de solo + cal cálcica. Os tempos de cura considerados foram de 14, 28, 56, 112, 140 e 168 dias.

Inicialmente pode-se dizer que o comportamento apresentado pelas misturas de solo + cal cálcica ao longo do tempo de cura foi inesperado, sendo dividido em três fases, analisadas de forma separada: até os 56 dias, dos 56 aos 112 dias, e dos 112 aos 168 dias.

Observa-se que a mistura com 3% de cal apresentou 97% de sua resistência máxima aos 14 dias, não apresentando grande aumento de resistência até os 28 e 56 dias. Entretanto, as misturas com 4 e 5% de cal continuaram ganhando resistência até os 56 dias, chegando a mais de 2000 kPa, com 5% de cal. Este comportamento permite supor que as reações pozolânicas cessaram após os 14 dias nas misturas com 3% de cal e após os 56 dias nas misturas com 4 e 5% de cal, pela ausência de íons Ca^{++} disponíveis no sistema.

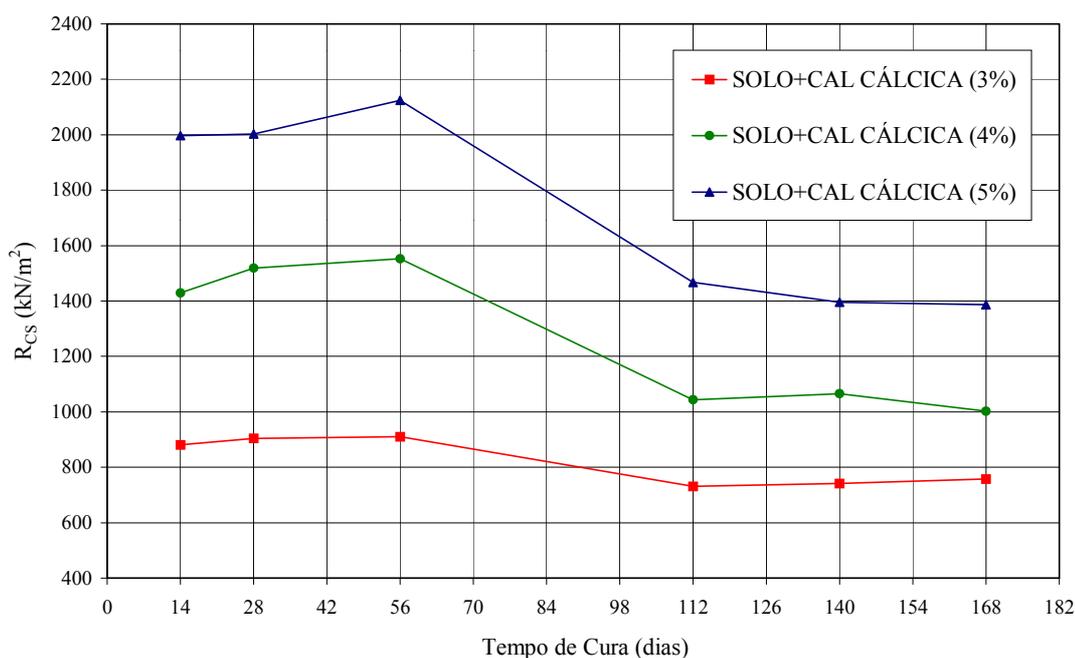


Figura 4.8 – Evolução da resistência à compressão simples com o tempo de cura (solo + cal cálcica)

Esperava-se que não haveria ganho adicional de resistência a partir dos 112 dias. Entretanto, foi observada uma queda de resistência dos 56 para os 112 dias nos 3 teores estudados, sendo mais acentuada nos teores de 4 e 5%. A resistência permaneceu praticamente constante dos 112 para os 168 dias, dentro da margem de erro do ensaio.

Pode-se levantar duas hipóteses para explicar este comportamento: a 1ª hipótese baseia-se no fato de que foi moldado um conjunto de corpos de prova para os tempos de cura de 14, 28 e 56 dias e outro conjunto para 112, 140 e 168 dias, sendo que a cada mistura (para 3 corpos de prova) eram compactadas amostras para os 3 tempos de cura, com o objetivo de obter maior aleatoriedade no experimento. Assim, uma mistura hipoteticamente chamada de “A”, permitia a moldagem de 3 CP’s, a serem curados por 14, 28 e 56 dias (ou por 112, 140 e 168 dias); e as misturas “B” e “C” permitiam a moldagem de 2 CP’s adicionais para cada tempo de cura. A moldagem do conjunto de CP’s para 112, 140 e 168 dias iniciou aproximadamente um mês depois. Assim, a queda de resistência dos 56 para os 112 dias poderia ser atribuída a uma variabilidade nos resultados, devido a uma possível modificação nas características das misturas (talvez pela carbonatação da cal armazenada neste período).

A 2ª hipótese leva em conta a possível formação de etringita e taumasita (devido à presença de sulfatos no solo, aliados à carbonatação), o que poderia ter inibido a formação dos silicatos e aluminatos hidratados (Sivapullaiah *et al.*, 2000 e Bhattacharja *et al.*, 2003). De acordo com os autores, as reações pozolânicas são modificadas na presença de sulfatos, através da combinação do ataque de sulfatos e da carbonatação, além da presença de alumina reativa. Conforme Guimarães (2002), solos com enxofre quando estabilizados com cal podem produzir etringita, prejudicando o ganho de resistência.

Apesar da baixa concentração de enxofre encontrada na amostra de solo (provável fonte de sulfato), é possível que apenas naquela amostra o teor de enxofre tenha sido baixo, se tratando de uma amostra não representativa. Além disso, esse mecanismo não depende somente do teor de sulfato solúvel, mas também de outros fatores como teor de umidade, temperatura, grau de carbonatação e pH (Bhattacharja *et al.*, 2003). Assim, a presença do CaCO_3 (que apareceu nos difratogramas de 112 dias) pode ter contribuído para a formação dos compostos expansivos, prejudicando o ganho de resistência. Cabe salientar que o ganho de resistência apresentado pelas misturas em relação ao solo natural indica que as reações pozolânicas realmente devem ter ocorrido, e algum produto cimentante deve ter se formado.

Lucena e Brugnara (1970) observaram, para o mesmo solo estabilizado com 4% de cal cálcica, valores de R_{CS} em torno de 440 kPa aos 14 dias de cura. Observa-se que este valor é bem menor que o obtido nesta pesquisa (1429 kPa). Entretanto, de acordo com os autores, os corpos de prova foram moldados em apenas uma camada, o que pode não ter garantido uma perfeita densificação da amostra, resultando em resistência mais baixa.

A Figura 4.9 apresenta a evolução da R_{CS} com o tempo de cura, para misturas com cal dolomítica, nos 6 tempos de cura. Observa-se um comportamento diferente do das misturas com cal cálcica, apresentando um ganho contínuo de resistência com o tempo de cura até os 140 dias. A mistura com 3% de cal apresentou uma taxa de ganho de resistência maior de 14 a 28 dias, com um aumento contínuo até os 112 dias de cura. As misturas com 4% e 5% de cal mostraram uma evolução linear com o tempo de cura, até os 140 dias. As amostras com 5% de cal apresentaram uma queda de resistência dos 140 para 168 dias de cura, e os corpos de prova com 3 e 4% não resistiram à imersão de 24 horas antes da ruptura.

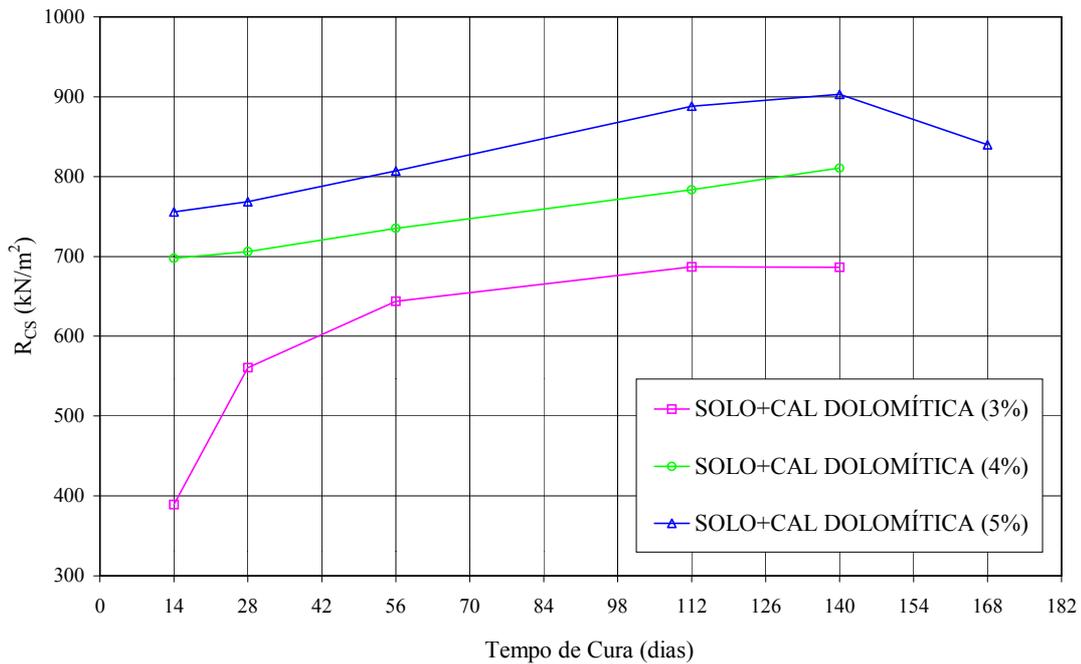


Figura 4.9 – Evolução da resistência à compressão simples com o tempo de cura (solo + cal dolomítica)

Pode-se supor que as reações pozolânicas cessaram aos 112 dias nas misturas de solo e cal dolomítica, pois entre os 112 e 140 dias observaram-se pequenas variações na resistência, dentro da margem de erro do ensaio.

Portanto, para as misturas com cal dolomítica, a primeira hipótese para queda de resistência citada anteriormente pode ser descartada, pois a queda de R_{CS} (5% de cal entre 140 e 168 dias) foi constatada para misturas pertencentes a um mesmo conjunto de corpos de prova. A queda de resistência poderia novamente ser atribuída à formação de compostos expansivos, aliado à presença do CaCO_3 . Enquanto nas misturas com cal cálcica a queda de resistência aconteceu após os 56 dias, nas misturas com cal dolomítica tal fato ocorreu a partir dos 140 dias. Tal diferença pode ser atribuída à menor percentagem de CaO presente na cal dolomítica.

Assim, entre as duas causas para a queda de resistência: a variabilidade nas condições de moldagem dos corpos de prova; e a formação de etringita acompanhada de carbonatação da cal, esta última parece mais factível. Entretanto, este é um assunto que precisa ser analisado mais detalhadamente em pesquisas futuras.

4.4.2 Influência do teor e tipo de cal

A Figura 4.10 apresenta os resultados obtidos na fase de dosagem para as misturas solo-cal, nos teores de 3, 5, 7 e 9% de cal, curadas por 28 dias. Observa-se que a resistência à compressão simples aumentou com o teor de cal. Além disso, as misturas com cal cálcica apresentaram um desempenho superior às misturas com cal dolomítica, com valores de R_{CS} de 28 a 55% superiores. Este comportamento está de acordo com o observado por Ormsby e Kinter (1973), que constataram que em solos ricos em caulinita a mistura com cal cálcica apresenta maiores valores de resistência.

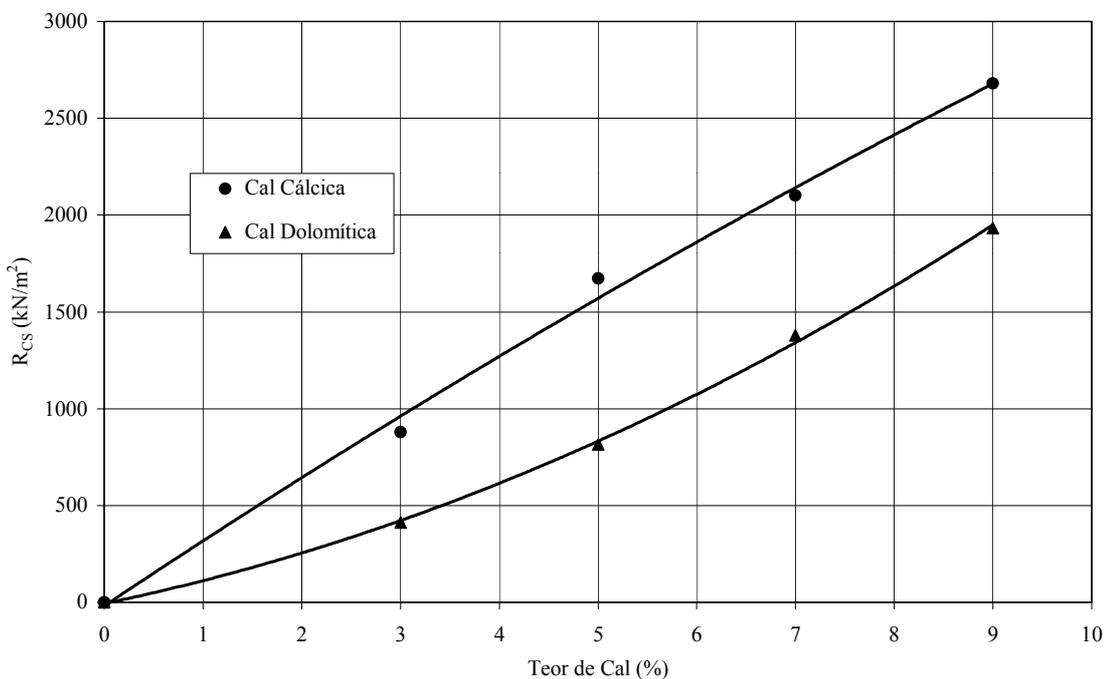


Figura 4.10 – Variação da R_{CS} com o teor de cal (28 dias de cura)

A variação da resistência à compressão simples com o teor de cal (na fase de dosagem), para cal cálcica e dolomítica, respectivamente, pode ser ajustada pelos modelos parabólico ou linear, válidos para teores de cal entre 3 e 9%, conforme as equações 4.1 a 4.4.

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = -3,99 \times (\%cal)^2 + 333,65 \times (\%cal) \quad R^2 = 0,99 \quad (4.1)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 291,61(\%cal) + 83,60 \quad R^2 = 0,99 \quad (4.2)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 12,59 \times (\%cal)^2 + 103,44 \times (\%cal) \quad R^2 = 1,00 \quad (4.3)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 256,41(\%cal) - 403,44 \quad R^2 = 0,99 \quad (4.4)$$

Observa-se que os modelos parabólicos e lineares ajustam muito bem a variabilidade da R_{CS} com o teor de cal, com valor de coeficiente de determinação R^2 mínimo de 0,99. Como os R^2 são praticamente idênticos, seria preferível usar os modelos lineares, pois no modelo 4.1 surge um sinal negativo no termo de 2º grau do teor de cal, que não teria explicação física.

As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam a variação da resistência à compressão simples com o teor de cal, nos 6 tempos de cura estudados, para cal cálcica e dolomítica, respectivamente.

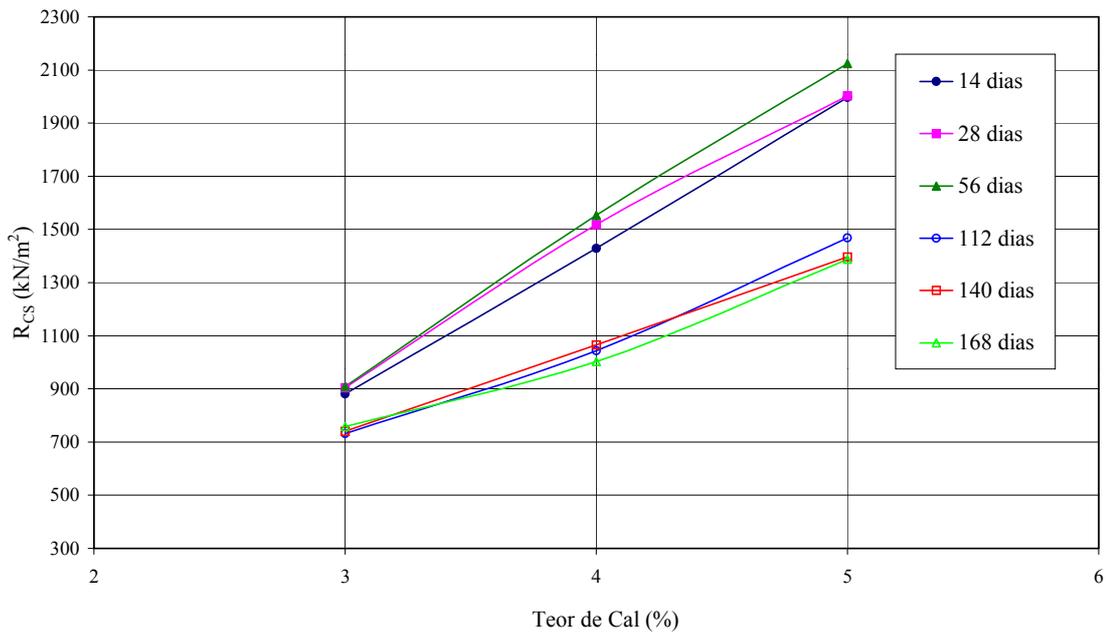


Figura 4.11 – Variação da resistência à compressão simples com o teor de cal (solo + cal cálcica)

Conforme apresentado nas Figuras 4.11 e 4.12 a evolução da R_{CS} com o teor de cal segue uma tendência linear. Para as misturas com cal cálcica, em todos os tempos de cura foi verificada esta relação; para as misturas com cal dolomítica, os corpos de prova curados por 14 dias, apresentaram uma maior taxa de aumento de resistência de 3% para 4% de cal.

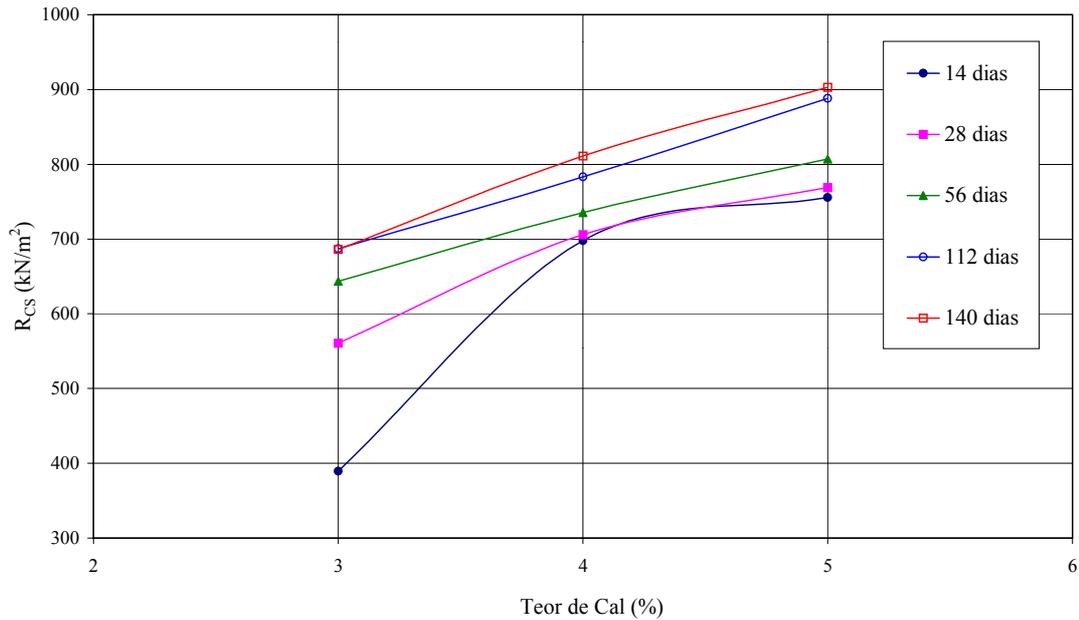


Figura 4.12 – Variação da resistência à compressão simples com o teor de cal (solo + cal dolomítica)

A R_{CS} se relaciona com o teor de cal através dos modelos 4.5 a 4.10 (cal cálcica), para os tempos de cura de 14, 28, 56, 112, 140 e 168 dias, respectivamente; e dos modelos 4.11 a 4.15 (cal dolomítica), para tempos de cura de 14, 28, 56, 112 e 140 dias, respectivamente.

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 557,72 (\%cal) - 795,29 \quad R^2 = 1,00 \quad (4.5)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 548,69 (\%cal) - 719,43 \quad R^2 = 1,00 \quad (4.6)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 607,03 (\%cal) - 899,35 \quad R^2 = 1,00 \quad (4.7)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 368,14 (\%cal) - 391,51 \quad R^2 = 0,99 \quad (4.8)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 327,45 (\%cal) - 242,15 \quad R^2 = 1,00 \quad (4.9)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 314,71 (\%cal) - 209,48 \quad R^2 = 0,98 \quad (4.10)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 183,33 (\%cal) - 119,10 \quad R^2 = 0,87 \quad (4.11)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 103,93 (\%cal) + 262,73 \quad R^2 = 0,95 \quad (4.12)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = -46,305 (\%cal) + 828,51 \quad R^2 = 0,25 \quad (4.13)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 100,57 (\%cal) + 383,93 \quad R^2 = 1,00 \quad (4.14)$$

$$R_{CS} \text{ (kPa)} = 108,34 (\%cal) + 366,66 \quad R^2 = 0,99 \quad (4.15)$$

Nota-se que as misturas com cal cálcica apresentaram uma boa correlação entre R_{CS} e porcentagem de cal, com altos valores de R^2 em todos os tempos de cura. Para as misturas com cal dolomítica, apenas o tempo de cura de 56 dias não apresentou boa correlação.

Nas misturas com cal cálcica pode-se observar que em tempos de cura de até 56 dias a influência do teor de cal na R_{CS} é maior que nos tempos de 112, 140 e 168 dias. Este comportamento pode ser justificado pelo término das reações pozolânicas, que provavelmente já cessaram devido à falta de íons Ca^{++} disponíveis no sistema. Além disso, a possível presença de compostos expansivos formados a partir dos sulfatos (já mencionado no item 4.4.1) também poderia reduzir o efeito da adição de cal no ganho de resistência.

4.4.3 Influência do tempo de espera entre mistura e compactação

A Figura 4.13 apresenta valores de R_{CS} de misturas solo-cal, nos teores de 3, 4 e 5% de cal cálcica, compactadas 1, 2, 4 e 8 horas após a mistura, ensaiadas após 28 dias de cura.

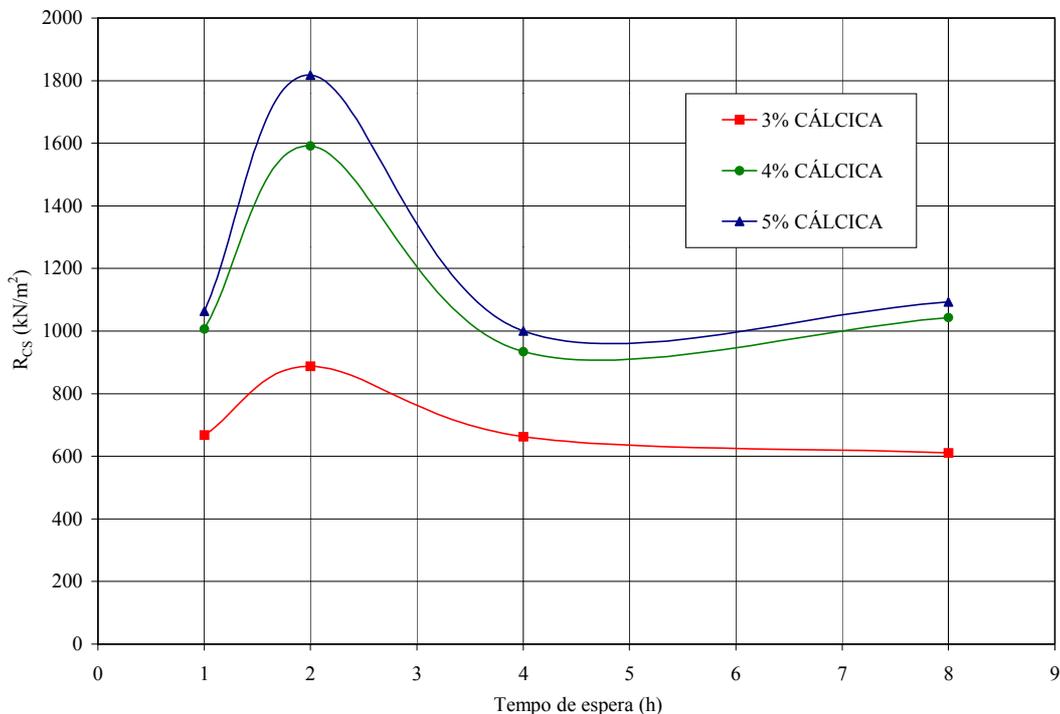


Figura 4.13 – Influência da espera entre mistura e compactação na R_{CS}

Como no campo o tempo transcorrido entre mistura e compactação raramente é inferior a 1 hora, e a norma ASTM D5102/96 também recomenda um tempo de espera entre mistura e compactação de 1 hora, decidiu-se verificar o efeito de maiores tempos na R_{CS} .

Diferentemente do que já foi constatado por diversos autores, entre eles Núñez (1991) e Sivapullaiah *et al.* (1998), que observaram que a demora entre mistura e compactação reduz a resistência de materiais cimentados, os resultados mostram que os tempos de espera de 1, 4 e 8 horas entre mistura e compactação, para as 3 misturas estudadas, proporcionaram pequena variação nos valores de R_{CS} .

Entretanto, os valores de resistência foram maiores para tempos de espera entre mistura e compactação de 2 horas, sendo que a diferença foi mais acentuada nas misturas com 4% e 5% de cal. Quando o tempo de espera até a compactação aumentou de 1 para 2 horas, as misturas apresentaram um ganho de resistência de 25% (3% de cal) e 42% (5% de cal), decrescendo posteriormente a valores semelhantes aos corpos de prova compactados 1 hora após a mistura. Os valores maiores de R_{CS} constatados para uma demora de 2 horas na compactação poderiam ser atribuídos a um possível erro experimental. Entretanto, esta hipótese foi descartada, pois se repetiram os ensaios (para 2 horas de demora na compactação), e observaram-se valores de R_{CS} muito próximos dos anteriores. Assim, este comportamento não pôde ser explicado, pois não foram encontrados resultados semelhantes na literatura.

4.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Na Tabela 4.5 são apresentados os resultados de resistência à tração por compressão diametral, para misturas solo-cal curadas por 14, 28, 56 e 112 dias, nos teores de 3%, 4% e 5%, para cal cálcica e dolomítica.

Tabela 4.5 – Resistência à tração por compressão diametral (kPa)

TIPO DE CAL		CÁLCICA			DOLOMÍTICA		
TEOR DE CAL		3%	4%	5%	3%	4%	5%
TEMPO DE CURA (DIAS)	14	110	193	237	68	93	107
	28	–	216	281	–	98	115
	56	88	152	277	71	86	117
	112	–	153	207	–	61	93

Assim como ocorreu com a R_{CS} , a R_{TCD} aumentou com o teor de cal, para todos os teores e tempos de cura estudados.

As Figuras 4.14 e 4.15 apresentam a evolução da resistência à tração por compressão diametral com o tempo de cura, para as misturas com cal cálcica e dolomítica, respectivamente.

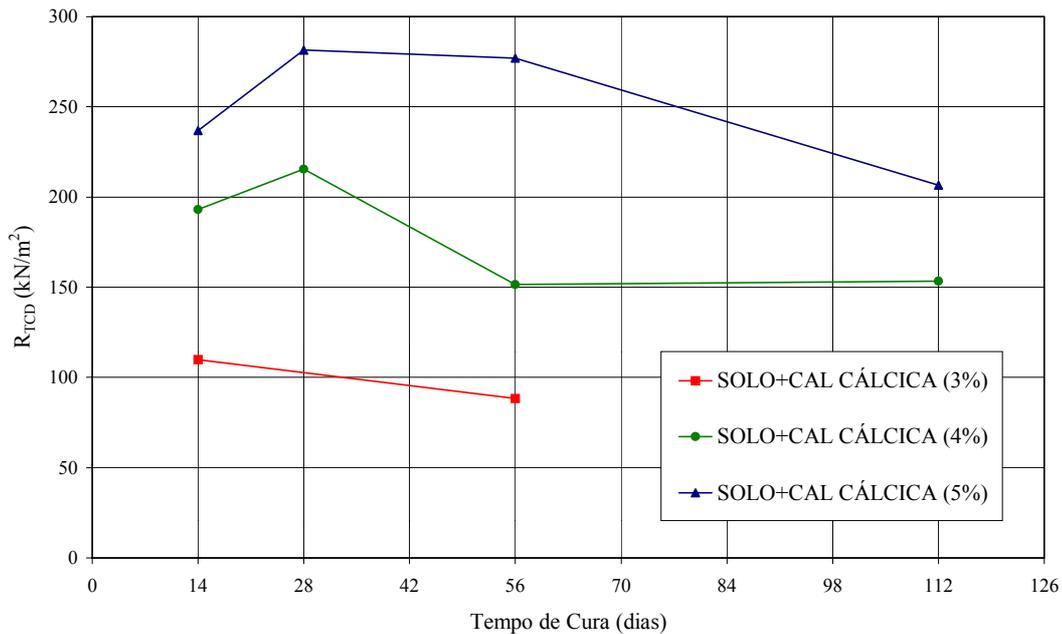


Figura 4.14 – Evolução da R_{TCD} com o tempo de cura (solo + cal cálcica)

Como ocorreu com a R_{CS} (Figura 4.8), a R_{TCD} também caiu com o tempo de cura nas misturas com cal cálcica. As misturas com 4 e 5% de cal apresentaram resistência à tração máxima de 216 kPa e 281 kPa, aos 28 dias, com uma queda de resistência até os 56 dias. Dos 56 para os 112 dias a mistura com 4% manteve sua resistência praticamente inalterada, e na mistura com 5% a R_{TCD} continuou caindo até 207 kPa aos 112 dias. As misturas com 3% de cal apresentaram uma queda de resistência dos 14 para os 56 dias de cura.

Diferentemente da R_{CS} , a queda na R_{TCD} começou após 28 dias de cura. Como os corpos de prova para determinação da R_{TCD} foram moldados após os destinados à R_{CS} , supõe-se que, se houve alguma carbonatação na cal armazenada, esta já deveria ter ocorrido nesse período (antes do início das moldagens de CP's para R_{TCD}). Assim, a mistura de solo com

uma cal já carbonatada, aliada à presença de sulfatos no solo, poderia ter antecipado a queda de resistência à tração.

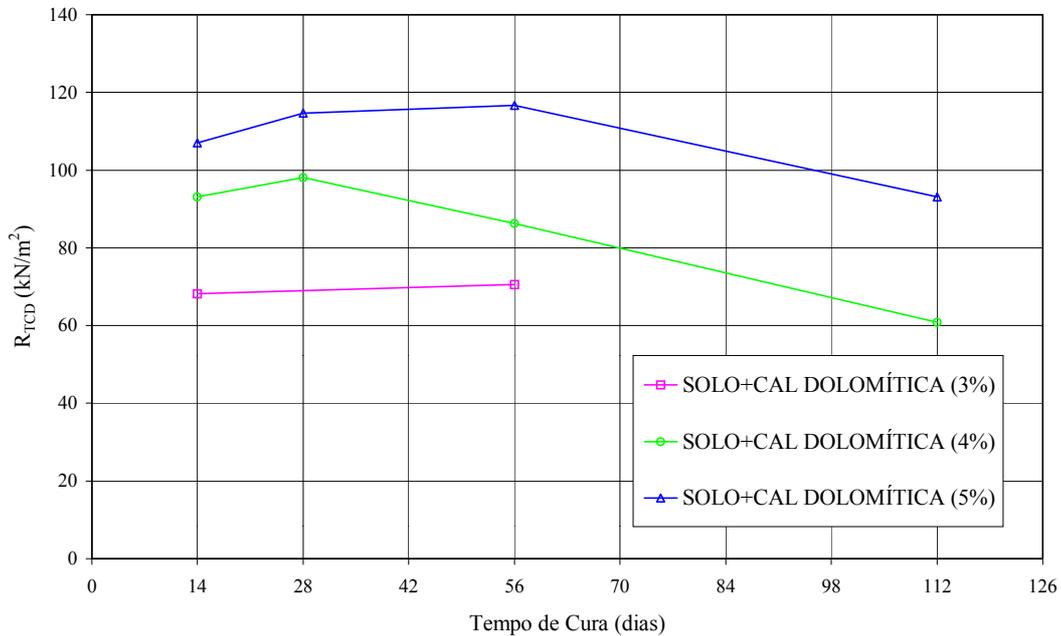


Figura 4.15 – Evolução da R_{TCD} com o tempo de cura (solo + cal dolomítica)

Nas misturas com cal dolomítica a evolução da R_{TCD} com o tempo de cura é completamente diferente da evolução da R_{CS} (Figura 4.9). A mistura com 3% de cal apresentou resistência à tração praticamente inalterada dos 14 aos 56 dias de cura. Já em misturas com 4 e 5% de cal nota-se que a resistência máxima foi atingida com 28 dias de cura, com uma queda contínua até os 112 dias (4%) ou dos 56 para os 112 dias (5%).

De acordo com Seddom e Bhindi (1983) citado por Núñez (1991), o surgimento de resistência à tração evidencia a ocorrência de cimentação pozolânica em misturas solo-cal. Entretanto, os autores apontam uma R_{TCD} de 120 kPa como indicativo de fronteira entre as fases modificada e cimentada. Seguindo este 2º critério, os valores de R_{TCD} obtidos em misturas com cal dolomítica (menores que 117 kPa) indicariam que não ocorreram reações pozolânicas.

No entanto, o aumento contínuo na R_{CS} com o tempo de cura até os 112 ou 140 dias (misturas com cal dolomítica) indica que realmente ocorreu a formação de compostos cimentantes. Assim, a única explicação plausível para esta queda ocorrida apenas na R_{TCD},

seria a ocorrência da carbonatação da cal dolomítica no período entre a moldagem de CP's para R_{CS} e R_{TCD} .

A Tabela 4.6 apresenta os resultados de resistência à tração dos corpos de prova extraídos do trecho experimental construído no final da década de 60 na BR-377/RS. A R_{TCD} dos CP's extraídos da pista variou de 105 kPa a mais de 900 kPa, com um valor médio de 523 kPa e um desvio padrão de 361 kPa (CV = 69%).

Tabela 4.6 – Resistência à tração (kPa) dos corpos de prova extraídos da pista da BR-377/RS

Amostra N°	R_{TCD} (kPa)
1	126
2	105
3	865
4	963
5	479
6	601
Média:	523
Desvio Padrão:	361

Esta grande variabilidade pode ser atribuída a diversos fatores, entre eles as condições e tipo de mistura (realizada na pista, com espalhamento manual e mistura com “pulvi-mixer”), resultando em possíveis pontos frágeis ao longo do trecho, com menos íons cálcio disponíveis, o que poderia ter prejudicado as reações pozolânicas. Além disso, a posição da amostra em relação à seção transversal da pista poderia indicar uma maior ou menor solicitação ao longo da vida útil do pavimento e, conseqüentemente, uma diferente densificação em trechos da camada cimentada, devido à ação do tráfego, resultando em resistências variadas.

4.6 RELAÇÃO ENTRE AS RESISTÊNCIAS À TRAÇÃO E À COMPRESSÃO SIMPLES

A Figura 4.16 apresenta a relação entre a resistência à tração por compressão diametral e a resistência à compressão simples das misturas solo-cal (cal cálcica e dolomítica) ensaiadas. Como se pode notar, a relação R_{TCD}/R_{CS} apresentou uma certa homogeneidade, com poucos pontos fora da faixa de valores de Thompson (1965), citada por Núñez (1991). Portanto, considerando-se os dois tipos de cal, a relação obtida foi $R_{TCD} = 0,128 \times R_{CS}$, próximo dos resultados de Prietto (1996) ($R_{TCD} = 0,135 \times R_{CS}$), Thomé (1999) ($R_{TCD} = 0,156 \times R_{CS}$) e Ceratti (1979) ($R_{TCD} = 0,10$ a $0,13 \times R_{CS}$) para materiais cimentados.

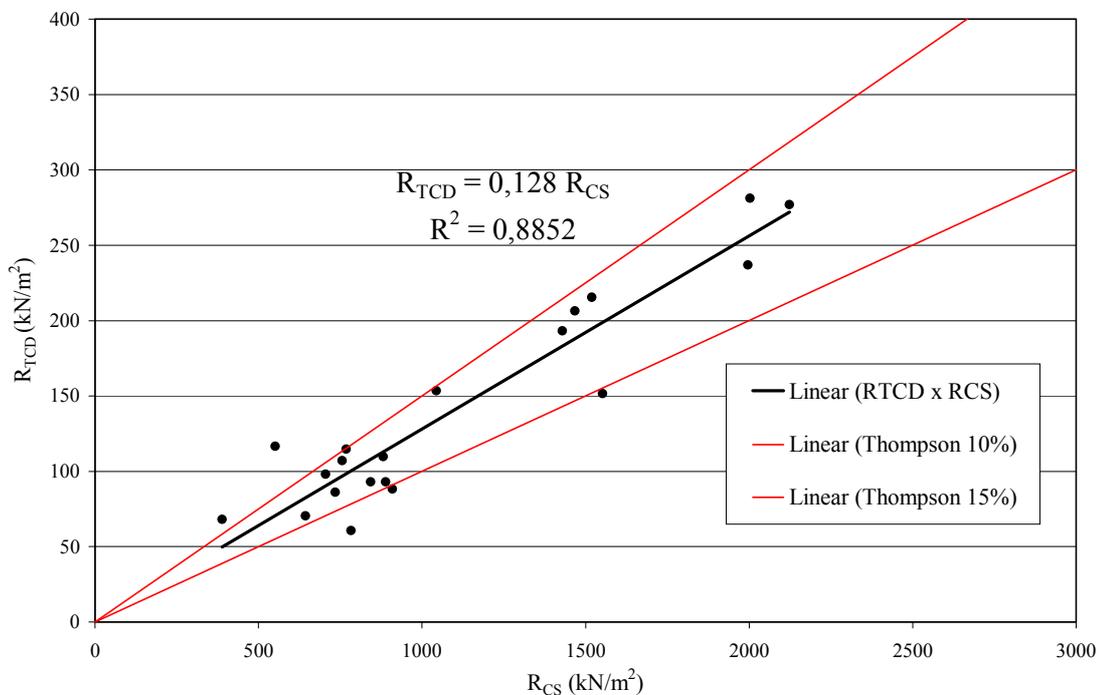


Figura 4.16 – Relação entre resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples de misturas solo-cal

Nas Figuras 4.17 e 4.18 são apresentadas as relações R_{TCD}/R_{CS} para as misturas com cal cálcica e dolomítica, respectivamente. Analisando-se separadamente a influência dos dois tipos de cal, pode-se observar que as misturas com cálcica apresentam um comportamento melhor definido, com um valor de $R^2 = 0,86$, enquanto as misturas com cal dolomítica apresentaram uma grande dispersão de dados, sem um padrão definido.

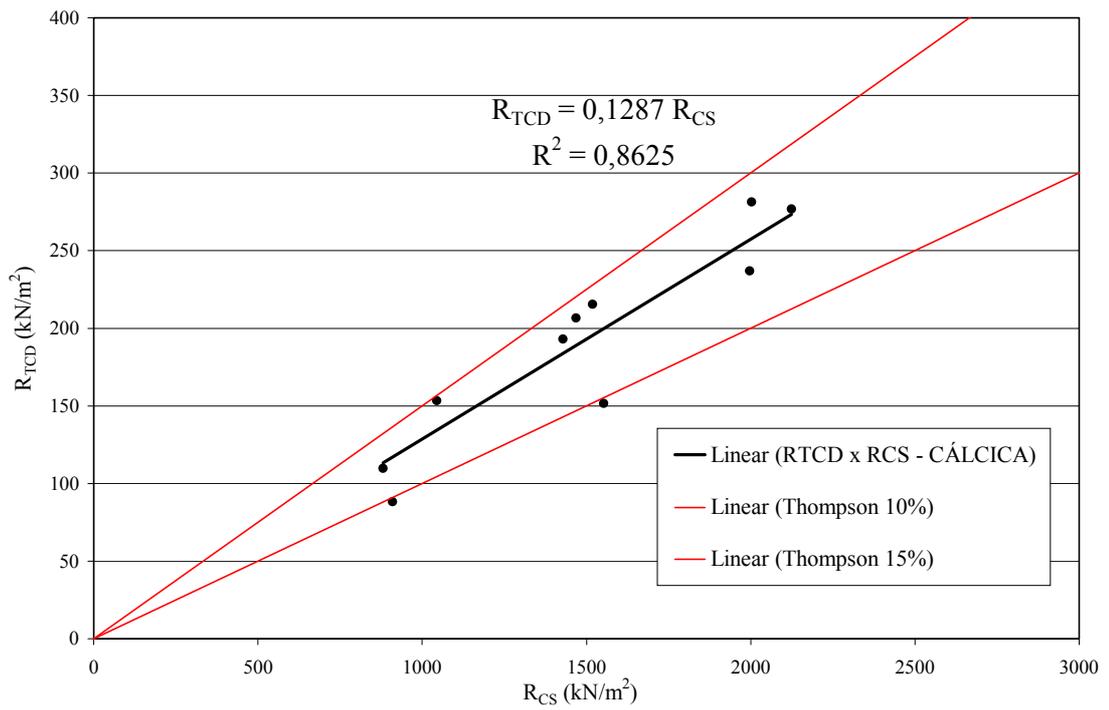


Figura 4.17 – Relação R_{TCD}/R_{CS} – misturas solo + cal cálcica

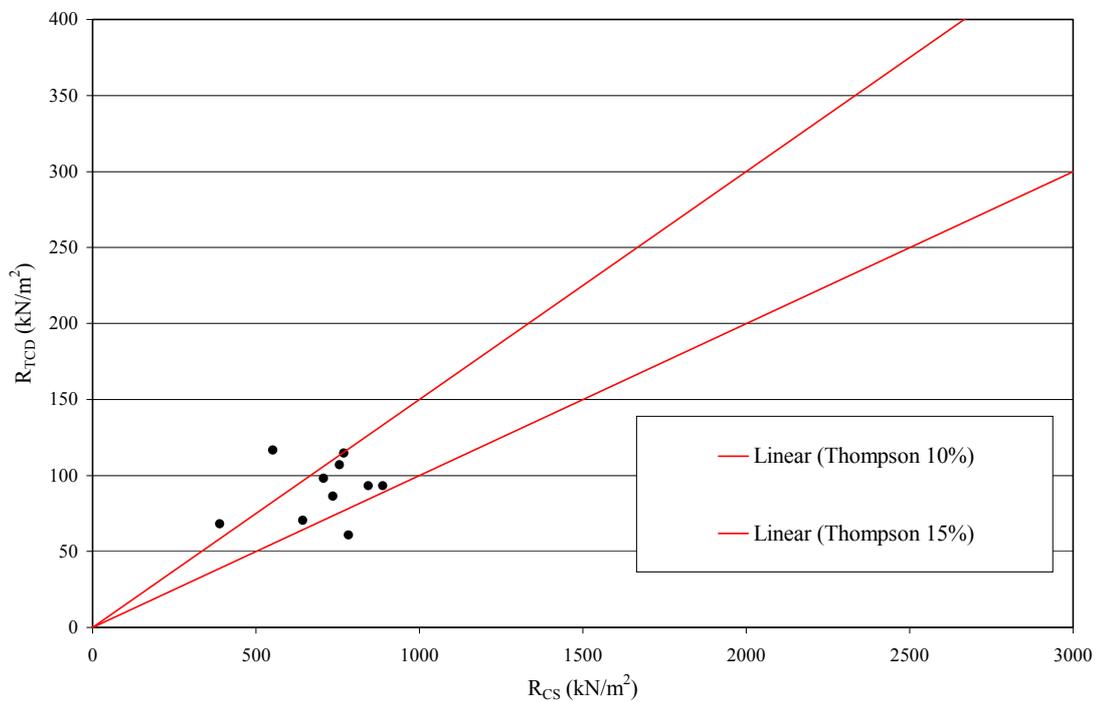


Figura 4.18 – Relação R_{TCD}/R_{CS} – misturas solo + cal dolomítica

A Figura 4.19 apresenta a variação da relação R_{TCD}/R_{CS} com o tempo de cura. Os resultados mostram que as menores dispersões dos resultados ocorreram aos 28 e 14 dias, respectivamente. Pode-se notar também uma redução na relação R_{TCD}/R_{CS} das misturas com cal dolomítica dos 56 para os 112 dias, e um aumento para as misturas com cal cálcica. Este comportamento mostra que neste período, para as misturas com cal cálcica, a R_{CS} diminuiu menos que a R_{TCD} ; e para as misturas com cal dolomítica houve um aumento de R_{CS} e uma redução na R_{TCD} .

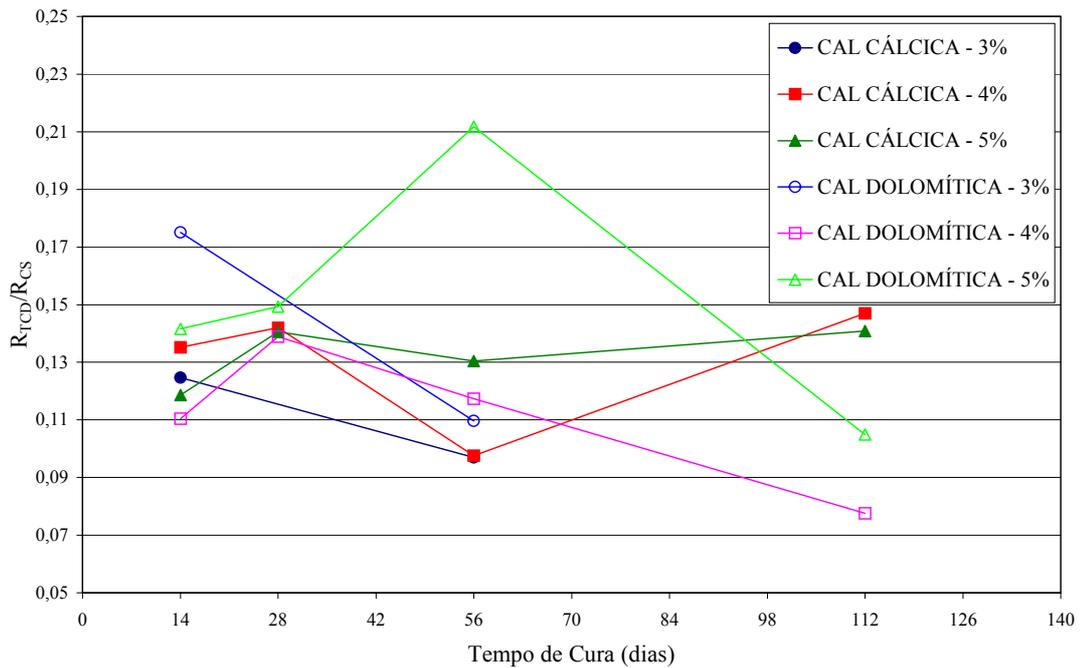


Figura 4.19 – Variação da relação R_{TCD}/R_{CS} com o tempo de cura

4.7 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Na Tabela 4.7 são apresentados os valores de módulo de resiliência na compressão diametral das misturas solo-cal moldadas em laboratório.

Tabela 4.7 – Módulo de resiliência (MPa) das misturas solo-cal moldadas em laboratório

				TEMPO DE CURA (DIAS)		
				28	56	112
TIPO DE CAL	CÁLCICA	TEOR DE CAL	3 %	–	5053	–
			4 %	10772	10858	5461
			5 %	13037	12886	6997
	DOLOMÍTICA	TEOR DE CAL	3 %	–	1598	–
			4 %	3719	3757	1526
			5 %	5550	5170	1847

A Figura 4.20 apresenta a variação do módulo de resiliência com o teor de cal. Os resultados mostram que as misturas com cal cálcica e as misturas com cal dolomítica apresentaram um mesmo padrão de comportamento, com um aumento médio de 22% no M_R quando o teor de cal passou de 4% para 5%. Entretanto, analisando-se a variação do teor de cal de 3 para 4%, a mistura com cal cálcica apresentou um aumento de módulo (aos 56 dias de cura) de 5805 MPa, enquanto que a mistura com cal dolomítica apresentou aumento de apenas 2159 MPa.

Como ocorreu nos ensaios de R_{CS} (cal cálcica) e R_{TCD} (cal cálcica e dolomítica), os valores de módulo de resiliência apresentaram uma redução dos 56 para os 112 dias de cura para os dois tipos de cal, conforme mostra a Figura 4.21. Independentemente do tipo de cal, o módulo praticamente não variou dos 28 para os 56 dias de cura, apresentando uma pequena queda em misturas com 5% de cal. No caso da cal cálcica essa diferença não é significativa.

Neste caso pode ter ocorrido o mesmo mecanismo citado nos itens 4.4.1 e 4.5 (R_{CS} e R_{TCD}), justificando a queda na rigidez após os 56 dias de cura.

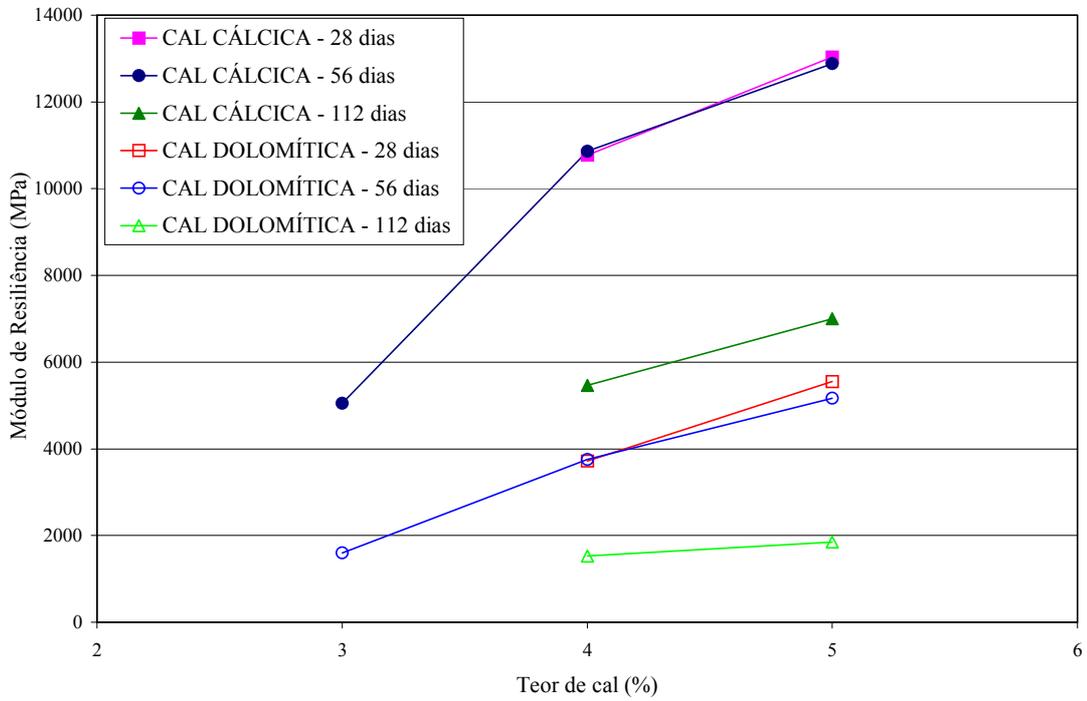


Figura 4.20 – Variação do módulo de resiliência com o teor de cal

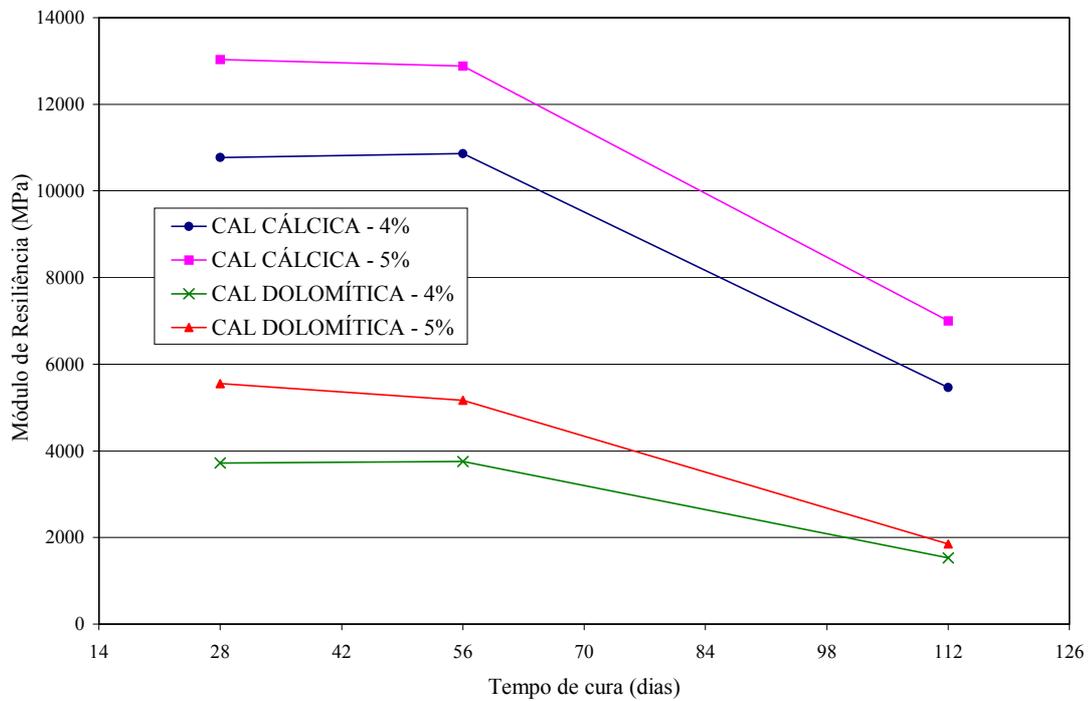


Figura 4.21 – Evolução do módulo de resiliência com o tempo de cura

Na Tabela 4.8 estão apresentados os valores de módulo de resiliência das amostras (solo + 4% de cal cálcica) extraídas do trecho experimental construído na BR-377/RS. Os resultados evidenciam a mesma tendência de dispersão dos dados verificada na determinação da R_{TCD} . A partir de 5 amostras, obteve-se valores que variaram de 4000 MPa a mais de 32000 MPa, com uma média em torno de 19000 MPa e um desvio padrão de aproximadamente 13000 MPa.

Tabela 4.8 – Módulo de resiliência (MPa) dos corpos de prova extraídos da pista da BR-377/RS

Amostra N°	M_R (MPa)
1	32450
2	22900
3	4080
4	29970
5	7739
Média:	19428
Desvio Padrão:	12893

4.8 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Os resultados do ensaio de resistência à tração na flexão são apresentados na Tabela 4.9. As vigotas, moldadas com 4% de cal cálcica, foram rompidas após 56 dias de cura.

O valor médio de resistência à tração na flexão de uma mistura com 4% de cal cálcica foi de 348 kPa. A R_{TCD} encontrada para este mesmo teor aos 56 dias de cura foi de 152 kPa. Portanto, o quociente R_{TF}/R_{TCD} foi de 2,29, próximo do valor médio de 2, encontrado por Thompson (1969), e citado no relato do TRB (1987).

Tabela 4.9 – Resultados de resistência à tração na flexão aos 56 dias de cura

VIGOTA	R _{TF} (kPa)
1	315
2	371
3	358
Média	348

4.9 DURABILIDADE

Os ensaios de durabilidade a ciclos de molhagem e secagem foram realizados em corpos de prova de misturas com 4% e 5% de cal cálcica, após cura de 14 dias. Os corpos de prova foram submetidos a 6 ciclos de molhagem e secagem, sendo que metade foi submetida inicialmente a ciclo de secagem e a outra metade submetida inicialmente à molhagem. Todas as amostras sofreram desintegração gradual e contínua até o final dos ciclos. A desagregação dos corpos de prova se iniciou no topo, ao final do 1º ciclo em misturas com 4% de cal e no final do 2º ciclo nas misturas com 5% de cal.

A partir do 3º ciclo as amostras com 4 e 5% de cal apresentaram um início de desintegração nas laterais, que continuou gradualmente nos ciclos seguintes. Aparentemente, este comportamento indicava um possível colapso da estrutura dos corpos de prova. Diante disso, decidiu-se romper os corpos de prova após a fase de secagem ao final ou na metade do 6º ciclo (corpos de prova submetidos inicialmente à secagem), totalizando 26 ou 25 dias. As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam a condição antes da ruptura, dos corpos de prova moldados com 5% de cal cálcica.

Observa-se que as amostras submetidas inicialmente à secagem apresentaram aparentemente um desgaste maior. Entretanto, a perda de peso calculada não confirma esta tendência, apresentando um comportamento variável com o teor de cal. As misturas com 4% de cal apresentaram uma perda de peso maior em corpos de prova submetidos inicialmente à molhagem, enquanto que em misturas com 5% de cal constatou-se uma perda de peso maior para corpos de prova submetidos primeiro à secagem. Os valores de perda de peso média após os ciclos de molhagem e secagem são apresentados na Tabela 4.10.



Figura 4.22 – Amostra submetida inicialmente a ciclo de molhagem



Figura 4.23 – Amostra submetida inicialmente a ciclo de secagem

Tabela 4.10 – Perda de peso média após os ciclos (em %)

		TEOR DE CAL	
		4%	5%
CONDIÇÃO	SEM CICLOS	1,64	1,55
	MOLHAGEM 1º	12,36	6,91
	SECAGEM 1º	8,91	12,91

Apesar do desgaste superficial apresentado pelos corpos de prova, os valores de resistência à compressão simples foram relativamente elevados. A Tabela 4.11 apresenta os valores de resistência à compressão simples sem imersão prévia à ruptura.

Tabela 4.11 – Resistência à compressão simples sem imersão prévia (em kPa)

		TEOR DE CAL	
		4%	5%
CONDIÇÃO	SEM CICLOS	2994	3581
	MOLHAGEM 1º	2082	2642
	SECAGEM 1º	2289	3085

Devido à condição de degradação superficial avançada nos corpos de prova submetidos aos ciclos de molhagem e secagem, decidiu-se rompê-los na metade ou após os 6 ciclos, e após o ciclo de secagem (sem imersão prévia à ruptura), aos 25 ou 26 dias. Nota-se que os valores de resistência sem ciclos foram bem maiores que os citados anteriormente (Tabela 4.4). Este fato ressalta a influência significativa da imersão prévia na resistência à compressão simples de misturas solo-cal, que ocasionou uma queda em torno de 1500 kPa na R_{CS} nas misturas solo-cal estudadas.

A influência dos ciclos de molhagem e secagem na resistência à compressão simples foi avaliada através do quociente de resistência entre as amostras submetidas e as não submetidas aos ciclos. A Tabela 4.12 apresenta os valores do quociente de resistência (Q_r) para as misturas com 4% e 5% de cal cálcica, submetidas inicialmente a ciclos de molhagem ou de secagem.

Tabela 4.12 – Influência dos ciclos de molhagem e secagem na resistência à compressão simples

TEOR DE CAL	Q_r (MOLHAGEM 1º)	Q_r (SECAGEM 1º)
4%	70%	76%
5%	74%	86%

Marcon (1977) adotou o limite mínimo de Q_r de 80% para a durabilidade a ciclos de molhagem e secagem. Segundo este critério apenas a mistura com 5% de cal, submetida inicialmente à secagem, atingiu este valor.

Complementarmente, CP's com 4% de cal foram moldados e deixados curar ao ar, pelo mesmo período citado anteriormente. A cura ao ar reduziu a resistência das amostras não submetidas à molhagem e secagem para 2663 kPa (sem imersão prévia). Entretanto, as amostras não resistiram aos ciclos de molhagem e secagem, se desintegrando na metade do 1º ciclo, conforme mostrado na Figura 4.24.



Figura 4.24 – Corpos de prova curados ao ar e submetidos a ciclos de molhagem e secagem

Este comportamento indica que a carbonatação que possivelmente ocorreu nestas amostras afetou pouco a resistência à compressão simples das amostras não imersas. Entretanto, as amostras quando imersas entraram em colapso, não apresentando durabilidade. É razoável supor que o efeito do ataque de sulfatos é aumentado quando as misturas solo-cal são submetidas aos ciclos de molhagem e secagem, devido ao efeito combinado com a carbonatação que possivelmente foi acentuada neste ensaio, principalmente durante os ciclos de secagem.

4.10 CONDIÇÃO ATUAL DO TRECHO EXPERIMENTAL

O trecho experimental da BR-377/RS, construído no final da década de 60, foi a principal motivação do estudo realizado nesta dissertação, conforme já relatado nos itens 1.1 e 2.3. No ano de 2003, o pavimento ainda apresentava a camada de revestimento tipo

tratamento superficial em meia pista, como mostrado na Figura 4.25. A idéia inicial era realizar um levantamento de deflexões e uma avaliação da superfície do pavimento através do método DNER-PRO 008/94. Entretanto, a condição do revestimento não permitiu esta análise, sendo apenas extraídas amostras para realização de ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência e difratometria de raios-x.

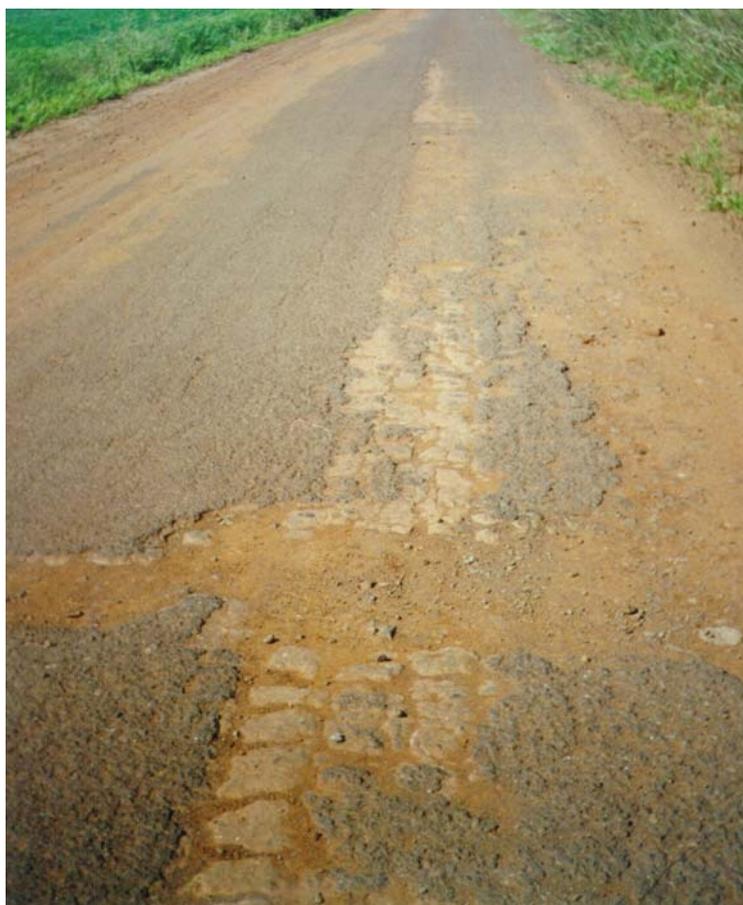


Figura 4.25 – Trecho experimental na BR-377/RS (vista geral)

Nas Figuras 4.26 e 4.27 pode-se observar um trincamento em bloco no revestimento, com dimensões em torno de 50 cm. Este tipo de trincamento pode ser por retração da camada de base, devido às variações climáticas sofridas, ou associado ao tráfego. Nos pontos onde não há mais revestimento, observou-se o mesmo padrão de trincamento, mas com dimensões menores, sugerindo que talvez ainda não tivesse ocorrido a reflexão das trincas da camada de base para o revestimento.



Figura 4.26 – Trincamento em bloco no revestimento



Figura 4.27 – Trincamento em bloco no revestimento (detalhe)

Como existem trincas na base, não refletidas ao revestimento, houve uma certa dificuldade no momento da extração das amostras com sonda rotativa. Além disso, segundo

Lucena e Brugnara (1970), a mistura solo-cal foi realizada na pista, com espalhamento manual seguido de mistura com “pulvi-mixer”. Devido ao processo de mistura nem sempre efetivo, surgiram alguns pontos frágeis, o que dificultou a extração de amostras. A Figura 4.28 apresenta uma amostra extraída da base de solo-cal, onde pode-se observar manchas brancas, que representam a cal não misturada. A Figura 4.29 apresenta um ponto de extração de amostra. Nota-se a camada de revestimento tipo tratamento superficial, sobre a base estabilizada com cal. Na base observa-se uma mistura efetiva neste ponto, com apenas alguns pontos brancos, referentes a pequenas partículas de cal não misturadas, e não consumidas nas reações.



Figura 4.28 – Amostra extraída da base de solo-cal

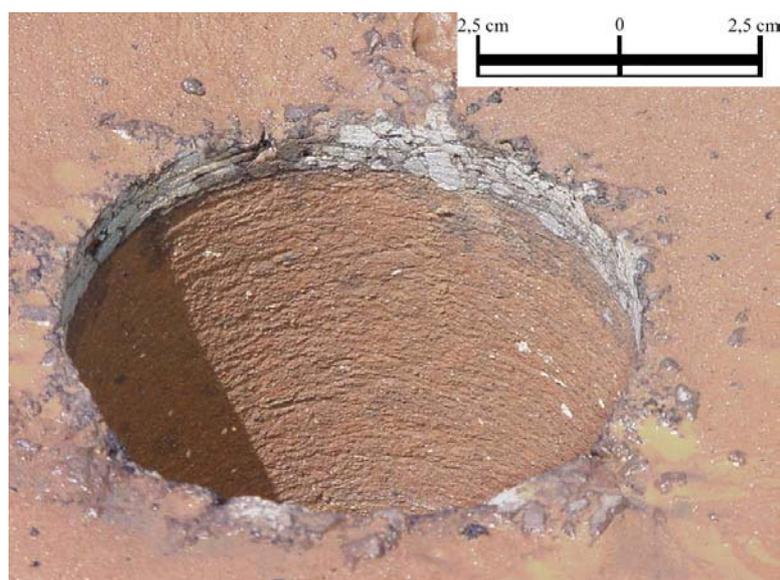


Figura 4.29 – Ponto de extração de amostra

Como mostrado anteriormente, o trecho experimental, após quase 35 anos de sua construção, apresenta intensa degradação do revestimento. Esta degradação pode ser atribuída ao arrancamento de agregados, associado ao intenso tráfego nas décadas passadas, principalmente em épocas de escoamento da produção agrícola.

Apesar da intensa degradação do revestimento, a inspeção visual e os resultados de ensaios laboratoriais evidenciam que a camada de solo-cal se apresentava íntegra e com elevadas resistência e rigidez. Embora praticamente não tenham sido executados trabalhos de conservação e/ou recuperação ao longo de quase 35 anos e, mesmo submetido a intenso volume de tráfego, (pelo menos durante os primeiros anos de serviço quando a BR-377/RS era a única ligação pavimentada entre Carazinho e Cruz Alta) o trecho experimental assegurou boas condições de tráfego sob qualquer condição climática. Assim, em termos de resistência, rigidez e durabilidade, a mistura desse latossolo com cal cálcica originou um material de excelentes características, evidenciando que a estabilização com cal é uma alternativa tecnicamente viável nessa região do Rio Grande do Sul, carente de agregados pétreos.

5 ANÁLISE PARAMÉTRICA DE PAVIMENTOS COM CAMADAS DE SOLO-CAL

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta os resultados da análise paramétrica de estruturas incluindo camadas de solo estabilizado com cal. O objetivo deste estudo foi analisar os efeitos de diversos fatores (rigidez e espessura das misturas solo-cal, módulo de resiliência do subleito, tipo e espessura do revestimento) na vida de fadiga de camadas solo-cal. Compararam-se também as respostas estruturais e as vidas úteis previstas para algumas estruturas com camadas de solo-cal.

Diversos autores, entre os quais Ceratti (1991), afirmam que a degradação de estruturas de pavimentos é causada por diversos fatores, associados ao tráfego ao não. As duas principais causas de ruptura de pavimentos associadas ao tráfego são o acúmulo de deformações permanentes e o trincamento por fadiga, que tem início e se desenvolve na camada de maior rigidez da estrutura. Devido à elevada rigidez, as camadas estabilizadas com cal apresentam mecanismo de degradação totalmente dependente do fenômeno de fadiga.

Assim, a partir dos parâmetros estruturais críticos (tensões, deformações e deslocamentos) obtidos em cada camada do pavimento com auxílio de software, foram determinadas as vidas de fadiga de estruturas de pavimentos com camadas cimentadas.

5.2 O PROGRAMA COMPUTACIONAL UTILIZADO

Nesta análise foi utilizado o software ELSYM 5 (Elastic Layered System), desenvolvido em 1972 no Instituto de Transportes e Engenharia de Tráfego da Universidade da Califórnia, em Berkeley. O programa, baseado na teoria de Burmister, utiliza o método das diferenças finitas no cálculo de tensões, deformações e deslocamentos. Cada camada é considerada homogênea, isotrópica e linearmente elástica, sendo ilimitada na direção horizontal. Todas as camadas apresentam espessura finita, com exceção da inferior, que é

considerada semi-infinita. Os sistemas analisados podem ter até 5 camadas, solicitadas por até 10 cargas diferentes. A carga aplicada é vertical e uniformemente distribuída em uma área circular, sendo adotado o princípio da superposição dos efeitos para a consideração das várias cargas atuantes.

O programa possui três módulos principais: caracterização do material, dados do carregamento e informações das coordenadas do sistema. Cada camada (material) é caracterizada pela espessura, o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson. As cargas aplicadas na estrutura são caracterizadas por duas das três variáveis de entrada: carga, pressão do pneu e raio da área carregada. O programa utiliza um sistema tridimensional, onde as coordenadas X e Y representam o plano horizontal, e a coordenada Z representa a profundidade. O eixo Z se estende verticalmente da superfície do sistema (plano XY) para baixo, e as camadas são numeradas a partir do revestimento. Através do software pode-se obter os resultados para cada profundidade Z e par de coordenada XY de interesse, chegando a um máximo de 100 coordenadas (10 pares XY e 10 profundidades).

5.3 ESTRUTURAS E PARÂMETROS ANALISADOS

Esta parte do trabalho foi dividida em duas etapas. Na 1ª etapa foram definidas estruturas de referência e parâmetros a serem variados, com o objetivo de analisar os efeitos desses parâmetros (rigidez, espessura e módulo de resiliência) na vida de fadiga de camadas solo-cal. Determinou-se a vida de fadiga efetiva (N_{ef}) das camadas cimentadas, referente à fase pós-trincamento (Figura 2.5), com diferentes espessuras e módulos de resiliência. A vida de fadiga, calculada pelo Método de Dimensionamento Mecânico da República Sul-Africana, é função da deformação horizontal de extensão máxima na fibra inferior da camada cimentada, determinada, neste estudo, através do software ELSYM 5.

Foram definidas 3 estruturas de referência assentes sobre um subleito argiloso, como mostrado nas Figuras 5.1 (a, b e c) e Tabela 5.1. Em todas as estruturas adotaram-se camadas de revestimento em tratamento superficial ou concreto asfáltico, com espessuras de 2,5 e 5 cm, respectivamente. O módulo de resiliência do concreto asfáltico adotado foi de 4500 MPa e seu coeficiente de Poisson igual a 0,30.

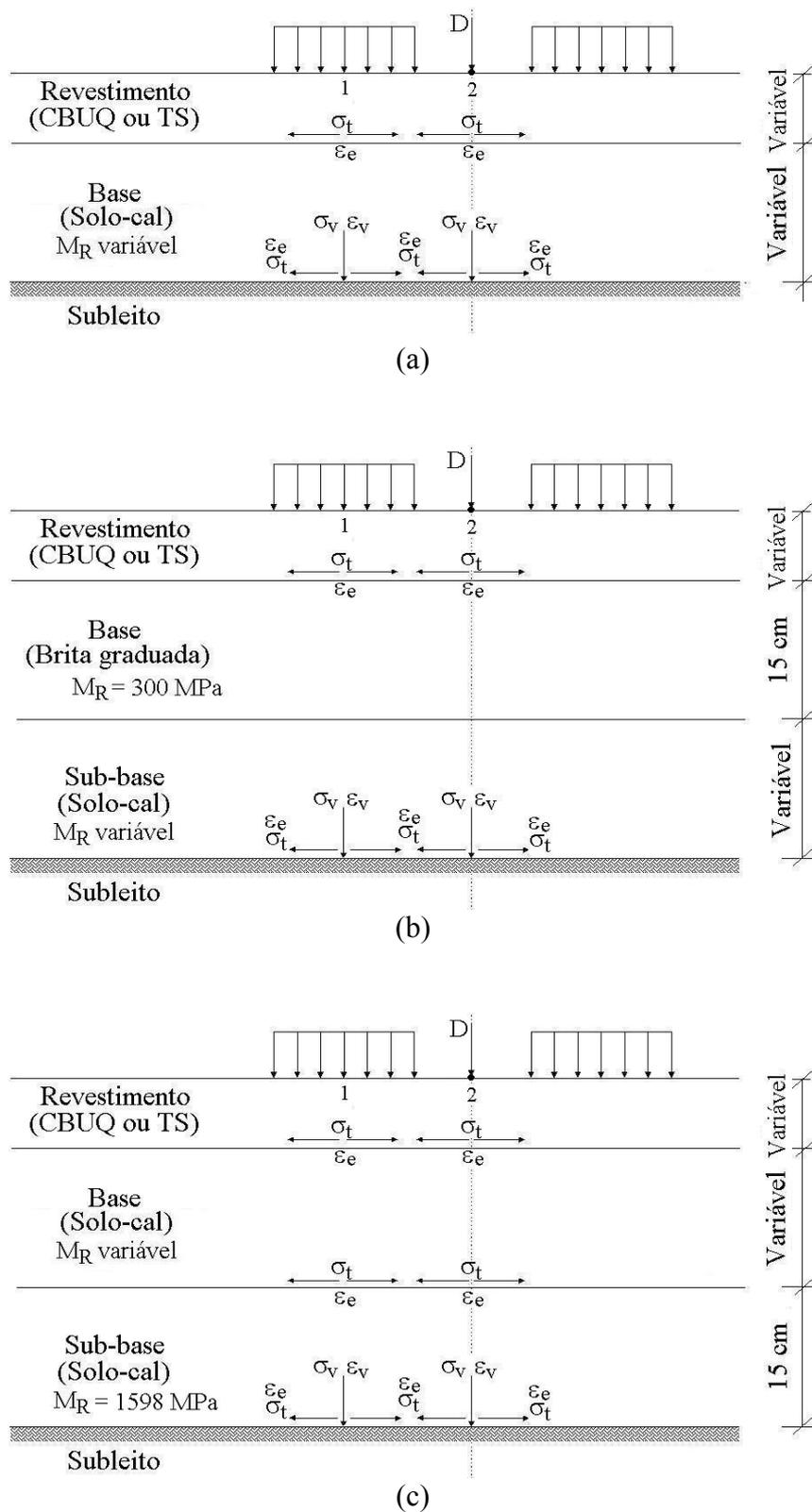


Figura 5.1 – Estruturas de referência.
Estrutura 1 (a), Estrutura 2 (b) e Estrutura 3 (c)

Tabela 5.1 – Estruturas de referência (1ª etapa)

CAMADA	REVESTIMENTO		BASE		SUB-BASE	
	Estrutura	Tipo	Espessura (cm)	Tipo	Espessura (cm)	Tipo
1	CBUQ	5	Solo – cal (M _R variável)	Variável	–	–
	TS	2,5				
2	CBUQ	5	Brita graduada	15	Solo – cal (M _R variável)	Variável
	TS	2,5				
3	CBUQ	5	Solo – cal (M _R variável)	Variável	Solo – cal (dolomítica – 3%)	15
	TS	2,5				

Nas 3 estruturas, com base ou sub-base cimentada, variou-se a espessura e módulo de resiliência destas camadas. Foram adotadas espessuras de 15, 20, 25, 30 e 35 cm, e os módulos de 1598, 3757, 5053, 10858 e 12886 MPa, determinados nos ensaios de laboratório para misturas com cal dolomítica (3 e 4%) e com cal cálcica (3, 4 e 5%), respectivamente.

Na estrutura 3 foi fixado o módulo de resiliência da sub-base em 1598 MPa (referente à mistura de solo + 3% de cal dolomítica), e sua espessura em 15 cm.

Para o subleito foram adotados módulos de 50, 150 e 280 MPa, e coeficiente de Poisson igual a 0,45.

A partir das combinações adotadas entre módulos de resiliência e espessuras, das camadas do pavimento, foi analisado um total de 450 estruturas.

A Tabela 5.2 resume os valores de módulo de resiliência e coeficiente de Poisson dos materiais adotados nesta análise.

Tabela 5.2 – Parâmetros de caracterização dos materiais

MATERIAL	M _R (MPa)	μ
Concreto asfáltico	4500	0,30
Tratamento superficial (*)	–	–
Brita graduada	300	0,35
Solo-cal (dolomítica – 3%)	1598	0,175
Solo-cal (dolomítica – 4%)	3757	
Solo-cal (cálcica – 3%)	5053	
Solo-cal (cálcica – 4%)	10858	
Solo-cal (cálcica – 5%)	12886	
Solo do subleito	50, 150, 280	0,45

(*) Em função da pequena espessura e baixa rigidez, desprezou-se a contribuição estrutural da camada.

Depois de determinadas as curvas de vida de fadiga da camada cimentada em função de sua espessura e módulo de resiliência, avaliou-se a influência da rigidez das camadas do pavimento e do módulo de resiliência do subleito, na vida de fadiga da camada cimentada. Utilizou-se o conceito de rigidez do método de Odemark, citado por Ullidtz (1998), que assume que as tensões e deformações na fibra inferior de uma camada cimentada dependem apenas da rigidez da mesma. Se a espessura, o coeficiente de Poisson e o módulo de resiliência da camada forem alterados, e a rigidez permanecer constante, as tensões e deformações na fibra inferior da camada também não sofrerão variação. A rigidez de cada camada foi determinada pela Equação 5.1.

$$I = \frac{h^3 \times E}{1 - \mu^2} \quad (5.1)$$

Onde:

I – rigidez da camada (N× m)

h – espessura da camada (m)

μ – coeficiente de Poisson

E – módulo de resiliência (Pa = N/m²)

Através de uma análise de regressão múltipla com os dados das estruturas 1 e 3 (apenas com base e sub-base cimentadas) obteve-se um modelo que permite estimar a vida de fadiga efetiva da base solo-cal em função da rigidez das camadas (revestimento, base e sub-base) e do módulo de resiliência do subleito.

Na 2ª etapa foram comparados os desempenhos de 4 estruturas, através do Método de Dimensionamento Mecânico da República Sul-Africana. Neste método, as vidas de fadiga das camadas cimentadas dependem das deformações horizontais de extensão nas fibras inferiores das camadas (revestimento e camadas solo-cal). Igualmente, estima-se o número equivalente de operações do eixo padrão que provocaria a ruptura do subleito (acúmulo de deformações permanentes superior a um valor admissível definido em função da categoria da rodovia), em função da deformação vertical no topo do subleito. A Tabela 5.3 mostra as estruturas analisadas na 2ª etapa.

Tabela 5.3 – Estruturas analisadas (2ª etapa)

CAMADA	REVESTIMENTO		BASE		SUB-BASE	
	ESTRUTURA	Tipo	Espessura (cm)	Tipo	Espessura (cm)	Tipo
1	TS	2,5	Solo – cal (cálcica – 4%)	15	Solo – cal (cálcica – 4%)	15
2	CBUQ	5	Solo – cal (cálcica – 4%)	15	Solo – cal (cálcica – 4%)	15
3	CBUQ	5	Brita graduada	15	Solo – cal (cálcica – 5%)	22
4	CBUQ	5	Solo – cal (cálcica – 4%)	15	Solo – cal (dolomítica – 3%)	25

As respostas estruturais analisadas foram:

- a) Deflexão superficial (entre as rodas) - D
- b) Tensão de tração na fibra inferior da camada de revestimento (sob a roda e entre as rodas) –

$$\sigma_{t(\text{rev})}$$

- c) Deformação específica de extensão na fibra inferior da camada de revestimento (sob a roda e entre as rodas) - ε_e (rev)
- d) Tensão de tração na fibra inferior da base e sub-base de solo-cal (sob a roda e entre as rodas) - σ_t (base) e σ_t (sub-base)
- e) Deformação específica de extensão na fibra inferior da base e sub-base de solo-cal (sob a roda e entre as rodas) - ε_e (base) e ε_e (sub-base)
- f) Tensão vertical de compressão no topo do subleito (sob a roda e entre as rodas) - σ_v (subleito)
- g) Deformação vertical específica de compressão no topo do subleito (sob a roda e entre as rodas) - ε_v (subleito)

Pinto *et al.* (1983) sugeriram valores admissíveis para as tensões de tração na fibra inferior da camada cimentada ($\sigma_{tm\acute{a}x} \leq 0,70 \times R_{TCD}$) e para as tensões de compressão no topo do subleito ($\sigma_{vm\acute{a}x} \leq 50$ kPa). Assim, os valores obtidos através do software ELSYM 5 foram comparados com os admissíveis.

O carregamento adotado nesta análise é o padrão brasileiro de 80 kN, composto por um eixo simples de rodas duplas, aplicado numa área circular de raio 11 cm. A pressão de inflação dos pneus é de 0,56 MPa. São analisadas tensões, deformações e deslocamentos sob uma das rodas (ponto 1) e entre as rodas (ponto 2), conforme mostra a Figura 5.2.

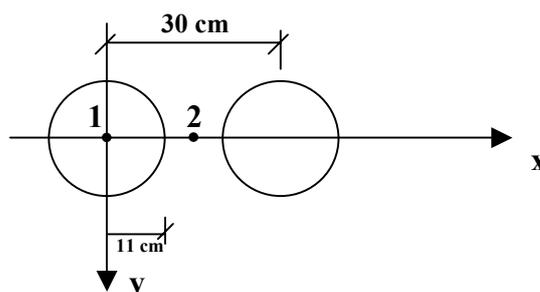


Figura 5.2 – Geometria do carregamento

5.4 RESULTADOS

5.4.1 Fatores que afetam a vida de fadiga das misturas estudadas (1ª Etapa)

As Figuras 5.3 a 5.11 apresentam curvas de vida de fadiga (N_{ef}) das camadas cimentadas em função da espessura e do módulo de resiliência das 3 estruturas de referência (com pavimento semi-rígido ou invertido). Considerou-se revestimento em concreto asfáltico (CBUQ) e módulos de resiliência do subleito de 50, 150 e 280 MPa.

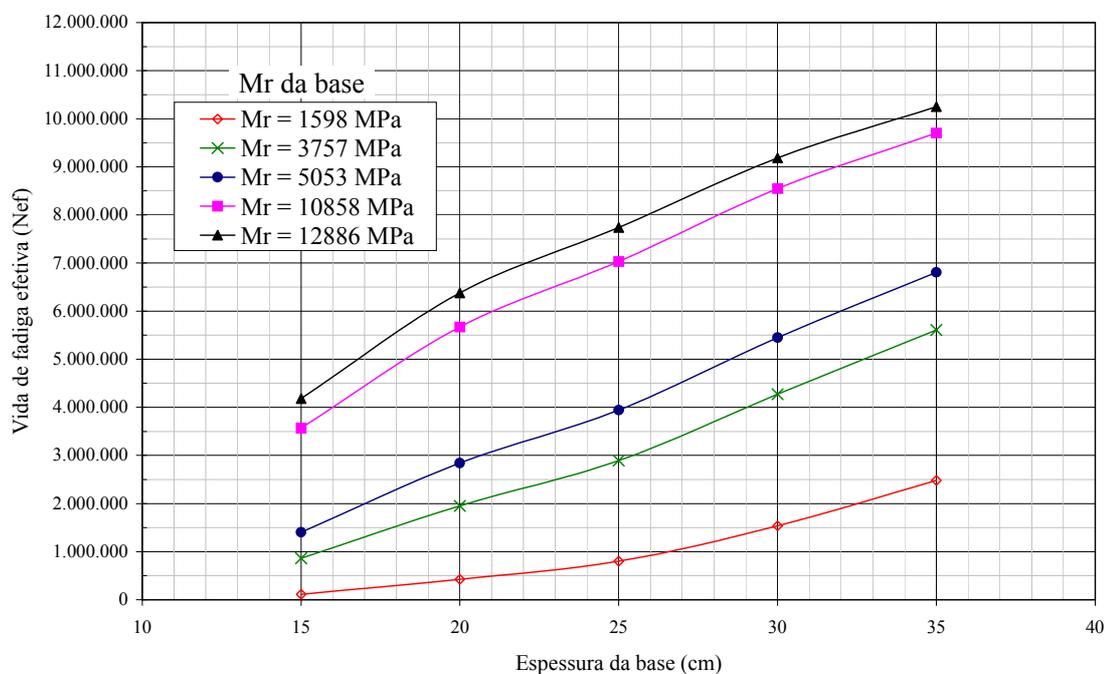


Figura 5.3 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em CBUQ, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$)

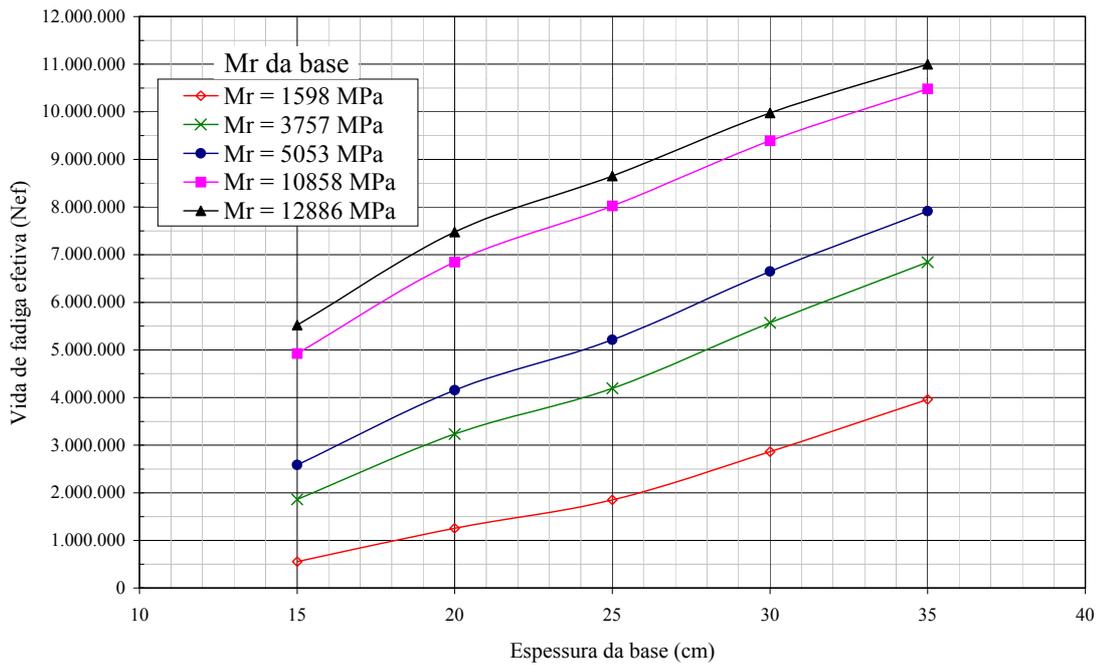


Figura 5.4 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em CBUQ, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)

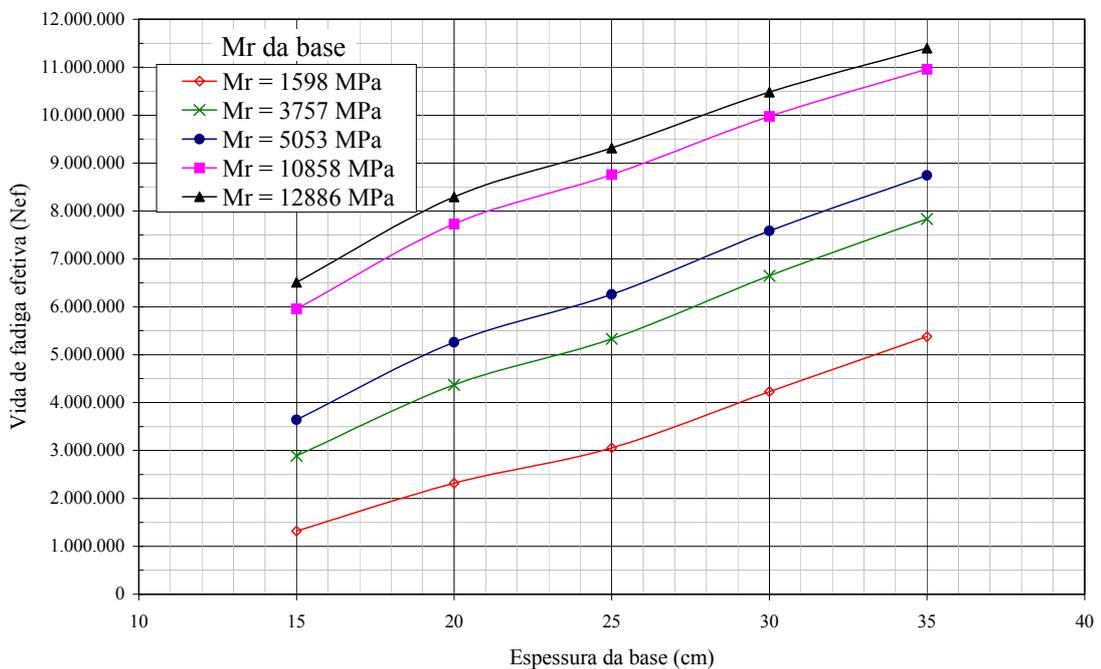


Figura 5.5 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em CBUQ, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)

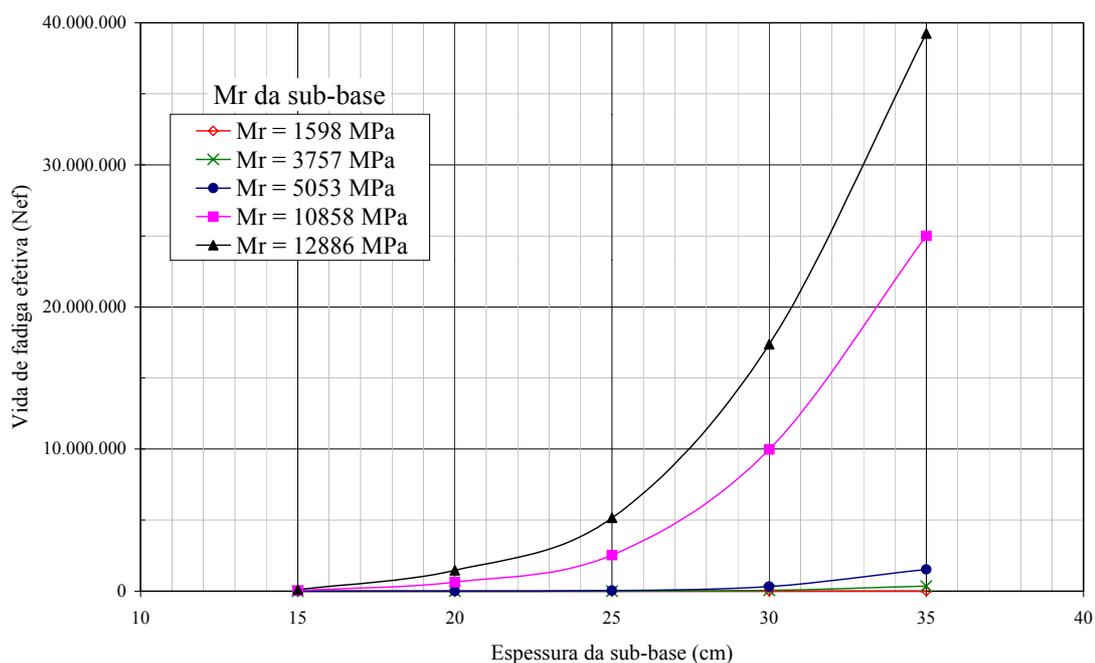


Figura 5.6 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em CBUQ, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$)

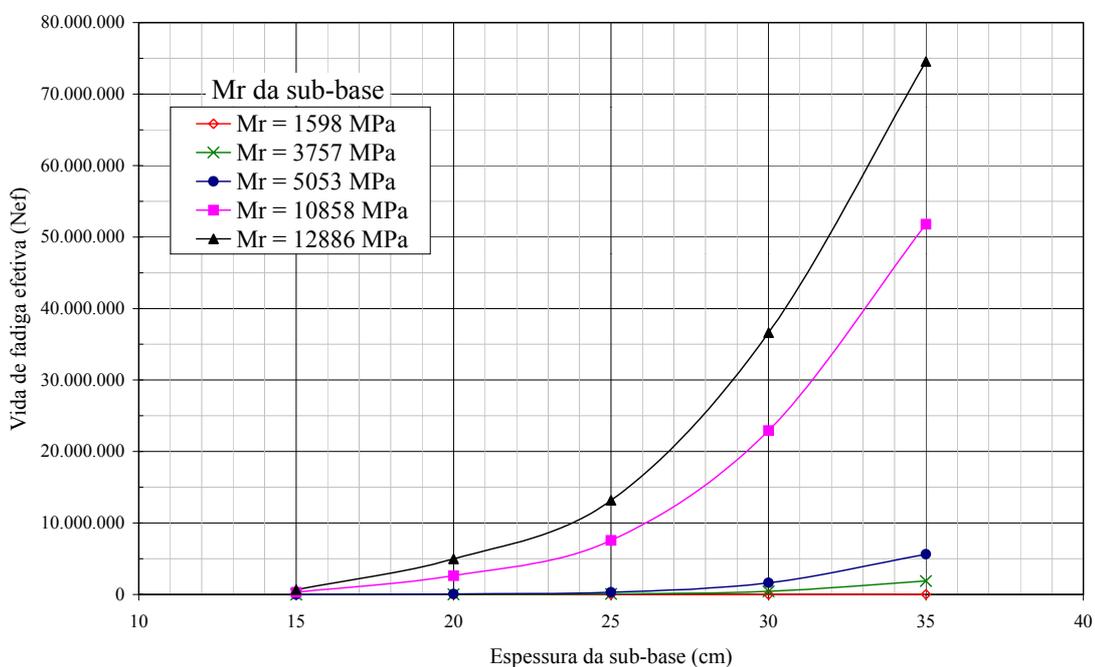


Figura 5.7 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em CBUQ, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)

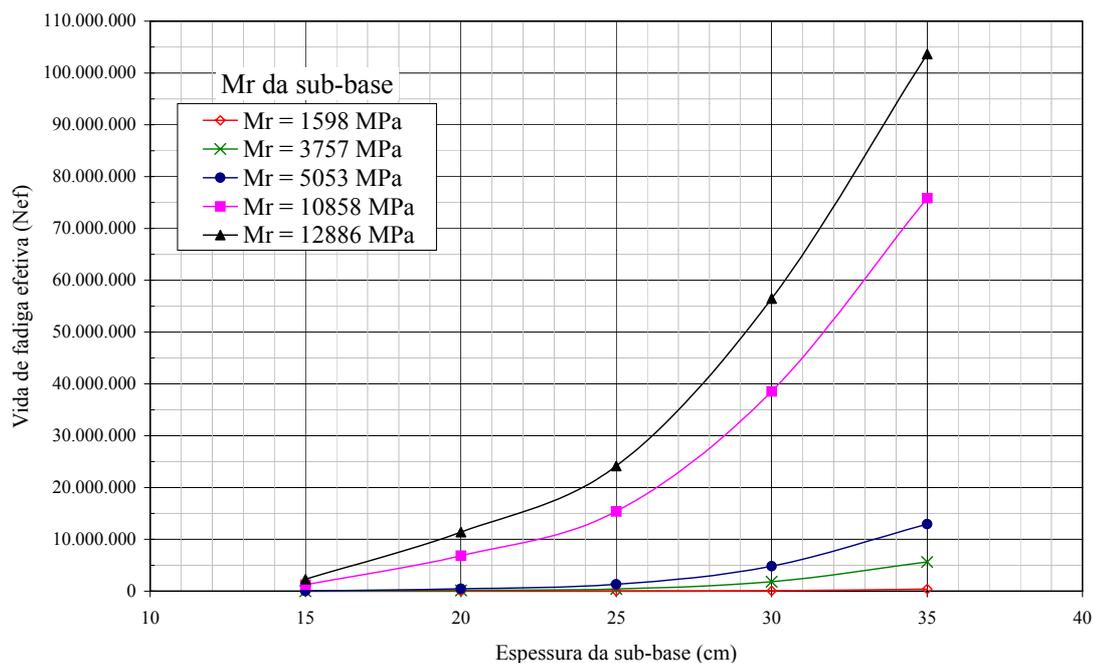


Figura 5.8 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em CBUQ, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)

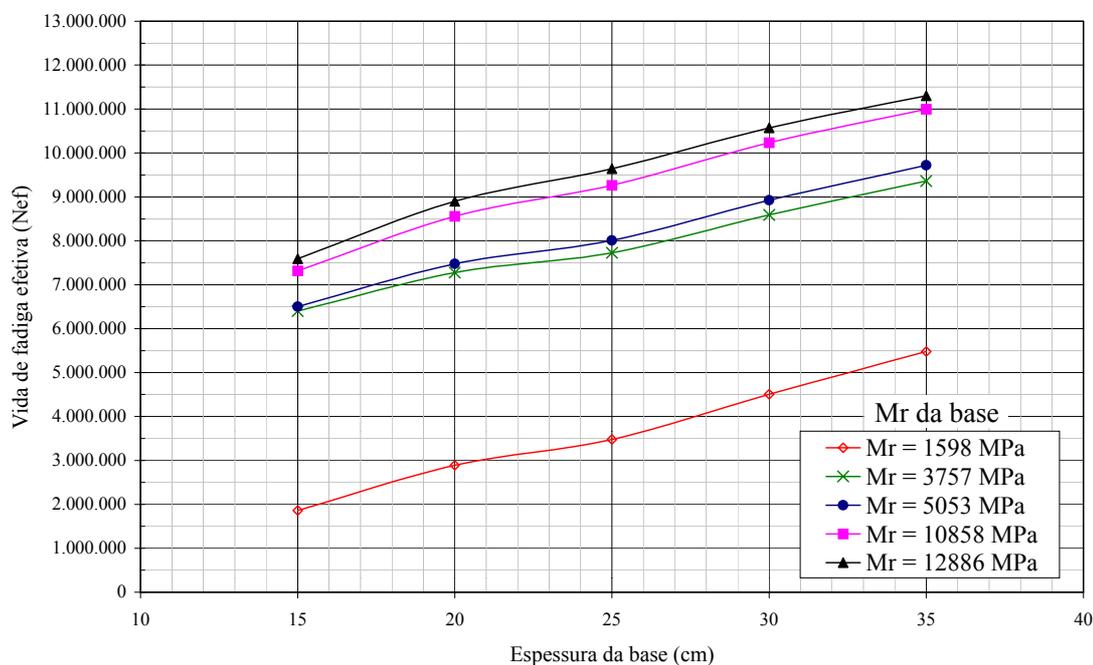


Figura 5.9 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em CBUQ, base de solo-cal, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$)

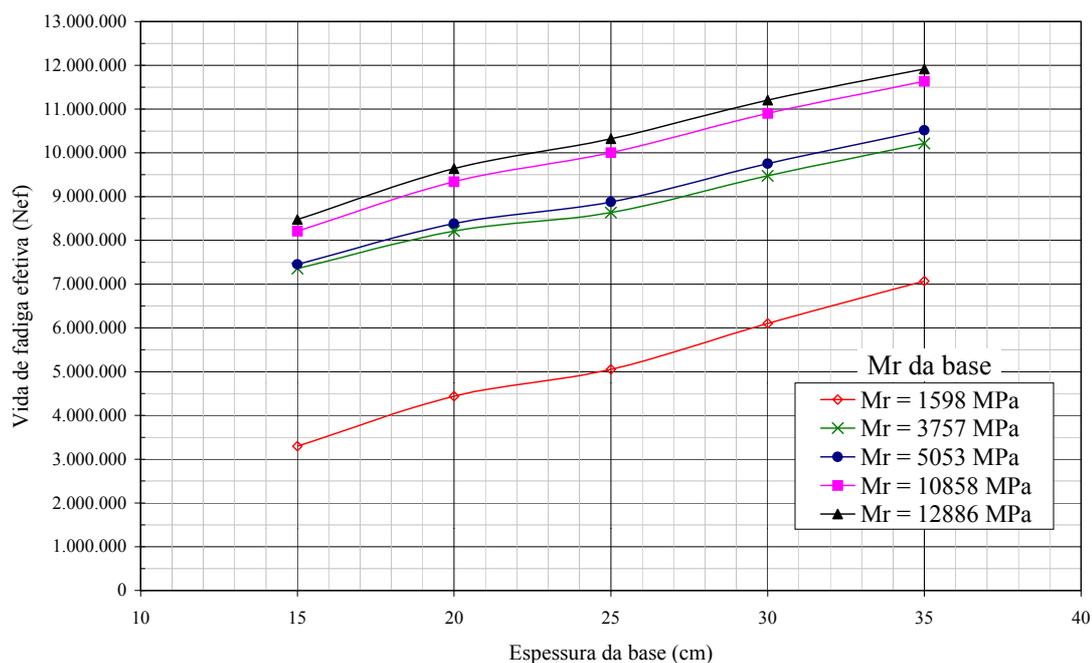


Figura 5.10 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em CBUQ, base de solo-cal, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)

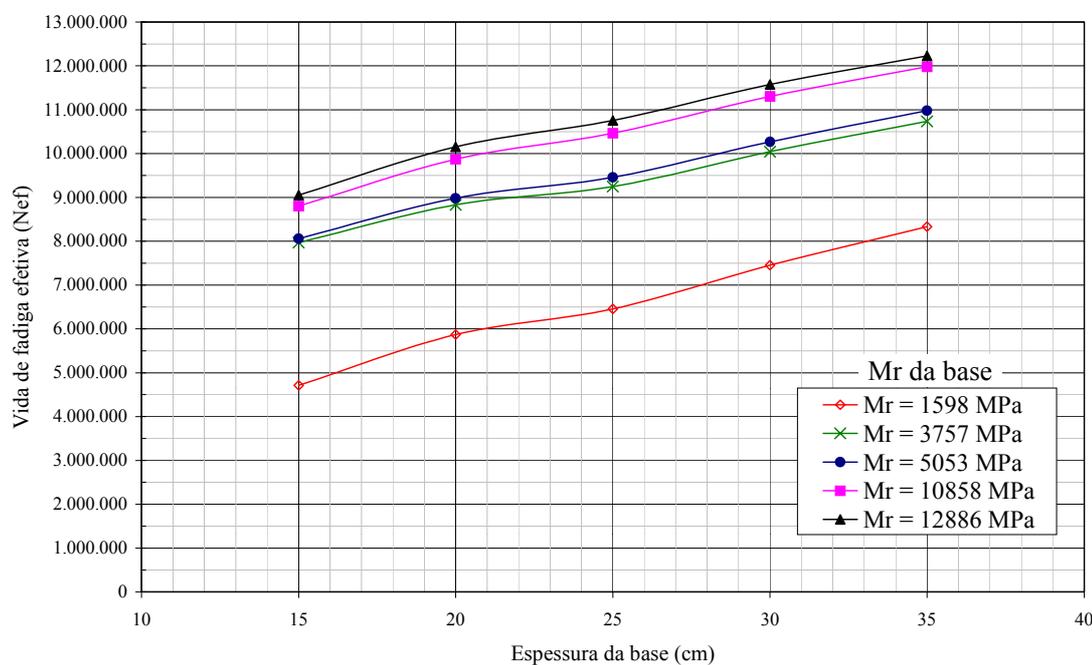


Figura 5.11 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em CBUQ, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)

Nas figuras 5.12 a 5.20 são apresentadas curvas de vida de fadiga (N_{ef}) em função da espessura da camada cimentada para diferentes valores de módulo de resiliência. Neste caso,

considerou-se revestimento tipo tratamento superficial (TS) e módulos de resiliência do subleito de 50, 150 e 280 MPa, respectivamente.

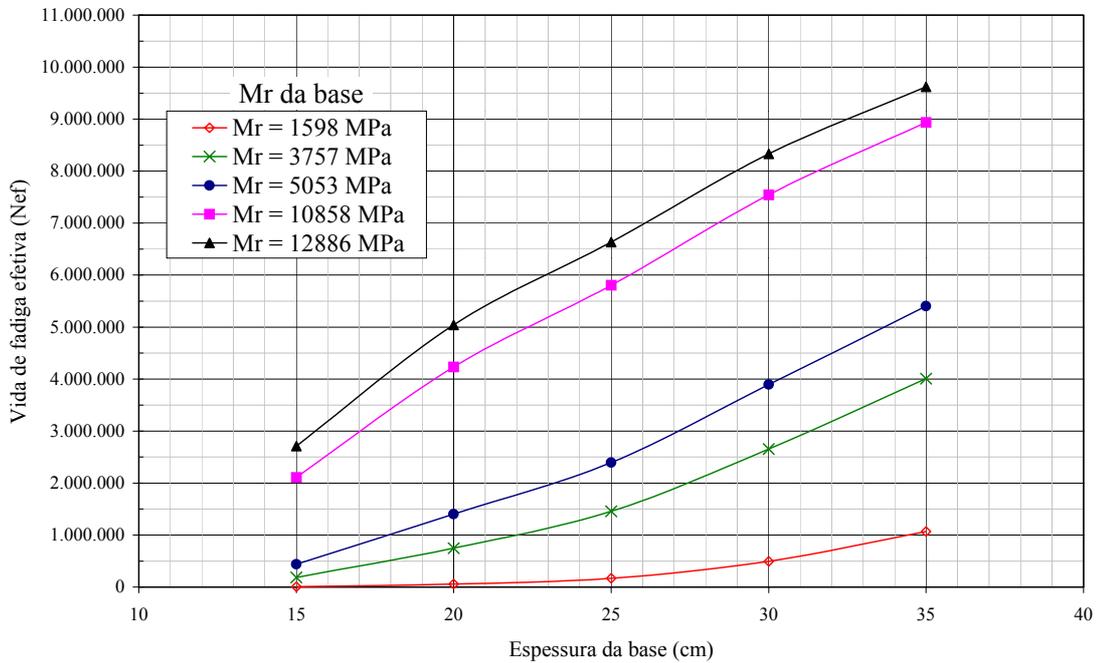


Figura 5.12 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em TS, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$)

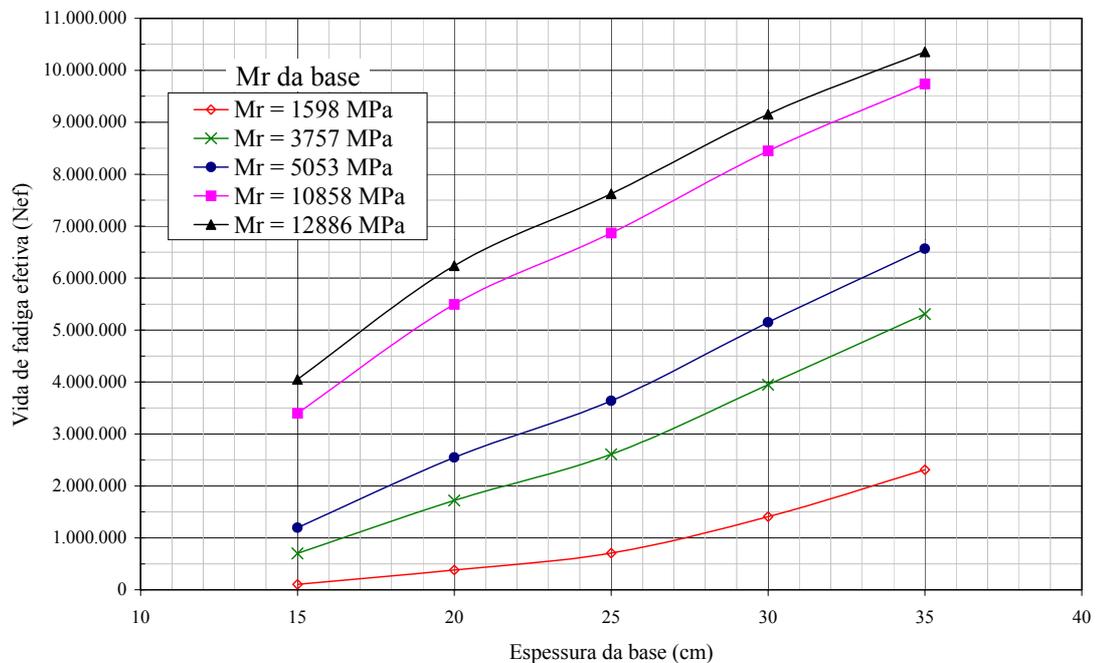


Figura 5.13 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em TS, base solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)

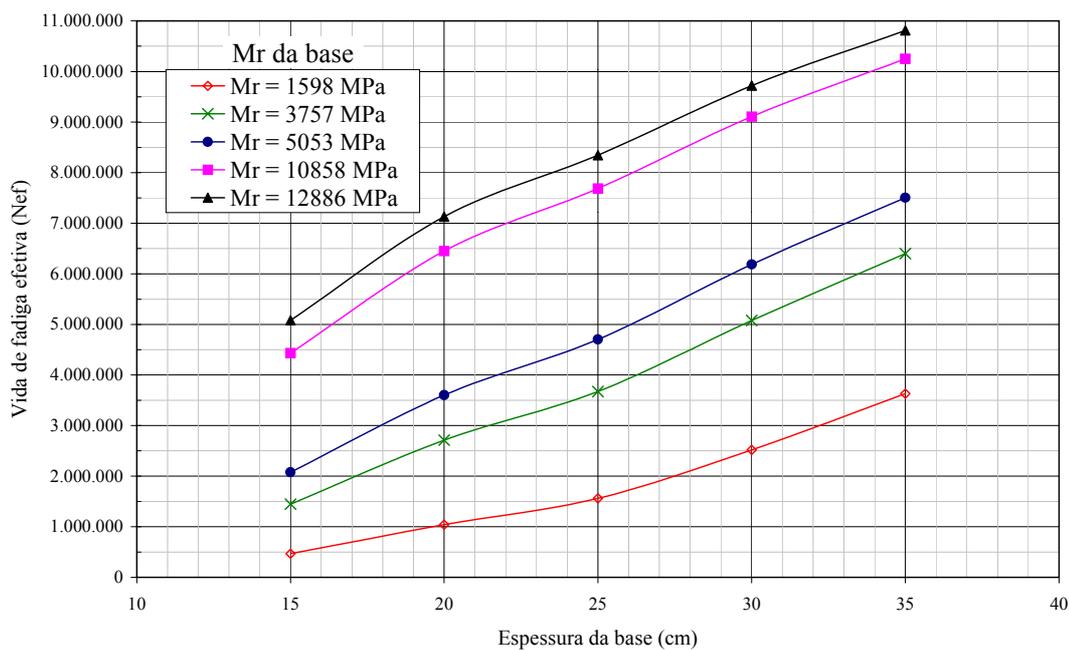


Figura 5.14 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 1 – revestimento em TS, base solo-cal e M_R subleito = 280 MPa)

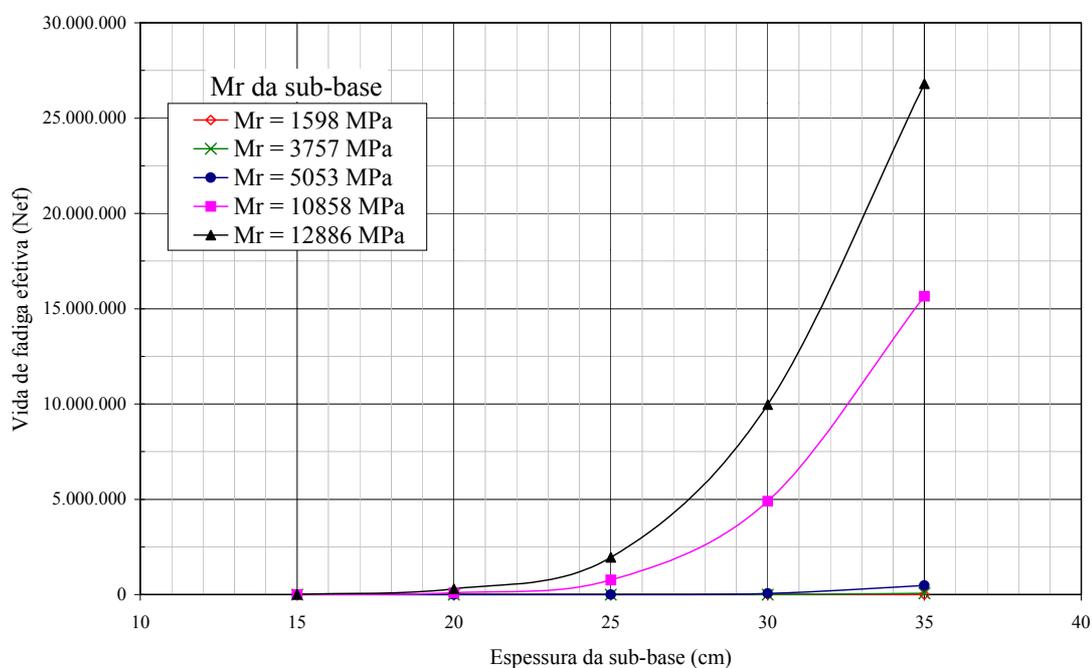


Figura 5.15 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em TS, base em BG, sub-base de solo-cal e M_R subleito = 50 MPa)

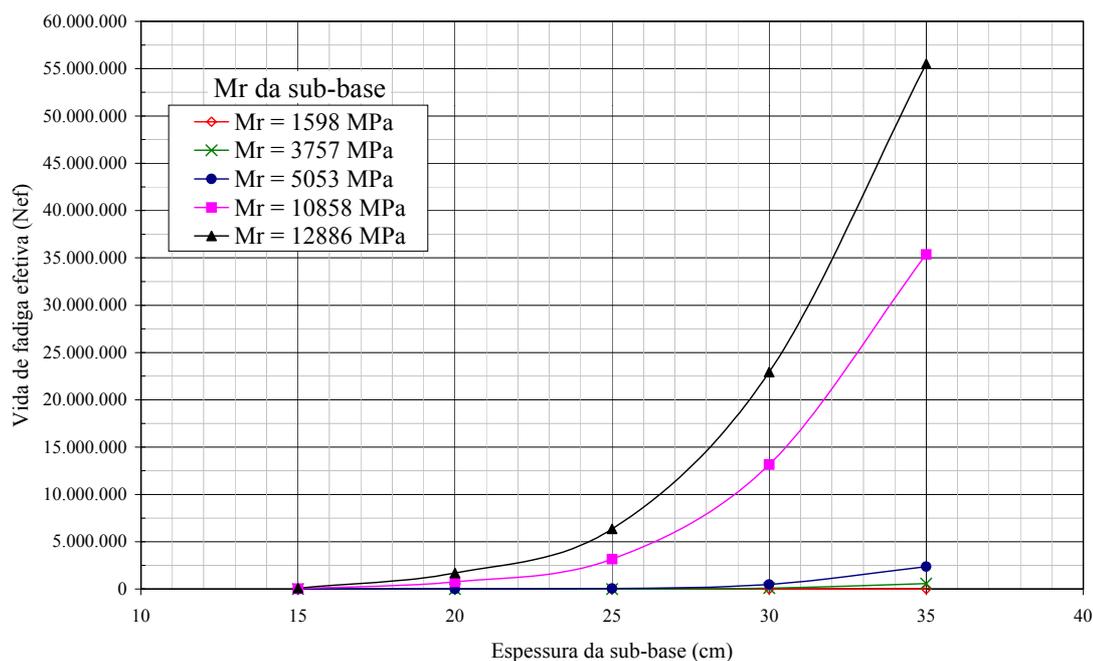


Figura 5.16 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em TS, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)

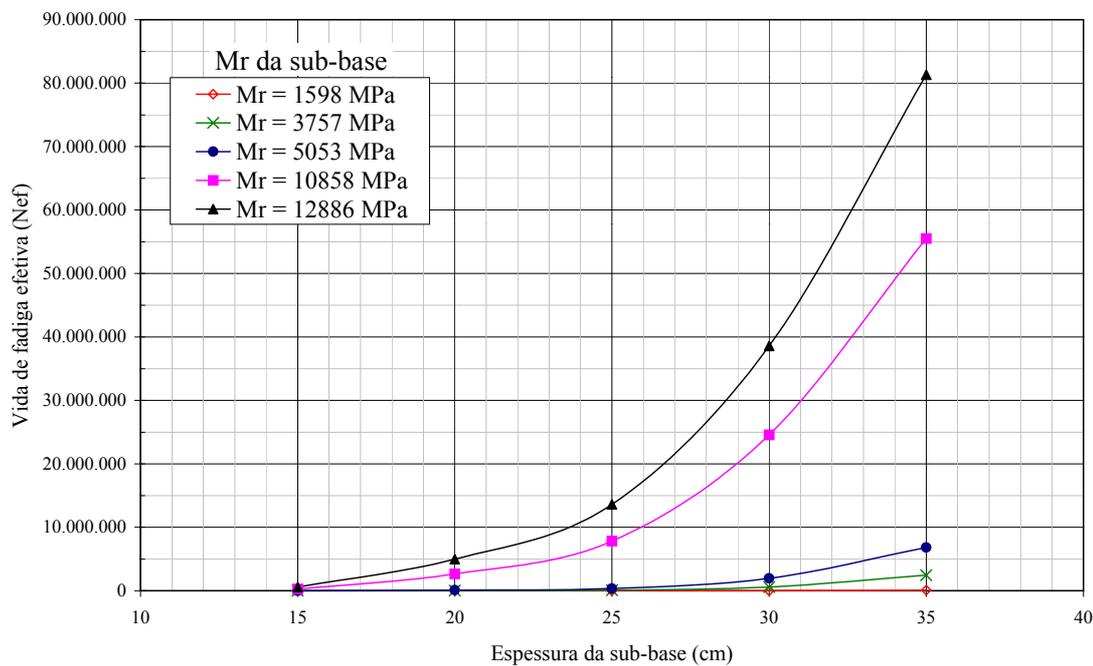


Figura 5.17 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 2 – revestimento em TS, base em BG, sub-base de solo-cal e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)

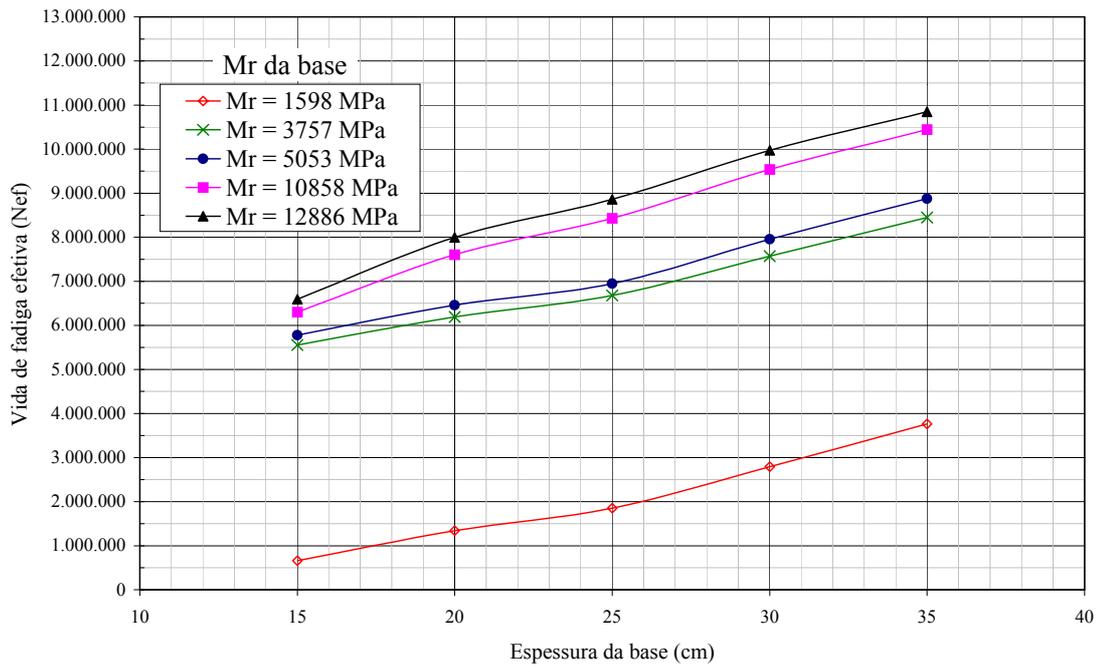


Figura 5.18 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em TS, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 50 \text{ MPa}$)

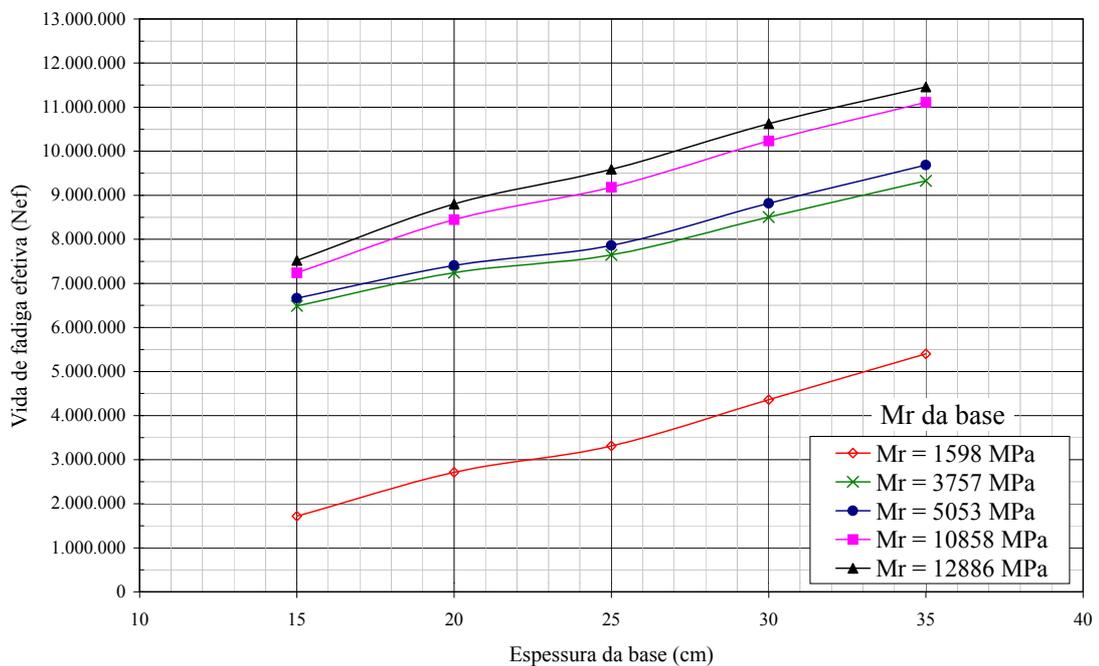


Figura 5.19 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em TS, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 150 \text{ MPa}$)

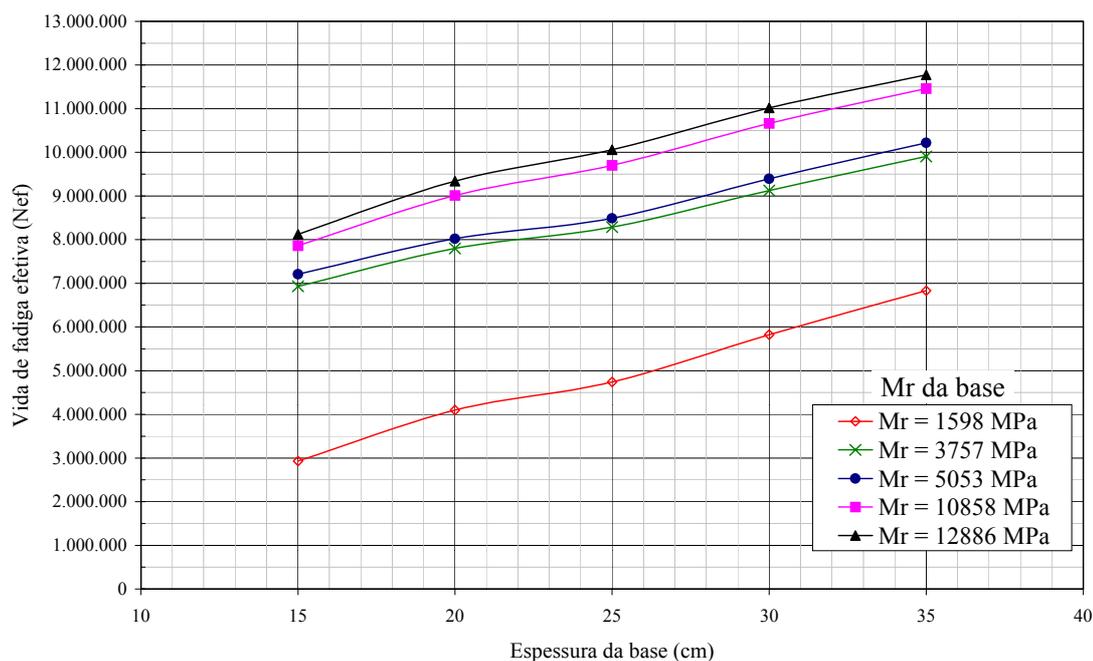


Figura 5.20 – Relação entre vida de fadiga e espessura, e M_R da camada cimentada (Estrutura 3 – revestimento em TS, $M_{R \text{ sub-base}} = 1598 \text{ MPa}$ e $M_{R \text{ subleito}} = 280 \text{ MPa}$)

A partir da observação das figuras 5.3 a 5.20 pode-se fazer algumas observações:

- A vida de fadiga da base de solo-cal aumenta com sua espessura e o seu módulo de resiliência. O aumento do módulo de resiliência do subleito também proporciona um aumento na vida de fadiga efetiva das camadas solo-cal;
- Para a estrutura de referência 1 (com base de solo-cal) as curvas de vida de fadiga em função da espessura se mostraram aproximadamente paralelas para diferentes valores de módulos de resiliência da camada. Entretanto, observa-se que a curva para módulo de 1598 MPa apresentou uma menor taxa de aumento da vida de fadiga em função da espessura da camada cimentada, sugerindo que para módulos menores, o ganho na vida de fadiga é menos acentuado, mesmo para bases de solo-cal mais espessas. Este comportamento foi mais acentuado quando se adotou tratamento superficial como revestimento;
- No caso do pavimento invertido (estrutura 2, com base em brita graduada e sub-base cimentada), observou-se um crescimento exponencial da vida de fadiga efetiva para maiores módulos de resiliência. Entretanto, para módulos menores que 5000 MPa a taxa de crescimento de N_{ef} foi inferior, com vidas de fadiga bem menores. Este comportamento

evidencia a importância da utilização de sub-base cimentada de elevada rigidez neste tipo de estrutura. Entretanto, neste caso é fundamental a consideração da fadiga do revestimento, que é submetido a esforços de tração, que resultam em trincamento por fadiga;

- Considerando-se um pavimento com base e sub-base cimentada (estrutura de referência 3), e a sub-base com módulo de 1598 MPa, observa-se que pode-se obter vidas de fadiga elevadas com módulos não tão elevados na base. Por exemplo, observando-se as Figuras 5.9, 5.10, 5.11, 5.18, 5.19 e 5.20, nota-se que um módulo próximo de 5000 MPa e uma base com 15 cm de espessura, são suficientes para se atingir uma vida de fadiga de pelo menos $5,5 \times 10^6$, independente das características do revestimento e do subleito.
- Observa-se, a partir das 3 estruturas de referência estudadas, que a estrutura 3 (base e sub-base de solo-cal, com M_R diferentes) sofreu menor influência da espessura e do módulo da base que a estrutura 1 (apenas base de solo-cal), devido à sua elevada rigidez. A estrutura 2 (pavimento invertido) mostrou-se bastante dependente do módulo da camada cimentada, que deve ser da ordem de 10000 MPa para se atingir vidas de fadiga razoáveis.

Com as vidas de fadiga da base de solo-cal das estruturas 1 e 3, e a rigidez das camadas, calculada pela equação 5.1, foi realizada uma análise de regressão múltipla. A partir desta análise obteve-se o modelo 5.2, que relaciona a vida de fadiga efetiva (N_{ef}) da base de solo-cal com a rigidez de cada camada, e com o módulo de resiliência do subleito. Cabe salientar que este modelo foi obtido considerando-se apenas as estruturas de referência 1 e 3 (Figura 5.1a e 5.1c), considerando revestimento em CBUQ (5 cm) ou TS (2,5 cm); base solo-cal (15 a 35 cm); subleito argiloso ($M_R = 50, 150$ e 280 MPa); e os parâmetros apresentados na Tabela 5.2 (para revestimento, base solo-cal e subleito), sendo válido apenas para estas faixas de valores e os tipos de estruturas mencionados.

$$N_{ef} = 0,685 \times I_B + 0,484 \times I_{SB} + 0,173 \times I_R + 0,194 \times M_{RSL} \quad (5.2)$$

Onde:

N_{ef} – vida de fadiga efetiva da base de solo-cal

I_B – rigidez da base ($N \times m$)

I_{SB} – rigidez da sub-base ($N \times m$)

I_R – rigidez do revestimento ($N \times m$)

M_{RSL} – módulo de resiliência do subleito (MPa)

O modelo obtido apresentou um coeficiente de determinação ajustado de 0,78. Na Figura 5.21 é comparada a N_{ef} estimada pelo modelo proposto e a N_{ef} estimada pelo Método Sul-Africano.

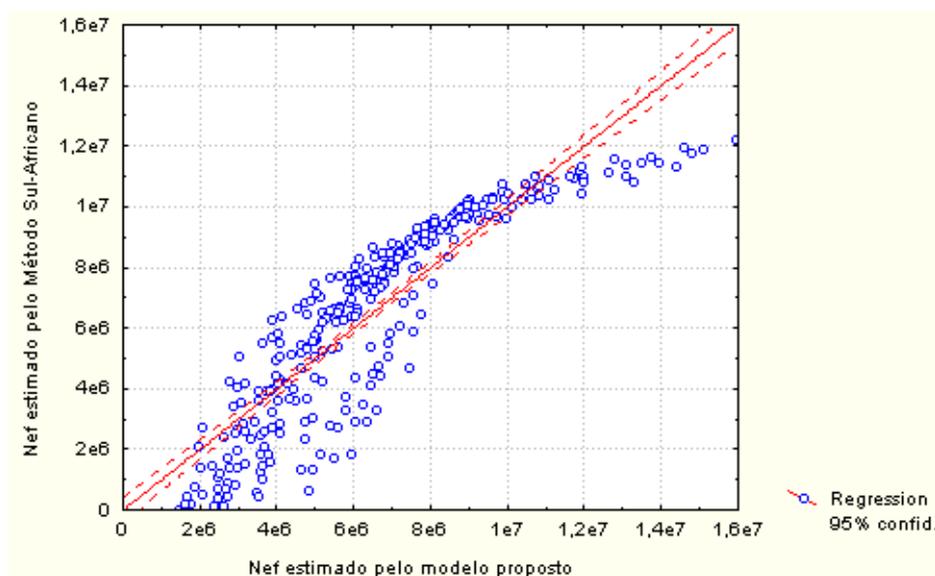


Figura 5.21 – N_{ef} estimado pelo modelo proposto x N_{ef} estimado pelo Método Sul-Africano

Nas Figuras 5.22 e 5.23 apresentam-se histogramas das vidas de fadiga (N_{ef}) da base de solo-cal estimadas pelo Método de Dimensionamento Sul-Africano e pelo modelo proposto, respectivamente.

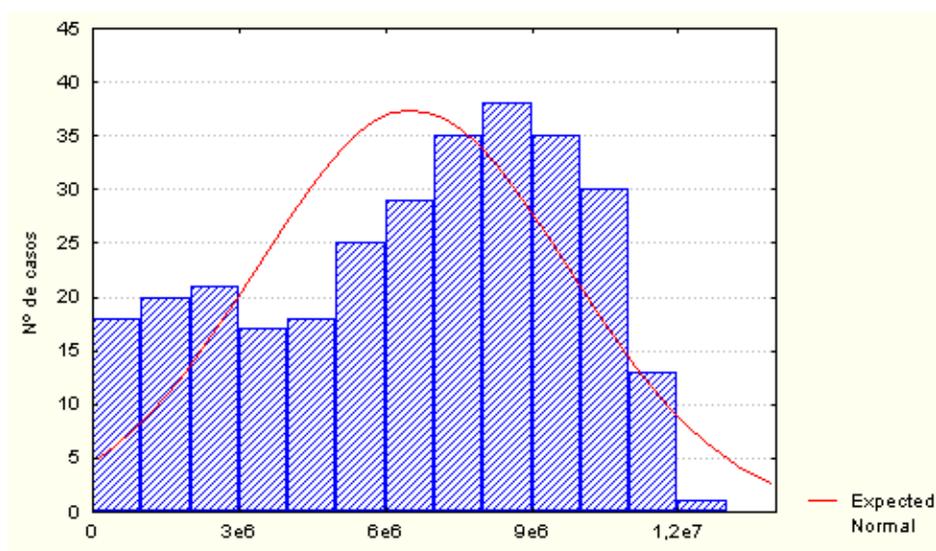


Figura 5.22 – Histograma das N_{ef} obtidas pelo Método Sul-Africano

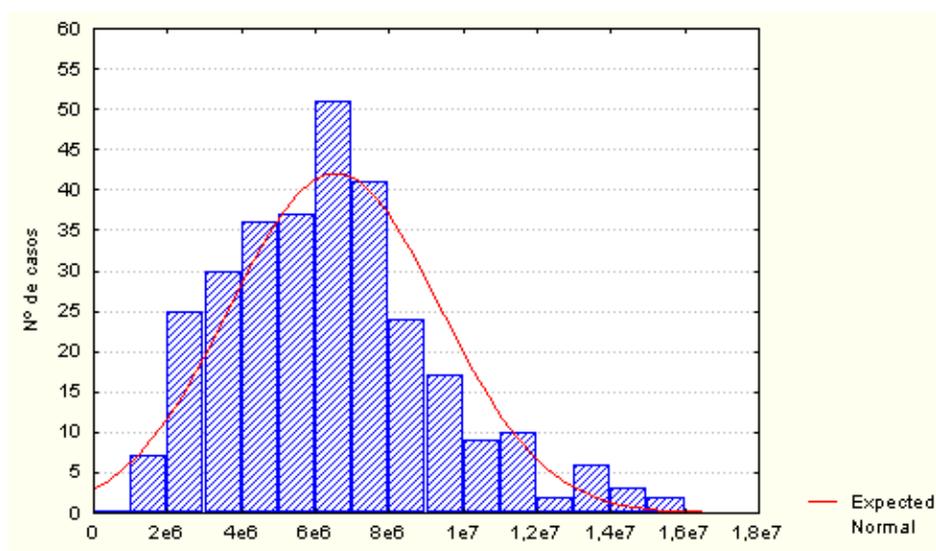


Figura 5.23 – Histograma das N_{ef} obtidas pelo modelo proposto

Observa-se que o histograma das vidas de fadiga estimadas pelo modelo proposto aproxima-se da distribuição normal, e que as vidas de fadiga calculadas pelo modelo são menores, em sua maioria, que aquelas calculadas pelo Método Sul-Africano, mostrando que o modelo apresenta valores conservadores.

A Figura 5.24 apresenta a superfície de resposta, gerada a partir do modelo 5.2, para a N_{ef} da base de solo-cal quando variados a rigidez da base (I_B) e da sub-base (I_{SB}). Como esperado, observa-se que a rigidez da base tem uma influência maior na sua vida de fadiga

que a rigidez da sub-base. Além disso, para valores de I_B maiores que 5×10^8 e I_{SB} maiores que 2×10^6 a vida de fadiga efetiva da base de solo-cal permanece constante.

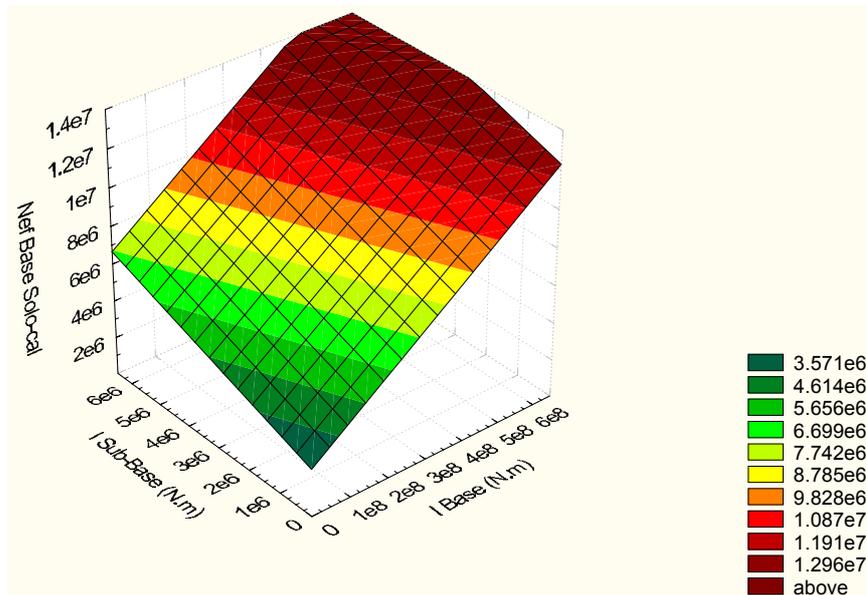


Figura 5.24 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_B \times I_{SB}$)

Nas Figuras 5.25 e 5.26 são apresentadas as superfícies de resposta para N_{ef} quando se variam I_B e I_R , e I_B e M_{RSL} , respectivamente. Observa-se que tanto a rigidez do revestimento quanto o módulo de resiliência do subleito influenciam muito pouco na N_{ef} da base de solo-cal.

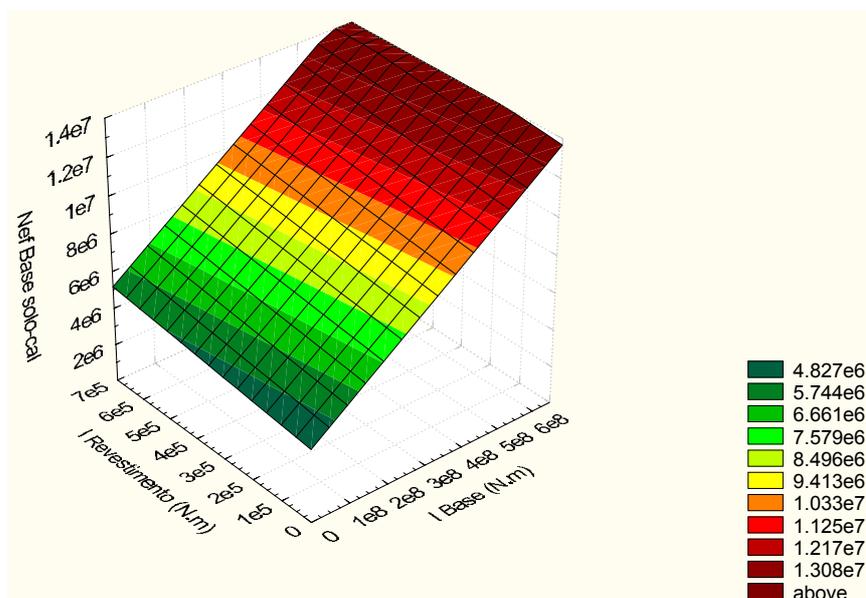


Figura 5.25 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_B \times I_R$)

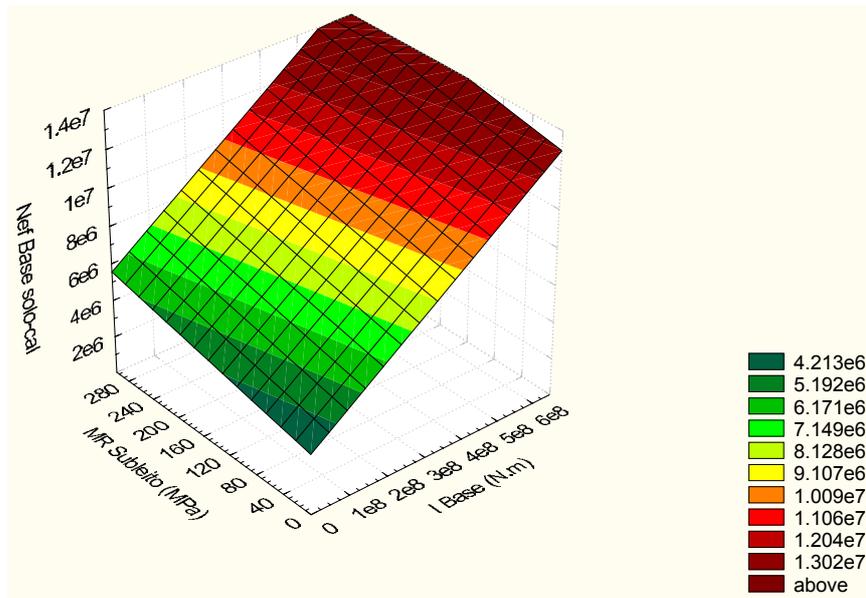


Figura 5.26 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_B \times M_{RSL}$)

Nas Figuras 5.27 e 5.28, quando se variam I_{SB} e I_R , e I_{SB} e M_{RSL} , respectivamente, a superfície de resposta para N_{ef} evidencia que o aumento da rigidez do revestimento praticamente não influencia na vida de fadiga efetiva da base de solo-cal, o que já era esperado, pois foram apenas considerados revestimentos delgados com espessura e rigidez bem inferiores às camadas de base. Além disso, a rigidez da sub-base é um pouco mais significativa para a N_{ef} que e o módulo do subleito.

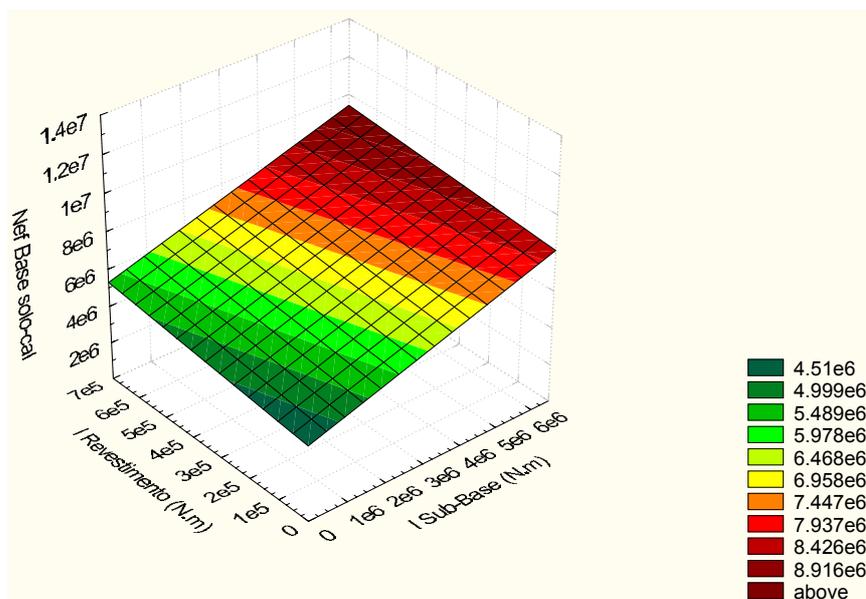


Figura 5.27 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_{SB} \times I_R$)

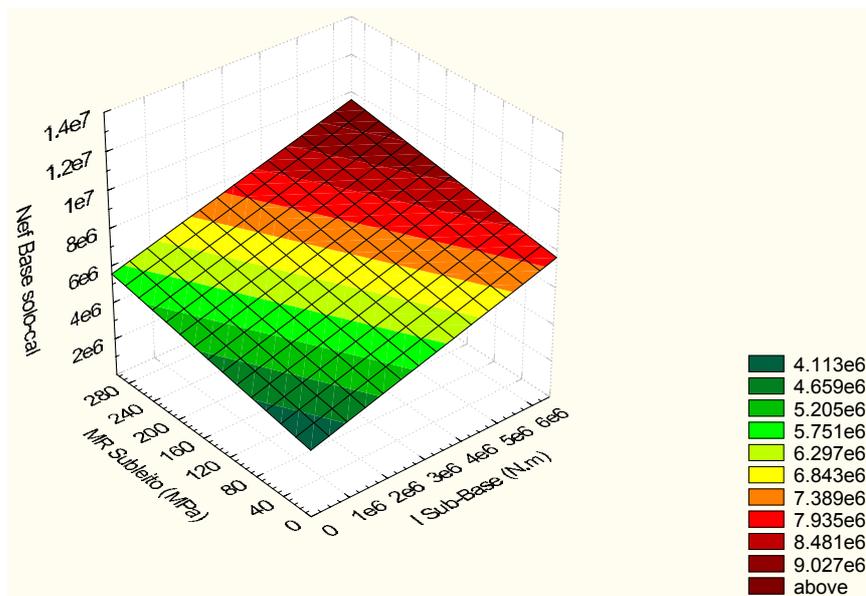


Figura 5.28 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_{SB} \times M_{RSL}$)

Analisando-se a influência de I_R e M_{RSL} , na Figura 5.29, observa-se que ambos praticamente não afetam a N_{ef} da base de solo-cal, sendo o M_{RSL} mais significativo.

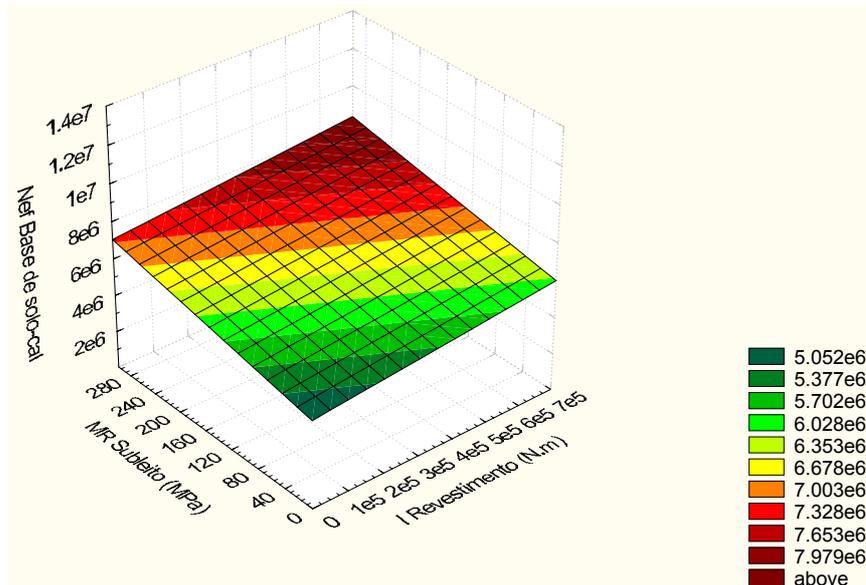


Figura 5.29 – Superfície de resposta ($N_{ef} \times I_R \times M_{RSL}$)

5.4.2 Análise mecânica das estruturas estudadas (2ª Etapa)

A Tabela 5.4 apresenta as respostas estruturais críticas obtidas na análise das 4 estruturas (mostradas na Tabela 5.3) com o software ELSYM 5.

Tabela 5.4 – Respostas estruturais críticas obtidas para carga sob uma das rodas ou entre as rodas do eixo padrão

ESTRUTURAS		1	2	3	4
RESPOSTAS ESTRUTURAIS CRÍTICAS	D (mm)	0,087	0,083	0,2	0,096
	$\sigma_{t(rev)}$ (MPa)	-	-0,15*	1,15	-0,18*
	$\epsilon_{e(rev)}$ ($\mu\epsilon$)	-	-13*	215	-15*
	$\sigma_{t(base)}$ (MPa)	0,0169	0,0370	-	0,34
	$\epsilon_{e(base)}$ ($\mu\epsilon$)	4,97	5,44	-	30
	$\sigma_{t(sub-base)}$ (MPa)	0,38	0,32	0,40	0,070
	$\epsilon_{e(sub-base)}$ ($\mu\epsilon$)	31	25	26	40
	$\sigma_{v(subleito)}$ (MPa)	0,025	0,021	0,026	0,025
	$\epsilon_{v(subleito)}$ ($\mu\epsilon$)	67	57	64	83

OBS.: * O sinal (–) indica compressão

A vida de fadiga das camadas, determinada através do Método de Dimensionamento Mecânico da República Sul-Africana, é apresentada na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Vida de fadiga (N) das camadas cimentadas, revestimento e vida útil do subleito

ESTRUTURAS		1	2	3	4
CAMADAS	Revestimento	-	$6,9 \times 10^{18}$ *	$3,2 \times 10^6$	$6,9 \times 10^{18}$ *
	Base (solo-cal)	$1,4 \times 10^7$	$1,4 \times 10^7$	-	$9,7 \times 10^6$
	Sub-base (solo-cal)	$9,1 \times 10^6$	$2,4 \times 10^7$	$1,4 \times 10^7$	$1,2 \times 10^6$
	Subleito**	$9,8 \times 10^{17}$	$6,3 \times 10^{18}$	$1,7 \times 10^{18}$	$8,4 \times 10^{16}$

OBS: * Toda a camada trabalha exclusivamente à compressão, sem possibilidade de ruptura por fadiga;

** No cálculo do “N” do subleito foi considerado como critério de ruptura um afundamento de trilha de roda admissível de 12 mm.

Na Tabela 5.4, observa-se que os valores de ε_e na fibra inferior do revestimento foram desprezíveis nas estruturas 2 e 4, pois a camada trabalhou exclusivamente à compressão, não havendo possibilidade de ruptura por fadiga.

As deflexões observadas na superfície foram muito baixas para as estruturas com base e sub-base de solo-cal. Entretanto, a estrutura 3 (base em brita graduada e sub-base de solo+5% de cal cálcica), devido à baixa rigidez da base, apresentou uma deflexão maior (0,2 mm).

De acordo com Pinto *et al.* (1983), as tensões de tração na fibra inferior da base cimentada (σ_t), e as tensões de compressão no topo do subleito (σ_v) são função da espessura da base, espessura do revestimento, do módulo de resiliência correspondente e do tipo de subleito. Os autores sugeriram valores admissíveis para σ_t , menores ou iguais a 70% da R_{TCD} ; para σ_v são sugeridos valores menores que 50 kPa. Para a mistura solo + cal cálcica curada por 56 dias, a R_{TCD} foi de 152 kPa, resultando em uma tensão admissível de 106 kPa.

A Tabela 5.6 apresenta os valores de σ_t e σ_v determinados através do software ELSYM 5, e os valores admissíveis, segundo Pinto *et al.* (1983). Observa-se que apenas a estrutura 4 não satisfaz aos valores máximos sugeridos, no que diz respeito à tensão de tração na fibra inferior da base. Apesar da estrutura apresentar uma base com módulo elevado (> 10000 MPa), o baixo módulo de resiliência da sub-base resultou em elevados valores de σ_t na fibra inferior da base. As 4 estruturas apresentaram valores semelhantes para as tensões de compressão no topo do subleito, todos dentro do admissível. Entretanto a ε_v no topo do subleito foi maior na estrutura 4, devido ao módulo de resiliência bem menor da sub-base nesta estrutura.

Tabela 5.6 – Valores de σ_t e σ_v calculados e admissíveis

ESTRUTURA	ELSYM 5		Pinto <i>et al.</i> (1983)	
	σ_t (kPa)	σ_v (kPa)	$\sigma_{t \text{ máx}}$ (kPa)	$\sigma_{v \text{ máx}}$ (kPa)
1	16,9	25	106	50
2	37	21		
3	–	26		
4	340	25		

As vidas de fadiga (Tabela 5.5), determinadas através do método de dimensionamento da República Sul-Africana, permitem concluir que, de uma forma geral, a estrutura 2 (com base e sub-base estabilizada e revestimento em CBUQ) apresentou melhor desempenho. Nas estruturas 2 e 4 o revestimento asfáltico trabalhou apenas à compressão, não havendo possibilidade de ruptura por fadiga. Nota-se, comparando-se as estruturas 1 e 2, que a adoção de concreto asfáltico aumentou a vida de fadiga da sub-base em $1,5 \times 10^7$, não apresentando variação no “N” da base.

O pavimento invertido estudado na estrutura 3 sofrerá trincamento por fadiga no revestimento, diferentemente das outras estruturas, em função do elevado quociente entre os módulos do revestimento em concreto asfáltico e a base de brita graduada ($4500/300 = 15$). Cabe ressaltar que o baixo módulo de resiliência da camada de base (brita graduada) neste tipo de estrutura faz com que a vida de fadiga seja governada pela fadiga do revestimento asfáltico.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de laboratório apresentados e analisados nos capítulos anteriores, assim como a análise paramétrica de estruturas de pavimentos, levaram às seguintes conclusões:

- O solo estudado (latossolo vermelho, da região de Cruz Alta/RS) é predominantemente caulínico, apresentando também vermiculita na fração argila. As frações areia e silte são compostas principalmente por quartzo. Apesar da presença da vermiculita, o solo apresenta um potencial de expansão muito baixo.
- O solo estudado, com 38,4% de argila, é um solo argilo-arenoso, de comportamento laterítico, classificado como LG'. Apresenta índice de atividade de Skempton (1953) igual a 0,41, o que o classifica como inativo.
- O solo utilizado, com baixa capacidade de troca de cátions, apresentou-se reativo à cal, satisfazendo ao critério de Thompson (1966) com um teor de 3% de cal.
- A dosagem pelos métodos de Eades e Grim (1966) e Thompson (1966) evidenciou que o teor de 3% de cal foi suficiente para estabilizar o solo em estudo, independentemente do tipo de cal utilizado. Para este teor, observaram-se valores de 879 kPa e 412 kPa aos 28 dias de cura, para misturas com cal cálcica e dolomítica, respectivamente.
- A adição de cal ao solo reduziu o peso específico aparente seco máximo e aumentou a umidade ótima de compactação. As misturas com cal cálcica apresentaram valores de $\gamma_{d_{máx}}$ ligeiramente menores que os correspondentes às misturas com cal dolomítica.
- A estabilização do solo estudado é mais eficiente se empregada a cal cálcica ao invés da dolomítica. Assim o atestam os maiores valores de resistências à compressão simples e à tração na compressão diametral e de módulo de resiliência.

- A resistência à compressão simples das misturas compactadas aumentou linearmente com o teor de cal. Na fase de dosagem (Método de Thompson) atingiram-se resistências de até 2680 kPa e 1933 kPa aos 28 dias, em misturas com 9% de cal cálcica e dolomítica, respectivamente.
- A evolução da R_{CS} com o tempo de cura, das misturas com cal cálcica, foi dividida em três fases distintas: até os 56 dias, dos 56 aos 112 dias, e dos 112 aos 168 dias. Supõe-se que as reações pozolânicas cessaram aos 28 dias (3% de cal) e aos 56 dias (4 e 5% de cal), pela ausência de íons cálcio disponíveis. Entretanto, dos 56 aos 112 dias houve uma queda de resistência, e dos 112 aos 168 dias a resistência permaneceu praticamente constante. Essa queda pode ser atribuída a uma possível formação de etringita e taumasita, aliada à carbonatação da cal. Entretanto, são necessários estudos mais detalhados para uma afirmação conclusiva sobre o assunto.
- Os difratogramas de raios-x de misturas de solo + 4% de cal cálcica, curadas por 112 e 168 dias, permitiram observar que houve consumo de caulinita e óxidos de ferro nas reações pozolânicas. Observou-se também a formação de $CaCO_3$, que pode ter ocultado a presença dos compostos cimentantes formados pelas reações pozolânicas. Além disso, o não aparecimento dos compostos silicatados pode ser atribuído à sua pouca cristalinidade e baixa concentração na amostra ensaiada.
- A resistência à compressão simples das misturas com cal dolomítica apresentou um aumento contínuo com o tempo de cura, até os 112 dias. Pode-se supor que as reações pozolânicas cessaram aos 112 dias, pois não se registrou ganho considerável de resistência posteriormente (tempo de cura até 140 dias).
- Para avaliar o efeito da demora na compactação moldaram-se e ensaiaram-se à compressão simples CP's de solo+cal cálcica (3, 4 e 5%), deixando-se posteriormente em cura solta por 1, 2, 4 e 8 horas. A demora de até 8 horas na compactação não proporcionou variação significativa na resistência à compressão simples das misturas solo-cal estudadas, considerando-se como referência a demora de 1 hora, adotada como padrão na compactação de todos os corpos de prova. Entretanto, quando a compactação foi realizada 2 horas após a mistura, os valores de R_{CS} foram 25% e 42% maiores, para misturas com 3 e 5% de cal, respectivamente. Este comportamento não

pode ser explicado, devendo ser realizados estudos posteriores, já que na literatura não se encontraram resultados semelhantes.

- A R_{TCD} das misturas solo-cal também aumentou com o teor de cal, para todos os teores e tempos de cura estudados. Com o teor de 5%, atingiram-se resistências de até 281 kPa e 115 kPa, em misturas com cal cálcica e dolomítica, respectivamente, comprovando ao menos nas misturas solo+cal cálcica, a ocorrência de reações pozolânicas.
- De um modo geral, para os dois tipos de cal, a R_{TCD} atingiu seu valor máximo aos 28 dias de cura, caindo aos 56 e 112 dias. O comportamento apresentado por estas misturas foi semelhante ao comportamento da R_{CS} de misturas com cal cálcica. Entretanto, é evidente que neste caso a possível formação de compostos expansivos (etringita e taumasita), associada a uma provável formação de $CaCO_3$, começou após os 28 dias.
- As misturas solo-cal apresentaram uma relação R_{TCD}/R_{CS} em torno de 0,13, próximo do valor médio registrado na literatura nacional e internacional. Esta relação foi mais bem definida em misturas com cal cálcica.
- O módulo de resiliência das misturas solo-cal também aumentou com o teor de cal. Os dois tipos de cal apresentaram a mesma tendência de variação de módulo de resiliência com o tempo de cura, sendo que dos 28 aos 56 dias não ocorreu variação significativa. Assim como ocorreu com a resistência, dos 56 aos 112 dias houve uma redução na rigidez, podendo também ser atribuída a uma possível formação de etringita e taumasita, aliados à presença do $CaCO_3$.
- O quociente entre a resistência à tração na flexão (R_{TF}) e a resistência à tração por compressão diametral (R_{TCD}), determinado para misturas com 4% de cal cálcica, foi de 2,29, próximo ao valor médio (2) citado na literatura.
- Das misturas ensaiadas, apenas aquelas com 5% de cal cálcica se mostraram duráveis a ciclos de molhagem e secagem, com quociente entre resistência de CP's com e sem ciclos igual a 86%. Misturas com 4% de cal quando curadas ao ar, apresentaram uma pequena redução nesse quociente, em relação a amostras curadas normalmente;

entretanto não resistiram aos ciclos de molhagem e secagem. Portanto, pode-se afirmar que a provável carbonatação ocorrida nestas amostras afetou principalmente a resistência das mesmas durante a imersão.

- No ano de 2003, o pavimento experimental com base e sub-base de solo estudado + 4% de cal cálcica, construído no final da década de 60 na BR-377/RS, apresentava uma intensa degradação no revestimento. Entretanto, os elevados valores de resistência à tração por compressão diametral e de módulo de resiliência de CP's extraídos da pista e ensaiados em laboratório, bem como a inspeção visual evidenciaram a integridade das camadas de solo-cal.
- A análise paramétrica de estruturas de pavimentos com o software ELSYM 5 permitiu concluir que a adoção de bases e sub-bases estabilizadas aumenta a vida de fadiga do revestimento asfáltico, fazendo com que este trabalhe apenas à compressão, não sofrendo ruptura por fadiga.
- A partir das curvas de vida de fadiga obtidas com o ELSYM 5, conclui-se que o aumento do módulo de resiliência e da espessura da camada cimentada, além do módulo do subleito, proporciona maior vida de fadiga aos pavimentos.
- O modelo que relaciona a vida de fadiga efetiva (N_{ef}) da base de solo-cal com a rigidez de cada camada, e com o módulo de resiliência do subleito, mostrou que a rigidez do revestimento e o módulo do subleito pouco influenciam na vida de fadiga da base. Além disso, as vidas de fadiga calculadas pelo modelo são, em sua maioria, menores que aquelas calculadas pelo Método Sul-Africano. No entanto, o modelo é válido apenas para os tipos de estruturas e parâmetros adotados nas análises.
- As misturas solo-cal estudadas apresentaram comportamento aceitável para utilização em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos. Entretanto, a queda de resistência com o tempo de cura, constatada nos ensaios laboratoriais, deixa claro que a execução de camadas de solo-cal demanda o emprego de técnicas construtivas adequadas, incluindo o cuidadoso controle da mistura, realizada preferencialmente em usina, a fim de garantir a ocorrência das reações pozolânicas, e evitar a formação de compostos prejudiciais à resistência e durabilidade.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A fim de complementar os resultados obtidos nesta pesquisa, buscando um melhor conhecimento de outros fatores que influenciam no comportamento de solos estabilizados com cal, sugere-se:

- Estudar, através de ensaios laboratoriais, o comportamento à fadiga de misturas solo-cal.
- Estudar o desenvolvimento das principais reações da cal com o solo, utilizando cal mais pura (maiores teores de CaO). Investigar detalhadamente o efeito da presença de compostos sulfatados no solo nas reações pozolânicas, além de avaliar mais profundamente o efeito da carbonatação nestas reações. Sugere-se também a realização de ensaios de expansão em misturas solo-cal, em presença de compostos sulfatados e submetidas a carbonatação, visando uma melhor compreensão destes efeitos.
- A identificação quantitativa dos compostos cimentantes formados nas reações pozolânicas, através de difratometria de raios-x e/ou microscopia eletrônica de varredura.
- Desenvolver procedimentos laboratoriais normalizados para solos estabilizados com cal, visando a criação de normas técnicas específicas.
- Estudar a reatividade de outros tipos de solos tropicais lateríticos ou saprolíticos à cal, visando expandir os conhecimentos sobre estabilização de solos com cal no Brasil.
- Estudar a viabilidade de utilização de outros tipos de cales (subprodutos da indústria) de custo reduzido, na estabilização de solos para pavimentação.
- Avaliar o efeito da demora na compactação na resistência à compressão simples, para períodos de cura de 1 a 7 dias.
- Avaliar a influência das condições de cura (temperatura e umidade) no ganho de resistência com o tempo de cura.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AKOTO, B. K. A.; SINGH, G. Some geotechnical properties of a lime-stabilized laterite containing a high proportion of aluminium oxide. **Engineering Geology**, n.34, p.185-199. 1981.
- AKOTO, B. K. A. The effect of repeated loading on the ultimate unconfined compressive strength of a lime-stabilized laterite. **Engineering Geology**, n.23, p.125-135. 1986.
- ALBERS, A. P. F.; MELCHIADES, F. G.; MACHADO, R.; BALDO, J. B.; BOSCHI, A. O. Um Método Simples de Caracterização de Argilo-Minerais por Difração de Raios-X. In: 45º Congresso Brasileiro de Cerâmica, 2001, Florianópolis/SC.
- ALCÂNTARA, M. A. M.; LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; COSTA, L. M. Considerações sobre o uso de aditivos químicos em regiões tropicais. In: 29ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1995. **Anais...** v.2, p.100-110.
- ALVES, M. E. **Atributos Mineralógicos e Eletroquímicos, Adsorção e Dessorção de Sulfato em Solos Paulistas**. 2002. Tese (Doutorado em Agronomia) - Universidade de São Paulo, Piracicaba.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D 4829**: Standard Test method for Expansion Index of Soils. Philadelphia, 1995.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **ASTM D 5102**: Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-lime Mixtures. Philadelphia, 1996.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de Solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro, 1984.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:** Solo - Determinação do limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:** Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007:** Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990.
- ATTOH-OKINE, N. O. Lime treatment of laterite soils and gravels – revisited. **Construction and Building Materials**, v.9, n.5, p.283-287. 1995.
- AZEVÊDO, A. L. C.; RAMALHO, R. W. Estabilização de solos com adição de cal. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MANUTENÇÃO E RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS E CONTROLE TECNOLÓGICO, 2000, São Paulo. **Anais...**
- BELL, F. G. Lime Stabilization of clay minerals and soils. **Engineering Geology**, n.42, p.223-237. 1996.
- BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; TODRES, H. A. **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A Critical Review of Literature**. PCA R&D Serial N°2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 60p., 2003.
- CAMPELLO, C. S.; MOURÃO, P. V.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; REZENDE, L. R. Estabilização com Cal da Mistura Solo-Revestimento Asfáltico Fresado. In: 32ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2000, Brasília. **Anais...** v.1, p.164-174.
- CASTRO F. J. C. de O. Um Estudo Difratométrico (RX) da Interação Pozolânica: Argilominerais do Solo e Hidróxido de Cálcio. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** p.453-468.
- CASTRO, F. J. C. de O. **Contribuição ao Conhecimento e à Determinação da Reatividade de Solos Sesquioxídicos Utilizando o Hidróxido de Cálcio: Aplicação ao Processo de**

Geopolimerização (Estabilização). 1995. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CERATTI, J. A. P. **Efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado.** 1979. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.

CERATTI, J. A. P. **Estudo de comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos.** 1991. 314 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

CHAUVEL, A.; NOBREGA, M. T. Comportamento dos Solos Argilosos Desenvolvidos sobre Basaltos do Brasil Meridional após Tratamento com Cal. In: IV REUNIÃO ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL. Boletim nº 12. São Paulo: ABPC, p. 124-172. 1980.

CORREA, F. C.; FELEX, J. B. Solo-cal e CBR. In: 24ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1990, Belém. **Anais...** v.1, p.118-129.

DE BEER, M. **Resilient Response of Pavements with Lightly Cementitious Layers.** Roads and Transport Technology, Research Report DPVT 38, CSIR, Pretoria, 1990.

DE DAVID, D.; WICKBOLDT, V. Classificação MCT de um solo laterítico. Relatório interno. LAPAV, UFRGS, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 131/94:** Solos - Determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 133/94:** Misturas Betuminosas - Determinação do Módulo de Resiliência. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 138/94:** Misturas betuminosas – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 1994.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-PRO 008/94:** Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 1994.
- DIAS, R. D. Geomecânica dos Solos Lateríticos do Sul do Brasil. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 1989, Porto Alegre. **Anais...** p.96-120.
- EADES, J. L.; GRIM, R. E. Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization. **Highway Research Board**, Washington, D.C., n.262, p.51-63. 1960.
- EADES, J. L.; GRIM, R. E. A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. **Highway Research Record**, Washington, D.C., n.139, p.61-72. 1966.
- EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos (CNPS). **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. Brasília: EMBRAPA – SPI, 1999. 412p.
- EMBRAPA. Embrapa Solos. **O Solo sob o Microscópio**. <Disponível em: www.cnps.embrapa.br/search/pesqs/tema4/tema4.html>. Publicado no site em 18/04/2000 por Mariza Nascimento Duarte. Acesso em: 16/04/2004.
- FOGAÇA, B. C. **Análise paramétrica de estruturas de pavimento utilizando areias do litoral do RS estabilizada com cinza volante e cal**. 1996. 143p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- GEHLING, W. Y. Y.; ROISENBERG, A.; DIAS, R. D. Contribuição ao estudo de solos residuais do Planalto Meridional no Rio Grande do Sul. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** p.147-164.
- GODOY, H.; NOGAMI, J. S.; BERNUCCI, L. B.; MOURA, E. O Uso de Mapas Pedológicos e do Método das Pastilhas MCT para o Aproveitamento de Solos Lateríticos em Obras Viárias. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 1998, Brasília. **Anais...** v.1.
- GUIMARÃES, J. E. P. **Estabilização de Solos – Nova e importante aplicação da cal – Seus conceitos e suas vantagens**. Boletim nº1. São Paulo: ABPC, 1971.

- GUIMARÃES, J. E. P. **A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 2ª ed. São Paulo: PINI, 2002.
- GUTIERREZ, N. H. M.; KRÜGER, C. A.; NÓBREGA, M. T. Efeitos da Adição de Cal e Cimento nas Propriedades Físicas e Mecânicas de um Solo Argiloso Laterítico. In: XI CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG), 1998, Brasília. **Anais...** v.2, p.1191-1197.
- HARRIS, P.; SEBESTA, S.; SCULLION, T. Hydrated Lime Stabilization of Sulfate-Bearing Vertisols in Texas. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 83rd ANNUAL MEETING, 2004, Washington, D.C.
- HILT, G. H.; DAVIDSON, D. T. Lime Fixation in Clayey Soils. **Highway Research Board**, Washington, D.C., n.262, p.20-32. 1960.
- HOLT, C. C.; FREER-HEWISH, R. J. The use of lime-treated British clays in pavement construction. Part 1: The effect of mellowing on the modification process. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. **Transport**, v.129, p.228-239. 1998.
- HOLT, C. C.; FREER-HEWISH, R. J.; GHATAORA, G. S. The use of lime-treated British clays in pavement construction. Part 2: The effect of mellowing on the stabilization process. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. **Transport**, v.141, p.207-216. 2000.
- INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374p.
- KLAMT, E. Relevância da Pedologia na Avaliação do Comportamento de Solos. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 1989, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, 1989. pp.13-24.
- KOTA, P. B. V. S.; HAZLETT, D.; PERRIN, L. Sulfate-Bearing Soils: Problems with Calcium-Based Stabilizers. **Transportation Research Record**, Washington D.C., nº 1546, p.62-69. 1996.

- LIMA, D. C. Estabilização Solo-Cal. In: 19ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1984, Rio de Janeiro. **Anais...** p. 67-82.
- LITTLE, D. N. **Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates.** Volume 1: Summary of Findings. Prepared for The National Lime Association, 1999.
- LUCENA, A. L. P.; BRUGNARA, C. M. Estabilização de Sub-bases e Subleitos com Emprego de Cal. In: XI REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1970, Campinas. **Anais...**
- LUCENA, F. B.; CABRERA, J. G. Definição, Origem e Formação dos Solos Lateríticos. In: 24ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1990, Belém. **Anais...** p.384-401.
- MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. Considerações sobre a Utilização da Pedologia na Engenharia Geotécnica a partir de um Sistema de Classificação dos Solos. In: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2001a, Florianópolis. **Anais...**
- MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. Aplicação do Método Simplificado de Classificação Geotécnica MCT no Estudo de um Solo Laterítico. In: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2001b, Florianópolis. **Anais...**
- MARCON, A. F. **Durabilidade e Módulo de Elasticidade de Misturas Areia – Cal – Cinza Volante.** 1977. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- MARTINS, K. P.; DIAS, R. D.; SANTOS, G. T. Geoprocessamento e Mapeamento Geotécnico dos Latossolos do Rio Grande do Sul. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE CADASTRO TÉCNICO MULTIFINALITÁRIO (COBRAC), 2000, Florianópolis. **Anais...**
- MEDINA, J. **A importância do estudo de solos tropicais na engenharia.** In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 1989, Porto Alegre. **Anais...** p.1-12.
- MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos.** Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1997. 380p.

- MEXIAS, A. S. Comunicação verbal. Laboratório de Difractometria de Raios-X, UFRGS. Porto Alegre, 2004.
- MINISTÉRIO DA AGRICULTURA. Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão Pedológica (DNPEA). **Levantamento de reconhecimento dos solos do Estado do Rio Grande do Sul**. Boletim Técnico nº 30. Recife, 1973. 431 p.
- MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil Behavior**. USA: John Willey & Sons, 1976.
- NATIONAL LIME ASSOCIATION (NLA). **Technical Memorandum Guidelines for Stabilization of Soils Containing Sulfates**. Austin White Lime, Chemical Lime, Texas Lime. <Disponível em: www.lime.org/sulfate.pdf>. Publicado no site em agosto de 2000. Acesso em: 03/05/2004.
- NOGAMI, J. S.; CORREA, F. C.; VILLIBOR, D. F. Perspectivas da aplicação de solo-cal em rodovias – exemplos de pistas experimentais. In: IV REUNIÃO ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL. Boletim nº 12. São Paulo: ABPC, p.211-234. 1980.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Os Solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos e a Pavimentação. In: 18ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1983, Porto Alegre. **Anais...** p. 463-484.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995.
- NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- ORMSBY, W. C.; KINTER, E. B. Effects of Dolomitic and Calcitic Limes on Strength Development in Mixtures with Two Clay Minerals. **Public Roads**. v.37, n.4, p.149-160. 1973.
- OSINUBI, K. J. Influence of compactive efforts and compaction delays on lime-treated soil. **Journal of Transportation Engineering**. Março/Abril. 1998.

- OTTE, E. **A Structural Design Procedure for Cement-Treated Layers in Pavements.** 1978. D.Sc. (Eng) Thesis - University of Pretoria, Pretoria.
- PATERSON, W. D. O.; MAREE, J. H. **The South African Mechanistic Design Method (SA-MDM).** South Africa, 1994.
- PEZO, R. F. A general method of reporting resilient modulus tests of soils, a pavement engineer's point of view. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 72nd ANNUAL MEETING, 1993, Washington, D.C.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. S.; GONÇALVES, J. V. Método de projeto de pavimento semi-rígido – Aplicação para base pozolânica. In: 18^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1983, Porto Alegre. **Anais...** p.95-140.
- PINTO, S.; NARDI, J. V.; MARCON, A. F. Misturas do Tipo Areia-Cal-Cinza Volante: Pista Experimental de Santa Catarina. In: 13^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1977, Curitiba.
- PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado.** 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- PRUSINSKI, J.R.; BHATTACHARJA, S. Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils. **Transportation Research Record**, Washington D.C., nº 1652, p.215-227. 1999.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Reações que Ocorrem Quando da Estabilização com Cal de Solos Lateríticos. In: 24^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1990, Belém. **Anais...** v.1, p.224-232.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. Propriedades e Comportamento de Solos Lateríticos Estabilizados com Cal. In: 23^a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1988, Florianópolis. **Anais...** v.1, p.690-706.

- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. A presença de componentes amorfos nos solos lateríticos. In: 18ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1983, Porto Alegre. **Anais...** p.407-415.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. **Soil properties affecting the lime stabilization of red tropical soils from North East Brazil**. 1979. 344p. These (Doctorate) – University of Leeds, Leeds, England.
- RIBEIRO DE REZENDE, L.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. Use of Locally Available Soils on Subbase and Base Layers of Flexible Pavements. **Transportation Research Record**, Washington D.C., nº 1819, p.110-121. 2003.
- ROGERS, C. D. F.; GLENDINNING, S.; ROFF, T. E. J. Lime Modification of Clay Soils for Construction Expediency. **Geotechnical Engineering**, London, v.125, p.242-249. 1997.
- ROGERS, C.D.F.; GLENDINNING, S. Lime Requirement for Stabilization. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 79th ANNUAL MEETING, 2000, Washington, D.C.
- ROLLINGS, M. P.; ROLLINGS, R. S. Sulfate Attack on Bound Bases. In: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 82nd ANNUAL MEETING, 2003, Washington, D.C.
- SALOMÃO, F.X.T.; ANTUNES, F.S. Solos em Pedologia. In: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Ed. Oficina de Textos, 1998. cap.6, p.87-99.
- SANTOS, G.T.; POMATTI, K.E. Estabilização do Solo da Região de São Pedro de Alcântara/SC Visando a Utilização na Pavimentação. In: 32ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2000, Brasília. **Anais...** p. 43-52.
- SANTOS, P.S. **Ciência e Tecnologia de Argilas**. Vol 1. São Paulo: Ed. Edgard Blücher, 1989.
- 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.2, p.27-32. 1998.

- SIVAPULLAIAH, P.V.; SRIDHARAN, A.; RAMESH, H. N. Strength behaviour of lime-treated soils in the presence of sulphate. **Canadian Geotechnical Journal**, n.37, p. 1358-1367. 2000.
- SPECHT, L. P. **Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Submetidas a Carregamentos Estáticos e Dinâmicos visando a Pavimentação**. 2000. 132p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- STRECK, E.V.; KAMPF, N.; DALMOLIN, R.S.D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P.C.; SCHNEIDER, P. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: Emater/RS - UFRGS, 2002.
- SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**. 1980. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SVENSON, M. Estudo de Mistura Solo-Cal sob Carregamento Dinâmico. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** p.385-414.
- THOMÉ, A. **Estudo do comportamento de um solo mole tratado com cal, visando seu uso em fundações superficiais**. 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- THOMÉ, A. **Comportamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Aterros Estabilizados com Resíduos Industriais**. 1999, 238p. Tese (Doutorado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre.
- THOMPSON, M.R. Lime Reactivity of Illinois Soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**. ASCE, v.92, p.67-92. 1966.
- TOVEY, N. K. Microfabric, Chemical and Mineralogical Studies of Soils: Techniques. **Geotechnical Engineering**, v.17, p.131-166. 1986.
- TOWNSEND, F. C.; MANKE, P. G.; PARCHER, J. V. The Influence of Sesquioxides on Lateritic Soil Properties. **Highway Research Board**, Bulletin n.374, p.80-92. 1971.

TOWNSEND, F. C. Geotechnical Characteristics of Residual Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.111, n.1, p.77-94, January. 1985.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **Lime Stabilization, reactions, properties, design and construction**. Washington: TRB, 1987. 58p. (State of the art report, 5).

TREMOCOLDI, W.A. Mineralogia dos Silicatos e dos Óxidos de Ferro da Fração Argila de Solos desenvolvidos de Rochas Básicas no Estado de São Paulo. **Revista Biociências**, Universidade de Taubaté (UNITAU), Pró-reitoria de Pesquisa e Pós-graduação, v.9, n.1, I Trimestre. 2003.

ULLIDTZ, P. **Modelling Flexible Pavement Response and Performance**. Technical University of Denmark, 1998. 205p.