



Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC
Mestrado em Engenharia Civil

EDUARDO DE OLIVEIRA

**EMPREGO DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS DE
BAIXA RESISTÊNCIA E ALTA EXPANSÃO: ESTUDO DE CASO
NO MUNICÍPIO DE RIBEIRÃO DAS NEVES/MG**

Florianópolis
2010

EDUARDO DE OLIVEIRA

**EMPREGO DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS DE
BAIXA RESISTÊNCIA E ALTA EXPANSÃO: ESTUDO DE CASO
NO MUNICÍPIO DE RIBEIRÃO DAS NEVES/MG**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aluno: Eduardo de Oliveira

Orientador: Prof. Dr. Glicério Trichês

Co-Orientador: Prof. Dr. Flávio Renato
G. Padula

**Florianópolis
2010**

**EMPREGO DA CAL NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS FINOS
DE BAIXA RESISTÊNCIA E ALTA EXPANSÃO: ESTUDO DE
CASO NO MUNICÍPIO DE RIBEIRÃO DAS NEVES/MG**

Esta dissertação foi julgada e aprovada como requisito final para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, em sessão pública realizada em ____/ ____/ 2010.

Prof.^ª Dr.^ª Janaíde Rocha Cavalcante
Coordenadora do Curso do PPGEC – UFSC

Prof. Dr. Glicério Trichês - Orientador – UFSC

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Glicério Trichês - Orientador – UFSC

Prof. Dr. Antônio F. Marcon - UFSC

Prof. Dr. Marciano Maccarini - UFSC

Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti - UFRS

*A Deus, responsável pela minha vida,
Aquele que me ampara sempre nos momentos
difíceis e de desalento.*

*Aos meus pais, Lea e Antonio,
pelo apoio incondicional, exemplos de vida...
seres iluminados.*

*Aos meus irmãos,
Heloisa, Maria Cristina e Marcelo (in memoriam),
pelo sentido que dão à minha vida.*

*A minha esposa Carla
e meus filhos, Lucas e Maria Eduarda,
pela força, em forma de amor e companheirismo.*

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, Prof. Dr. Glicério Trichês, pela exemplar orientação, na execução deste trabalho; da mesma maneira, ao meu co-orientador, Prof. Dr. Flávio Renato G. Padula.

Aos demais professores e professoras do Programa de Mestrado em Engenharia Civil, bem como todos os servidores, meus agradecimentos, muito obrigado.

Ao Diretor Geral do CEFET-MG, Prof. Flávio A. dos Santos, grande incentivador na formação dos professores e servidores da Instituição.

Ao meu colega de turma e grande incentivador, caro amigo, Prof. Arnaldo Garcez, um agradecimento especial.

Aos Eng^{os}. Cláudio Albernaz e Rogério Antônio Alves Pedrosa, responsáveis pelos Laboratórios de Ensaios Dinâmicos e de Solos e Pavimentação, do DER/MG ... um agradecimento especial.

À Cristiano Costa Moreira, proprietário da SOLOCAP – Geotecnia Rodoviária, pela enorme gentileza em realizar ensaios, fundamentais na formulação desta pesquisa.

Aos senhores José Carlos Pinto, Coordenador do Laboratório, e Carlos Eduardo Mendes, da ICAL Indústria de Calcinação Ltda.

Meu ilustríssimo colaborador, companheiro e amigo, Ronaldo Machado, pelos apoios na realização da normalização da dissertação.

Aos Técnicos em Laboratório, Mateus, Valdir e Leandro, fontes seguras na realização dos ensaios e outros assuntos pertinentes à pesquisa, agradeço imensamente.

Ao meu parceiro das primeiras horas, amigo de todos os momentos, Luiz Carlos dos Santos, pelo apoio incondicional nesse meu momento acadêmico.

Ao meu amigo Eng^o José Mateus Costa, secretário de planejamento de Ribeirão das Neves, pela indicação da região pesquisada e fomentação com dados de projetos locais.

A minha esposa Carla, que esteve ao meu lado me apoiando e auxiliando em todos os momentos.

Aquelas pessoas que por ventura tenha me esquecido, mas, com certeza, são importantes, minhas desculpas ... e muito obrigado.

RESUMO

A caracterização de materiais de pavimentação é complexa, em virtude das propriedades dependerem de fatores ambientais, magnitude, tempo de aplicação e frequência das cargas e estado de tensões. Nesse sentido, o trabalho estuda a estabilização dos solos com o emprego da cal, demonstrando os benefícios em obras viárias no município de Ribeirão das Neves/MG. Segundo estimativa da Secretaria de Planejamento do município, 53% das vias urbanas não possuem nenhum tipo de pavimento, principalmente na região dos bairros Veneza e Colonial. Inicialmente, a localização das amostras teve como premissa básica a distribuição equilibrada dos pontos ao longo da área de estudo. Posteriormente, para a caracterização geotécnica dos solos, foram realizados os ensaios de Análise Granulométrica do Solo, Limites Físicos, de Compactação e Umidade, CBR e Expansão e Classificação MCT, em doze amostras. Durante a pesquisa, foram selecionadas cinco amostras, em função de suas semelhanças geotécnicas, da redução de custos e do prazo de realização dos ensaios. Na determinação da dosagem das misturas de solo e cal, foram aplicados três métodos de ensaios, Métodos das Pastilhas, *LFP* e o pH, empregando a adição da cal hidratada tipo CH III. Para a caracterização mecânica da mistura, foram realizados os ensaios de Compactação e Umidade, de Resistência à Compressão Simples e Resistência a Tração por Compressão Diametral, de CBR e Expansão e ensaio de Resiliência. Os resultados da pesquisa, empregando as metodologias tradicionais, apontam que as amostras atendem aos critérios de CBR e Expansão, com a adição de 3% de cal, podendo ser empregada como camada de sub-base. A caracterização MCT confirma os resultados obtidos pelas metodologias tradicionais, quando da adição da cal a mistura para valores de 4% e 6%, transformando os solos não-lateríticos em de comportamento laterítico. A pesquisa apontou vantagens na utilização da cal como agente de estabilização de solos, comprovando a redução da expansão a níveis aceitáveis e a redução da espessura final do pavimento. Nos custos de execução, houve vantagem significativa em relação aos processos convencionais. Outra grande vantagem foi a ambiental, uma vez que a redução da necessidade de empréstimo de solos extraídos de outros locais, evita a degradação de outras áreas.

Palavras-chave: estabilização dos solos; solos tropicais; solo-cal; módulo resiliente.

ABSTRACT

The characterization of paving materials is complex, because the dependency of their properties on environmental factors, magnitude, time of application and the soil resilient modulus for different stress condition. This work studies the stabilization of the soils using the lime, demonstrating the benefits earned in the streets of Ribeirão das Neves/MG. The estimate of the General office of Planning of the municipal district, 53% of the urban streets don't possess any pavement type, mainly in the area of the neighborhoods Veneza and Colonial. Initially, the location of the samples had as basic premise the balanced distribution of the points along the area of search. Subsequently, for geotechnical characterization of the soils, it was performed the test for determination of the distribution of particles sizes in soils, mechanical analysis and physical tests, determination of shrinkage factors, specific gravity and moisture-density relations, determining the California bearing ratio and MCT classification method tests, in 12 samples. During the research, five samples were selected, in function of their similarities geotechnical, reduction of investment and period of the search. In the determination of the dosage of the soil mixtures and lime, were applied three methods of experiments, Methods of the Tablets, LFP and the pH, using addition of the hydrated lime type CH III. For the mechanical characterization of the mixture, the experiments of Compaction and Humidity were accomplished, of Resistance to the Simple Compression and Resistance the Traction for Diametrical Compression, of CBR and Expansion and Resilience modulus. The results of the research using the traditional methodologies, with the addition of 3% of lime, could be used as sub-base layer. The characterization MCT confirms the results obtained by the traditional methodologies, when the addition of the lime the mixture for values of 4% and 6%, transforming the soils behavior from non lateritic to lateritic. The research pointed advantages in the use of the lime as agent of stabilization of soils, testifying the reduction of the expansion to acceptable levels and the reduction of the final thickness of the pavement. In the execution costs, there was significant advantage according to the conventional processes. Another great advantage was the environmental, once the reduction of the need of loan's extracted soils of other places is avoided the degradation of other areas.

Key words: soil stabilization; tropical soils; soil-lime; resilient modulus

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Município de Ribeirão das Neves/MG	30
Figura 2.1	Grupos de ensaios da Metodologia MCT.	35
Figura 2.2	Solo Laterítico.	36
Figura 2.3	Classificação MCT	37
Figura 2.4	Esquema das tensões e deformações na estrutura provocadas pela ação das cargas do tráfego	50
Figura 2.5	Comportamento de deformação-tensão dos solos. . .	51
Figura 2.6	Variações de tensões causadas por carga móvel . .	53
Figura 2.7	Variações de tensões causadas por uma carga móvel: rotação dos planos principais.	53
Figura 3.1	Região Metropolitana de Belo Horizonte.	57
Figura 3.2	Município de Ribeirão das Neves – Mancha urbana. .	58
Figura 3.3	Infra-estrutura - Situação atual	58
Figura 3.4	Detalhe dos bairros Veneza e Colonial	59
Figura 3.5	Amostra 01 - Vista aérea/Detalhe de coleta	60
Figura 3.6	Amostra 02 - Vista aérea/Detalhe de coleta	60
Figura 3.7	Amostra 03 - Vista aérea/Detalhe de coleta	61
Figura 3.8	Amostra 04 - Vista aérea/Detalhe de coleta	61
Figura 3.9	Amostra 05 - Vista aérea/Detalhe de coleta	62
Figura 3.10	Amostra 06 - Vista aérea/Detalhe de coleta	62
Figura 3.11	Amostra 07 - Vista aérea/Detalhe de coleta	63
Figura 3.12	Amostra 08 - Vista aérea/Detalhe de coleta	63
Figura 3.13	Amostra 09 - Vista aérea/Detalhe de coleta	64
Figura 3.14	Amostra 10 - Vista aérea/Detalhe de coleta	64
Figura 3.15	Amostra 11 - Vista aérea/Detalhe de coleta	65
Figura 3.16	Amostra 12 - Vista aérea/Detalhe de coleta	65
Figura 3.17	Mapa Geológico do município de Ribeirão das Neves/MG	67
Figura 3.18	Mapa pedológico do estado.	68
Figura 3.19	Mapa de Solos.	69
Figura 4.1	Curva granulométrica das amostras coletadas – Ensaio de granulometria por peneiramento.	77
Figura 4.2	Expansão das amostras sem adição da cal.	78
Figura 4.3	Ensaio das pastilhas.	80
Figura 4.4	Classificação das amostras baseada na Carta de classificação MCT	82
Figura 4.5	Curva de plasticidade das amostras.	83

Figura 4.6	Dosagem Método Eades e Grim – pH.	84
Figura 4.7	Curva de compactação das misturas de solo-cal	86
Figura 4.8	Preparação das amostras	87
Figura 4.9	Etapas da moldagem dos corpos de prova.	88
Figura 4.10	Prensa universal de ensaios, marca EMIC DL 30000.	89
Figura 4.11	Corpos de prova das amostras.	89
Figura 4.12	Resistência a Compressão Simples	90
Figura 4.13	Percentual de variação de Resistência a Compressão Simples.	91
Figura 4.14	Ensaio de compressão diametral	92
Figura 4.15	Curva de Resistência a tração por compressão Diametral.	93
Figura 4.16	Percentual de variação de Resistência a tração	94
Figura 4.17	Curva de Resistência a Tração x Resistência a Compressão Simples	95
Figura 4.18	Evolução da capacidade de suporte aos 7 dias de cura	97
Figura 4.19	Evolução da capacidade de suporte aos 28 dias de cura	97
Figura 4.20	Evolução da capacidade de suporte aos 90 dias de cura	98
Figura 4.21	Expansão das amostras de solo natural e adição de 2% de cal	99
Figura 4.22	Expansão das amostras de solo natural e adição de 4% de cal	99
Figura 4.23	Expansão das amostras de solo natural e adição de 6% de cal	99
Figura 4.24	Esquema do carregamento cíclico aplicado.	100
Figura 4.25	Equipamento Triaxial de cargas Repetidas	101
Figura 4.26	Gráfico gerado pelo equipamento Triaxial de cargas repetidas do DER-MG.	102
Figura 4.27	Comportamento Resiliente – Amostra 02	103
Figura 4.28	Comportamento Resiliente – Amostra 05	104
Figura 4.29	Comportamento Resiliente – Amostra 07	105
Figura 4.30	Comportamento Resiliente – Amostra 08	106
Figura 4.31	Comportamento Resiliente – Amostra 12	107
Figura 5.1	Estrutura de referencia para cálculo de tensões e deformação	117
Figura 5.2	Parâmetros adotados na análise.	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1	Malha rodoviária brasileira (km)	27
Tabela 3.1	Localização geográfica das amostras.	66
Tabela 4.1	Resultados dos ensaios de caracterização e compactação com CBR e expansão.	79
Tabela 4.2	Método das Pastilhas – Classificação expedita de solos tropicais.	80
Tabela 4.3	Ensaio de penetração e contração diametral	81
Tabela 4.4	Classificação MCT das amostras.	82
Tabela 4.5	Limites de Plasticidade para os teores de 0 a 5% de adição da cal	83
Tabela 4.6	Dosagem do solo melhorado com cal - Método do pH	84
Tabela 4.7	Resumo do teor de adição da Cal.	85
Tabela 4.8	Resultados dos ensaios de Resistência a compressão simples (em MPa).	90
Tabela 4.9	Ensaio de Resistência à tração por compressão diametral (KPa)	92
Tabela 4.10	Relação entre a Resistência e a Tração e Resistência à Compressão Simples	94
Tabela 4.11	Características mecânicas dos solos.	96
Tabela 4.12	Módulo resiliente – Amostra 02.	103
Tabela 4.13	Módulo resiliente – Amostra 05.	104
Tabela 4.14	Módulo resiliente – Amostra 07.	105
Tabela 4.15	Módulo resiliente – Amostra 08.	106
Tabela 4.16	Módulo resiliente – Amostra 12.	107
Tabela 4.17	Comportamento resiliente das amostras ($\sigma_d = 0,1$ MPa).	108
Tabela 4.18	Ensaio de Módulo Resiliente	109
Tabela 5.1	ISC de Dimensionamento.	112
Tabela 5.2	Dimensionamento da estrutura - Amostras 02 e 05.	113
Tabela 5.3	Dimensionamento da estrutura – Amostras 07 e 12.	113
Tabela 5.4	Dimensionamento da estrutura - Amostra 08.	114
Tabela 5.5	Dimensionamento da estrutura - Amostras 02 e 05.	114
Tabela 5.6	Dimensionamento da estrutura - Amostras 07 e 12.	114
Tabela 5.7	Dimensionamento da estrutura - Amostra 08	115
Tabela 5.8	Tensão desvio e MR – Pavimentos dimensionados com reforço do subleito.	119
Tabela 5.9	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 02	119

Tabela 5.10	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 05	120
Tabela 5.11	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 07	120
Tabela 5.12	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 08	120
Tabela 5.13	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 12	121
Tabela 5.14	Tensão desvio e MR – Pavimentos dimensionados com solo melhorado com cal.	121
Tabela 5.15	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 02	122
Tabela 5.16	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 05	122
Tabela 5.17	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 07	122
Tabela 5.18	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 08	123
Tabela 5.19	Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 12	123
Tabela 5.20	Custo unitário para pavimento com reforço do subleito.	124
Tabela 5.21	Custo unitário para pavimento com solo-cal	125
Tabela 5.22	Comparativo de custos finais.	125

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	<i>Airfield Classification System</i>
ALA	Mistura de argila laterítica com areia
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CEFET-MG	Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais
COMIG	Companhia Mineradora de Minas Gerais
CP	Corpo de prova
CETEC	Fundação Centro Tecnológico de Minas Gerais
DER-MG	Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DATASUS	Departamento de Informática do Sistema Único de Saúde
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
EUA	Estados Unidos da América
GPS	<i>Global Positioning System</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDH	Índice de Desenvolvimento Humano
IGA	Instituto de Geociências Aplicadas
<i>In situ</i>	Natural
IP	Índice de Plasticidade
IPGEO	IP Geográfico Brasileiro
ISC	Índice Suporte Califórnia
LL	Limite de Liquidez
<i>LVDTs</i>	<i>linear variable differential transducers</i> (par de transdutores mecânico-eletromagnéticos)
MEAS	Massa específica aparente seca máxima
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
PRA	<i>Public Roads Administration</i>
RCS	Resistência a Compressão Simples

RMBH	Região Metropolitana de Belo Horizonte
SiBCS	Sistema Brasileiro de Classificação de Solos
SOLOCAP	Tecnologia e Serviços de Engenharia Ltda
SUDECAP	Superintendência de Desenvolvimento da Capital
UFMG	Universidade Federal de Minas Gerais
<i>USCS</i>	<i>Unified Soil Classification System</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_c	Resistência à compressão
σ_d	Tensão de desvio
ε_1	Deformação resiliente axial
Δh	Deslocamento vertical máximo
h_o	Comprimento inicial de referência do corpo de prova cilíndrico
A	Área do corpo de prova
E_c	Energia de compactação em Kg.m/m ³
H	Altura de queda do soquete em metro
Kgf	Quilograma força
M	Massa do soquete em kg
M	Metro linear
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
MPa	Megapascal
M_R	Módulo resiliente
N_c	Número de camada
N_g	Número de golpes por camada
P	Carga de ruptura (máxima) obtida no ensaio
pH	Potencial hidrogeniônico
V	Volume de solo compactado em m ³

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	27
1.1	OBJETIVO GERAL	28
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	29
1.3	JUSTIFICATIVA	30
1.4	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	31
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	33
2.1	SOLOS	33
2.1.1	Classificação dos solos – Sistemas tradicionais	33
2.1.2	Metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical)	34
2.2	A CAL	38
2.3	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	39
2.4	ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS COM A CAL	40
2.4.1	Informações iniciais	40
2.4.2	Reações solo-cal	42
2.4.3	Alterações das propriedades de solos com adição de cal. . . .	44
2.4.4	Métodos de dosagem solo-cal.	45
2.4.4.1	<i>Método LFP (Lime Fixe Point)</i>	46
2.4.4.2	<i>Método do pH</i>	46
2.4.4.3	<i>Método de Thompson</i>	46
2.4.4.4	<i>Método das Pastilhas</i>	47
2.4.5	Procedimento de cura para mistura de solo-cal.	47
2.5	ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTO	49
2.5.1	Considerações iniciais	49
2.5.2	Módulo de Resiliência	51
2.5.3	Ensaio triaxial de cargas repetidas	52
2.5.4	Programa <i>ELSYM5</i>	54
2.6	DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	55
3	METODOLOGIA DA PESQUISA	57
3.1	DELIMITAÇÃO DA ÁREA DA PESQUISA	57
3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA DA REGIÃO	66
3.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS SOLOS ..	69
3.3.1	Análise Granulométrica do Solo	70
3.3.2	Limites Físicos de Atterberg	70
3.3.3	Compactação	70
3.3.4	Determinação do teor de umidade	70
3.3.5	Capacidade de Suporte e expansão	70

3.3.6	Classificação MCT - Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais.	71
3.4	CARACTERIZAÇÃO DA CAL	71
3.5	DOSAGEM DAS MISTURAS DE SOLO E CAL	71
3.5.1	Método das Pastilhas.	71
3.5.2	Método <i>Lime Fixation Point (LFP)</i>	72
3.5.3	Método de Eades e Grim - pH.	72
3.6	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DA MISTURA	72
3.6.1	Ensaio de Compactação.	73
3.6.2	Ensaio de Determinação do Teor de Umidade.	73
3.6.3	Ensaio de Resistência a Compressão Simples	73
3.6.4	Ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral.	74
3.6.5	Capacidade de Suporte e expansão	74
3.7	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	75
3.8	DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO	75
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.	77
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	77
4.1.1	Análise Granulométrica do Solo	77
4.1.2	Limites Físicos de Atterberg	78
4.1.3	Compactação	78
4.1.4	Capacidade de Suporte e expansão	78
4.1.5	Classificação MCT - Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais.	79
4.2	DOSAGEM DAS MISTURAS DE SOLO E CAL	81
4.2.1	Método das Pastilhas	81
4.2.2	Método <i>Lime Fixation Point (LFP)</i>	83
4.2.3	Método de Eades e Grim - pH.	84
4.2.4	Escolha do teor de adição da cal	85
4.3	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS MISTURAS DE SOLO E CAL	85
4.3.1	Compactação e umidade	85
4.3.2	Resistência à Compressão Simples	87
4.3.3	Resistência à Tração por compressão diametral	91
4.3.4	Expansão e Califórnia Bearing Ratio (CBR).	95
4.3.5	Comportamento resiliente da mistura solo-cal	100
4.3.5.1	<i>Características do ensaio realizado</i>	100
4.3.5.2	<i>Resultados obtidos.</i>	102
4.3.5.3	<i>Análise do comportamento resiliente das amostras</i>	108

5	APLICAÇÃO DOS RESULTADOS NO DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO E AVALIAÇÃO ECONÔMICA	111
5.1	DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE (ISC)	111
5.2	ESTRUTURA DO PAVIMENTO	112
5.2.1	Estrutura de pavimento com reforço do subleito.	113
5.2.2	Estrutura de pavimento com solo melhorado com a cal . .	114
5.3	ANÁLISE MECANICISTA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA AS ESTRUTURAS DO PAVIMENTO	115
5.3.1	Análise das tensões e deformações	117
5.4	COMPARATIVO DOS CUSTOS UNITÁRIOS DE CONSTRUÇÃO	123
6	CONCLUSÕES	127
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.	128
	REFERÊNCIAS.	129
	APÊNDICE A – Ensaio de Módulo Resiliente	135
	APÊNDICE B – Classificação MCT – Amostras sem adição da cal.	163
	APÊNDICE C – Classificação MCT – Amostras com adição de 2% da cal.	165
	APÊNDICE D – Classificação MCT – Amostras com adição de 4% da cal.	167
	APÊNDICE E – Classificação MCT – Amostras com adição de 6% da cal.	169
	ANEXO A – Análise de Cal Hidratada – CH III	171

1 INTRODUÇÃO

O nosso país tem experimentado nos últimos anos, mais notadamente no final da década passada e início desta, um crescimento econômico, fazendo-se necessários investimentos para o desenvolvimento em infraestrutura, o que tem demandado o emprego de tecnologias economicamente viáveis, a custos menores e que causem menor impacto ambiental possível. Nessa visão, é fundamental o estudo de técnicas construtivas com essa premissa, propiciando a construção com eficiência técnica, custos adequados e preservação dos recursos ambientais.

Segundo DNIT (2010)

Tabela 1.1 - Malha rodoviária brasileira (km)

	Total	Pavimentada	% pav.	Não pavimentada	% não pav.
Federal	118.873	61.961	52,1%	56.912	47,9%
Estadual Coincidente	23.352	17.282	74,0%	6.070	26,0%
Estadual	254.136	106.547	41,9%	147.589	58,1%
Municipal	1.339.126	26.826	2,0%	1.312.300	98,0%

Fonte: DNIT/DPP/CGPLAN/Coordenação de Planejamento, 2010.

Na Tabela 1.1, o total de rodovias no Brasil (1.735.487 km), só 12,3% são pavimentadas (212.616 km) e o restante, 87,7%, não pavimentadas (1.522.871 km). É importante salientar que, do total das rodovias municipais (1.339.126 km), somente 26.826 km são pavimentadas, o que corresponde a 2,0%, fazendo com que o percentual médio das rodovias pavimentadas seja relativamente baixo. A pavimentação da malha rodoviária do Brasil apresenta resultados insatisfatórios, exigindo dos órgãos públicos, providências no sentido de melhorar a relação 'pavimentada-não pavimentada', uma vez que o país é continental e grande parte dos deslocamentos, tanto do transporte coletivo, das pessoas e também da produção industrial e agrícola, se utiliza das rodovias.

Para Bernucci *et al.*(2008)

[...] aproximadamente 60% do transporte de carga nacional é realizado pelo modal rodoviário, sendo o restante distribuído por 21% ferroviário, 14% aquaviário, 5% dutoviário e apenas 1% aéreo.

Destaca também que 96% dos passageiros circulam pelo modal rodoviário.

O emprego da cal na estabilização dos solos é uma das mais antigas técnicas utilizadas pelo homem para obter a melhoria de suas características mecânicas. Há exemplos dessa utilização na via Àpia (sul da Itália) construída em 312 a.C. e em trechos da Muralha da China, datado de 2280 a.C. (GUIMARÃES, 2002). A utilização da estabilização em grande escala ocorreu em *Missouri* (EUA) em 1924 e na antiga União Soviética, em 1926. Apesar do relativo sucesso obtido nas construções rodoviárias pioneiras de estabilização solo-cal, seu uso foi pouco empregado até o início da Segunda Guerra Mundial. Houve um grande avanço tecnológico, a partir de 1945 com o desenvolvimento de pesquisas de laboratório e de campo, realizado pelo *Texas Higway Departament* (LIMA *et al.*, 1993).

De forma geral, a estabilização de solos é uma técnica construtiva bastante utilizada em pavimentação, permitindo o emprego de solos locais com a melhoria suas propriedades. Uma boa estabilização depende de algumas variáveis, mais notadamente a constituição química e mineralógica do solo, a granulometria e rugosidade das partículas e o tipo de cal empregada. Para alguns tipos de solos, a estabilização pode não ser eficiente, não havendo aumento da capacidade de suporte, que é o principal objetivo do uso deste material para construção viária.

Partindo desse pressuposto, este trabalho se propõe estudar a estabilização de solos com o emprego da cal, visando demonstrar os benefícios alcançados com a estabilização de solos locais na construção de obras viárias no município de Ribeirão das Neves, onde há disponibilidade da cal, gerando assim benefício ambiental e a expectativa de redução de custo das obras.

1.1 OBJETIVO GERAL

Esse trabalho tem como objetivo geral realizar um estudo comparativo entre o processo de reforço de subleito para a pavimentação de vias urbanas de baixo volume de tráfego, no município de Ribeirão das Neves/MG, com e sem o emprego da cal no tratamento de solos finos de baixa resistência e elevada expansão, atendendo aos parâmetros de qualidade exigidos.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) identificar as diversas jazidas de ocorrência destes materiais, e definir o teor adequado da adição da cal para estabilizar o solo;
- b) dimensionar os pavimentos de vias urbanas para três níveis de tráfego com e sem a presença do solo estabilizado;
- c) desenvolver comparação dos custos unitários da implantação, considerando ou não a estabilização com cal;
- d) avaliação dos efeitos da adição da cal.

1.3 JUSTIFICATIVA

O município de Ribeirão das Neves/MG (Figura 1.1), cidade de médio porte, de menor renda *per capita* da Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH). Sua área é de 154,67 km² e população de 330.000 habitantes. Está situado na parte norte da RMBH, que é composta por 34 municípios e contribui com 7,6% da população, num total de 4.357.942 habitantes. De acordo com DATASUS (2005), a concentração da população de baixa renda é estimada em 311.372 habitantes, dos quais 100.000 são crianças e adolescentes.

Em algumas regiões do município de Ribeirão das Neves/MG existem locais onde o solo é de baixa resistência de suporte e expansivo; devido a baixa capacidade de suporte, são necessárias maiores espessuras nos pavimentos e conseqüente remoção de parte da camada do subleito e sua substituição por material de melhor qualidade.

A expansão dos solos, segundo Campos e Burgos (2004, *apud* DINIZ, 2009), se dá pela variação de volume dos mesmos; por isso, quando o apoio de determinada estrutura está assentada acima de camadas de solos expansivos, podem ocorrer algumas ações não desejáveis, como a expansão devida à presença de umidade e variações de volumes associados, que podem provocar o levantamento ou a contração das camadas do pavimento. A expansão dos solos está diretamente relacionada com um conjunto de fatores que se interagem, como a composição das argilas, bem como os fatores ambientais, sendo os principais: variação da umidade, variação do nível freático em campo e as chuvas.

Nos projetos e na execução de obras de engenharia rodoviária, os solos expansivos devem ser tratados de forma adequada para se evitar

problemas no pavimento, no sentido de anular ou minimizar os efeitos negativos causados pelo dimensionamento inadequado.

Entre 1991 e 2007, o município apresentou um crescimento populacional de 128%, contra um crescimento estadual de 26,5% e nacional de 25,7%. Considerada uma das anomalias no desenvolvimento de Ribeirão das Neves, o crescimento demográfico desordenado dificultou as atividades de planejamento, acarretando o descontrole do processo de desenvolvimento urbano. A infraestrutura da cidade, atualmente, demanda investimentos vultosos, principalmente no sistema viário, havendo carência da pavimentação em suas vias, em muitos bairros do município.

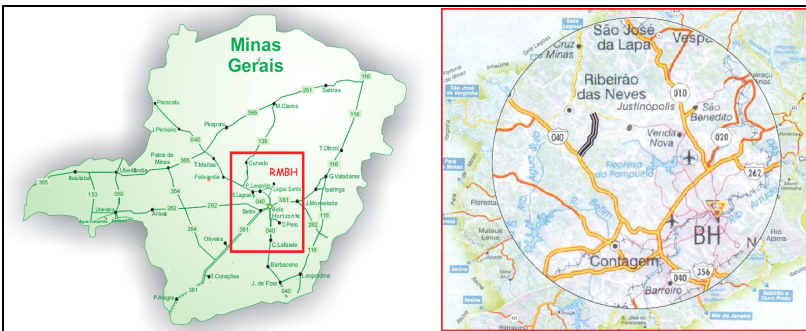


Figura 1.1 - Município de Ribeirão das Neves/MG.

Fonte: DER-MG.

Historicamente, segundo Ventura (2006),

[...] a partir da década de 50, o município, que tinha 2.253 habitantes, começou a sofrer as consequências do processo de metropolização, quando lhe foi imposto a condição de periferia. As correntes migratórias, que demandavam os empregos ofertados principalmente no eixo leste/oeste da RMBH e, em menor escala, no eixo norte, esbarravam no alto custo dos terrenos, nos postos de emprego, no processo de retenção especulativa e na ausência de oferta de moradias para a população de baixa renda.

A maior parte desta demanda reprimida passou a se assentar em Ribeirão das Neves, incentivada pela oferta massiva de lotes sem qualquer infraestrutura. Esse processo de ocupação, dada a sua velocidade e seu caráter seletivo, concentrou uma grande população de

baixa renda. Ao longo dos últimos 50 anos, a ocupação do município se deu tanto na forma de invasão da mancha urbana do aglomerado, como também através do inchaço do seu núcleo sede, com o crescimento periférico (Figura 1.1).

Com esse estudo, espera-se contribuir para a melhoria da qualidade de vida dos habitantes ainda não servidos pela infraestrutura de pavimento asfáltico, subsidiando as autoridades do município, com uma tecnologia que viabiliza a execução de pavimentos mais baratos.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente pesquisa está estruturada em cinco capítulos, a saber:

- 1 INTRODUÇÃO;
- 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA – onde são abordados pressupostos sobre solos (classificação, estabilização, bem como as métodos de análise) e pavimentos, buscando na bibliografia pertinente, estudos fundamentados em teorias de reconhecida relevância;
- 3 METODOLOGIA DA PESQUISA - neste capítulo, são delineados delimitação da área da pesquisa, caracterização dos solos e misturas;
- 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISES DOS RESULTADOS – são apresentadas as técnicas de coleta e análise dos dados;
- 5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS NO DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO E AVALIAÇÃO ECONÔMICA - baseado nos ensaios realizados e utilizando os conceitos apresentados no referencial teórico, foi proposto novo dimensionamento de pavimentos de vias urbanas, como também a avaliação econômica;
- 6 CONCLUSÕES – e finalmente, são abordados neste capítulo as considerações finais, apoiados nas análises e resultados da pesquisa, bem como as sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS

Segundo GUIMARÃES (1998), o solo é produto da alteração, por intemperismo, das rochas superficiais da crosta. Geralmente, é disposto em camadas constituídas de elementos minerais e/ou orgânicos, com água de umidade preenchendo seus vazios. A mais perfeita definição de solo é, segundo Adilson Carvalho: corpo natural, tridimensional, formado de horizontes (camadas aproximadamente paralelas à superfície) e constituído de elementos minerais e/ou orgânicos (capaz de suportar vida vegetal).

Os solos são materiais que resultam do intemperismo ou meteorização das rochas por desintegração mecânica ou decomposição química. Por desintegração mecânica, através de agentes como água, temperatura, vegetação e vento, formam-se pedregulhos e areias (solos de partículas grossas) e até mesmo siltes (partículas intermediárias), e, somente em condições especiais, as argilas (partículas finas). (CAPUTO, 2000).

Nos solos, as maiores partículas são constituídas frequentemente de agregações de minerais diferentes, sendo o quartzo bastante resistente à degradação e forma grãos de siltes e areias; outros minerais podem ser encontrados nessas partículas, como o feldspato, gibbsite, calcita e mica.

2.1.1 Classificação dos solos – Sistemas tradicionais

Os sistemas mais utilizados no Brasil para classificar os solos, empregam os índices de Atterberg e granulometria, sendo eles: (i) Sistema Unificado de Classificação (*Unified Soil Classification System – USCS*)¹; (ii) Classificação do HRB (*Highway Research Board*)².

O sistema de classificação de solos HRB (*Highway Research Board*), os solos são reunidos em grupos e subgrupos, em função da sua

¹ Oriundo do *Airfield Classification System (AC)*, idealizado por Arthur Casagrande. (CAPUTO, 2000, p. 183).

² Originário da classificação *Public Roads Administration*.

granulometria e plasticidade, sendo empregado mundialmente na engenharia rodoviária. “Os ‘solos granulares’ compreendem os grupos A-1, A-2 e A-3; os ‘solos finos’, grupos A-4, A-5, A-6 e A-7, três dos quais divididos em subgrupos” (CAPUTO, 2000). Os índices de grupo dos solos granulares estão entre 0 e 4, dos siltosos, entre 1 e 12 e dos argilosos, entre 1 e 20.

2.1.2 Metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical)

Segundo Fortes *et al.* (2002), as classificações tradicionais, quando aplicadas a solos em países de clima tropical, apresentam discrepâncias de comportamento geotécnico. A identificação geotécnica apresenta dificuldades nos países possuidores de regiões tropicais, em virtude dos procedimentos adotados não levarem em conta as peculiaridades dos solos tropicais (NOGAMI, 1995).

Devido às dificuldades e deficiências apontadas no uso das classificações tradicionais, desenvolvidas para solos de clima frio e temperado e empregados em solos tropicais, Nogami e Villibor desenvolveram metodologia denominada ‘Miniatura, Compactado, Tropical (MCT)’, baseada numa série de ensaios e procedimentos, cujos resultados reproduzem as condições quase que reais de camadas de solos tropicais, quando usadas em pavimentos, através de propriedades geotécnicas que espelham a comportamento *in situ* dessas camadas (VILLIBOR *et al.*, 2007).

A metodologia MCT se utiliza, nos ensaios, de corpos de prova de dimensões reduzidas (50 mm de diâmetro e 10 cm de altura) em solos tropicais compactados.

A Figura 2.1 apresenta, esquematicamente, os diferentes grupos de ensaios da Metodologia MCT.

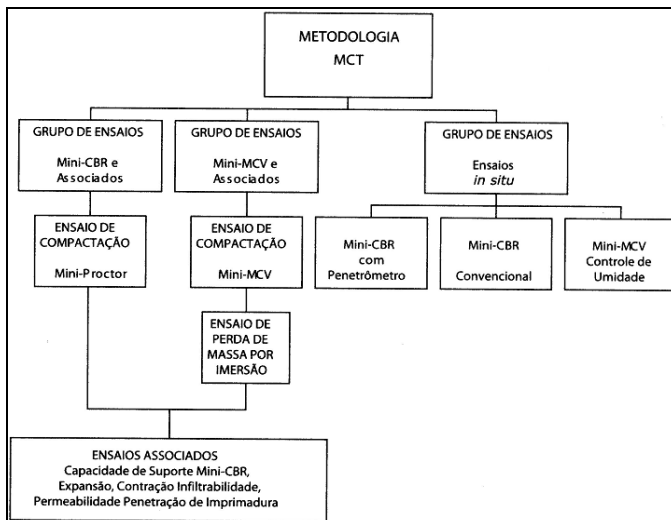


Figura 2.1 – Grupos de ensaios da Metodologia MCT.

Fonte: Villibor *et al.* (2007).

Segundo Villibor *et al.*, (2007), a classificação foi desenvolvida para o estudo de solos tropicais, baseada em propriedades mecânicas e hídricas, obtidas de corpos de prova compactados de dimensões reduzidas. Esta não utiliza a granulometria, Limite de Liquidez e o Índice de Plasticidade, como acontece no caso das classificações geotécnicas tradicionais.

Os solos lateríticos e saprolíticos podem pertencer aos seguintes grupos (Figura 2.2):

- a) solos de comportamento laterítico (letra L)
 - 1) LA – areia laterítica quartzosa;
 - 2) LA' – solo arenoso laterítico e
 - 3) LG' – Solo argiloso laterítico.
- b) solos de comportamento não laterítico (saprolítico) (letra N)
 - 1) NA – areias, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico;
 - 2) NA' – misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solo não arenoso);
 - 3) NS' – solo siltoso não laterítico;
 - 4) NG' – solo argiloso não laterítico.

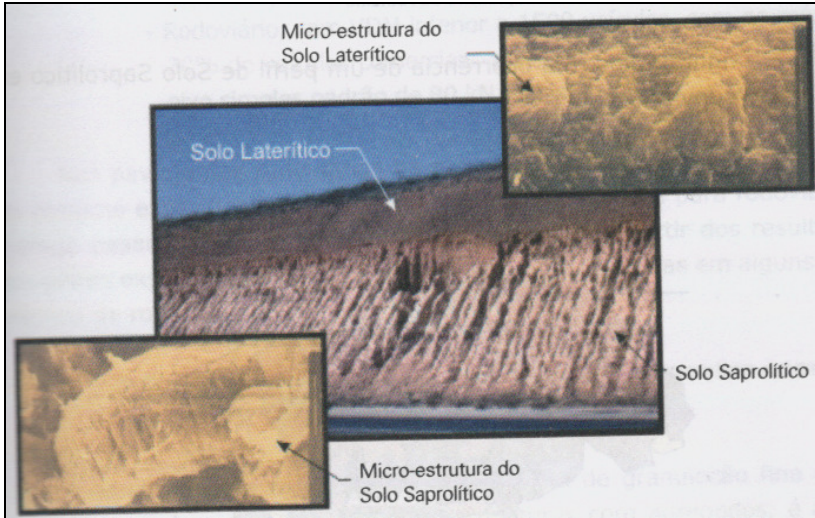


Figura 2.2 – Solo Laterítico.

Fonte: Vilibor *et al.*, 2009.

O ábaco ‘Classificação MCT’ (Figura 2.3) é utilizado para a classificação dos solos lateríticos e saprolíticos, através da metodologia MCT³, sendo que os resultados obtidos podem também ser utilizados no controle de compactação e na previsão de erodibilidade; elaborado a partir do conhecimento dos coeficientes c' (eixo das abscissas) – coeficiente de deformidade, obtido com o ensaio Mini-MCV - e e' (eixo das coordenadas), a linha tracejada separa os solos de comportamento laterítico dos não lateríticos (saprolíticos). (VILLIBOR *et al.*, 2009).

³ Mini-MCV – ensaio que consiste na aplicação de energias crescentes (produzidas pelo aumento do número de golpes do soquete compactador) até que se atinja um valor máximo de densidade. Esse ensaio é de massa constante, fixada em 200g de material. (VILLIBOR *et al.*, 2009, p. 39).

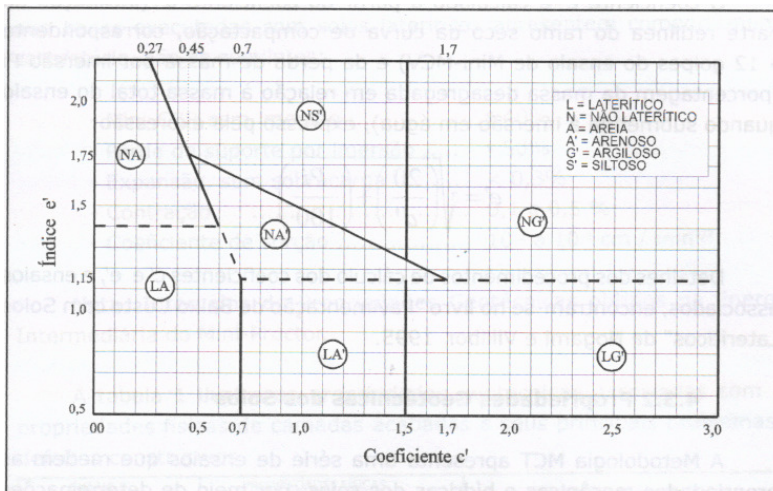


Figura 2.3 – Classificação MCT.

Fonte: Villibor *et al.*, 2009.

As principais aplicações práticas da metodologia MCT são as seguintes:

- classificação dos solos;
- propriedades geotécnicas;
- critérios de escolha e priorização de solos para bases;
- dosagem de misturas com solos lateríticos;
- dosagem de imprimaduras asfálticas.

Fortes (2002) recomenda que, quando os valores de penetração efetuados nas pastilhas submetidas à embebição (ou reabsorção) for próximo de 2 mm, isto é, quando o resultado corresponder às amostras que se localizam próximo a linha que separa os solos de grupos lateríticos dos não lateríticos, deve-se repetir o ensaio, aplicando pressão na moldagem das pastilhas com auxílio de uma placa e papel filtro grosso.

Segundo Werneck e Momm (2007), o método expedito de ensaios das pastilhas mostrou que a possibilidade de estabilização de um solo pode ser detectada no próprio campo ou muito mais rapidamente em laboratório. Em sua experiência, os autores verificaram que com o teor de 4% de adição da cal houve uma sensível melhora, com deslocamento para uma região de transição NA'/ NG' – NS'. O tempo de cura também teve influência, sendo

que com 14 e 21 dias houve um deslocamento para região LA'- LG', já indicando um comportamento semelhante aos solos lateríticos.

Fortes (2006) utiliza o Método Expedito de Ensaio das Pastilhas, conforme a Metodologia MCT para classificação preliminar dosagens de adição de cimento e aditivo Consolid no estudo *Diagnóstico e do tratamento da erosão ao longo da faixa lindeira da Rodovia Rio-Santos utilizando-se do Método da Pastilha*.

Segundo Nogami & Villibor (*apud* FORTES, 2005),

[...] apresentaram simplificações do método, conseguindo obter identificação dos grupos MCT, através de um gráfico do valor da contração diametral *versus* penetração. [...] o Método baseia-se em determinações efetuadas em pastilhas que são moldadas em anéis de inox, secadas, verificando-se a contração diametral, e submetida a reabsorção de água, quando se observa o surgimento de trincas, expansão, e a resistência a penetração de uma agulha padrão.

De acordo com Frazão e Fortes (2008), os solos, após a adição de cal, demonstraram melhoras acentuadas, uma vez que estes, de comportamento não laterítico, passaram a ter propriedades de solos de comportamento laterítico.

2.2 A CAL

Segundo Paiva, Gomes e Oliveira (2007, p. 3)

A qualidade de uma cal está relacionada ao seu processo de fabricação desde o controle de qualidade do minério até a forma de hidratação. A obtenção da cal pode ser de uma maneira artesanal ou industrializada. A primeira, sem controle de tamanho, temperatura de calcinação, volume de água para hidratar entre outros cuidados, origina uma cal com cristais insolúveis, produzidos com temperaturas elevadas, ou cristais com o seu núcleo carbonatado por falta de calor, além de partículas com tamanhos irregulares, produzidas por uma má trituração [...]. As cales industrializadas devem

obedecer a todos os critérios, produzindo um material de qualidade e satisfazendo aos padrões requeridos pela construção civil.

2.3 ESTABILIZAÇÃO DOS SOLOS

De acordo com Vargas (1981), a estabilização de solos é um processo pelo qual se confere ao mesmo, maior resistência estável às cargas ao desgaste ou à erosão, pela compactação, correção de sua granulometria e plasticidade ou de adição de substâncias que lhe confirmam coesão, proveniente da cimentação ou aglutinação dos seus grãos. O domínio das técnicas de estabilização dos solos pode conduzir a sensíveis reduções nos tempos de execução de obras, viabilizando a industrialização do processo construtivo e, conseqüentemente, propiciando uma economia substancial para o empreendimento (LIMA, 1981; PESSOA, 2004).

Guimarães (1998) destaca que quando um solo não tem características geotécnicas exigidas para suportar a obra projetada, principalmente quanto à sua resistência, torna-se necessário corrigi-lo ou substituí-lo por outro, com a adição ou subtração de componentes, ou com a ação de agentes químicos (orgânicos e inorgânicos). A escolha da técnica, denominada estabilização de solo, deve ser baseada na economia e ainda, na finalidade da obra.

A estabilização de um solo é um conjunto de procedimentos que visam a melhoria e estabilidade das propriedades dos solos (resistência, deformabilidade, permeabilidade), tendo como terminologia:

- a) solo estabilizado: quando se tem um ganho significativo de resistência com o emprego do aditivo;
- b) solo melhorado: quando a adição busca melhoria de outras propriedades (redução da plasticidade e da expansão e contração), sem um ganho significativo de resistência.

Para Herrin e Mitchell (1968) “A resistência de uma mistura de solo-cal aumenta substancialmente quando é compactada a um peso unitário mais elevado por uma energia maior de compactação”.

Em pavimentação, estabilizar um solo é torná-lo capaz de suportar esforços, oriundos das cargas dos veículos, sem sofrer deformações ou deslocamentos verticais apreciáveis e recalque sob quaisquer condições atmosféricas. A estabilização pode se dar por processo mecânico, químico ou químico-mecânico:

- a) mecânico – compactação é feita através da aplicação de uma energia de compressão no solo em camadas, com controle de umidade; o controle tecnológico se dá através de ensaios;
- b) químico – adição de um agente químico que produz uma ação cimentante, alterando as características físicas dos grãos do solo, reunidos através da utilização da cal, cimento ou subprodutos da indústria.

2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM A CAL

2.4.1 Informações iniciais

A adição de cal é uma das mais antigas técnicas utilizadas pelo homem para obter a estabilização ou melhoria dos solos instáveis. Há exemplos marcantes, como aqueles ao sul da Itália, a via Apia, entre a porta Capena-Capua-Brindisi, contruída no ano 312 a.C., e num dos trechos da muralha da China, datado de 228 a.C. (GUIMARÃES, 1998).

No Brasil, as reservas de rocha calcárias, de dolomitos e conchas calcárias, são superiores à 40 bilhões de toneladas, distribuídas por 23 estados e Distrito Federal. Os maiores produtores estão na região sudeste, mais precisamente, Minas Gerais, São Paulo e Paraná, pois nessas regiões estão instalados os maiores centros consumidores de cimento *portland* e cal. (GUIMARÃES, 1998).

Guimarães (1998) destaca que, pela tradição, múltipla utilidade e benefícios sociais e econômicos, a cal é o principal produto derivado dos calcários/dolomitos/conchas calcárias. É obtida através de uma reação química simples – calcinação -, mas requer conhecimento e habilidade para alcançar o padrão de qualidade ideal. Outra característica do produto são as amplas possibilidades da sua escala de fabricação – em fornos rudimentares, de pequena produção -, até fornos de alta tecnologia e produção volumosa -, o que a tornou conhecida em todo o mundo.

Segundo Guimarães (2002), “[...] a cal virgem [...] ou cal viva, é o resultado da calcinação dos carbonatos de cálcio e de cálcio-magnésio, que são [...] o óxido de cálcio (CaO) e o cálcio-magnésio (CaO – MgO).” O mesmo autor designa a cal hidratada “[...] é obtida pela hidratação da cal viva e encontra-se na forma de pó seco ou com

aspectos de creme, lama, leite ou solução saturada, dependendo da quantidade de água na reação.”

Vargas (1981) destaca que “[...] a cal pode ser utilizada com agente estabilizador primário e único. Sua ação principal está na concentração de cátions trocáveis na água intersticial do solo – a qual produz uma retração da camada ionizada em torno das partículas.” O processo de adição da cal a certos tipos de solos proporciona algumas reações, sendo responsáveis por melhorias em suas características, permitindo sua utilização em subleito (havendo correção de expansão elevada), sub-bases ou bases de pavimentos rodoviários, sendo esse método de estabilização de solo finos, alternativa de custo relativamente baixo, se comparado com as soluções tradicionais (CORRÊA, 2008).

Herrin e Mitchell (1968) consideram que

Quando a cal é adicionada ao solo úmido, o mesmo torna-se mais friável, sua plasticidade é diminuída e ele seca rapidamente, sendo possível compactá-lo satisfatoriamente. Depois que a mistura de solo-cal estiver compactada, será pouco afetada pelas chuvas fortes. De fato, em alguns projetos em locais atingidos por chuvas prolongadas, pode-se reduzir as perdas de tempo com o emprego da cal. [...] Solos com limite de liquidez maior que 30 e índice de plasticidade maior que aproximadamente 12, não podem ser pulverizados com eficiência, sendo comumente imprestáveis, para estabilização com material betuminoso ou cimento *portland*. Contudo, se a cal for adicionada antes, a plasticidade torna-se reduzida e o solo poderá ser mais facilmente pulverizado. Então o ligante irá envolver adequadamente os grãos de solo e, efetivamente, estabilizará esses solos de alta plasticidade.

Para Herrin e Mitchell (1968)

Quando a cal é adicionada a um solo de grãos finos, a primeira mudança física que se dá é a aglomeração ou floculação das partículas de argila. Isso produz um solo mais graúdo e friável. Por exemplo, uma argila com 10% de cal muda tanto em granulometria, depois de 14 dias de cura inicial, que passa a ser classificada como uma marga [argila caucárea] silicosa e, depois de 240 dias, é classificada como areia. [...] Além disso, a

aglomeração parece ser influenciada pela quantidade de cal, ocorrendo tanto maior aglomeração, quanto maior a quantidade de cal for acondicionada ao solo. Também o aumento de tempo de cura inicial e, possivelmente, o tipo de cal são fatores que afetam a dose de aglomeração.

Para a estabilização de um solo de fundação ou subleito com cal, as proporções são estabelecidas por dosagem experimental. A cal empregada deve ser a hidratada cálcica, com teor mínimo de 50% de cal solúvel ($\text{CaO} + \text{CaOH}_2$), determinado conforme as Normas ABNT NBR 6473 - Cal virgem e cal hidratada - Análise química e ABNT NBR 7175 - Cal virgem para argamassas - Requisitos.

Herrin e Mitchell (1968) menciona que

Deve-se tomar cuidado para se evitar que a cal seja carbonatada pela reação com o dióxido de carbono do ar. A cal deve ser protegida cuidadosamente enquanto estocada e no transporte, antes do seu uso com o solo. A carbonatação é mais ativa em áreas industriais onde o teor de dióxido de carbono do ar é mais elevado do que em áreas rurais.

Durante a realização dos ensaios, a cal hidratada deve ser acondicionada em sacos plásticos hermeticamente fechados, buscando conservar/preservar suas características e evitar alterações de umidade e/ou contaminações.

2.4.2 Reações solo-cal

Segundo Lovato (2004), algumas das principais características e propriedades dos solos, que influenciam as reações de solo, são: a) o pH do solo; b) o teor de matéria orgânica; c) a drenagem natural; d) a presença excessiva de solo permutável; e) a mineralogia da fração argila; f) grau de intemperismo; g) a presença de carbonos e/ou sulfato

de ferro extraível da relação sílica/alumina; h) relação sílica/sesquióxidos⁴.

A utilização da cal com agente estabilizante é mais eficaz quando adicionada a materiais finos (siltes ou argilas), quando o índice de Plasticidade (IP) varia entre 10% a 50%, e sua estabilização química se dá em duas fases: (i) fase inicial rápida (duram horas ou dias); (ii) fase lenta (pode levar meses ou anos) (CORRÊA, 2008).

Assim sendo, a cal é um componente com a função específica de regularizar o teor ótimo de umidade a níveis aceitáveis, com o emprego de pequenas quantidades do mesmo. Para Herrin e Mitchell (1968)

As misturas solo-cal são substâncias as quais nem sempre caiba e conceito geral 'quando a densidade aumenta a resistência também aumenta' [...] embora a densidade dos solos tenda a decrescer com porções adicionais de cal, não se deve supor que a resistência das misturas solo-cal diminui.

Fossberg & Greg (1963, *apud* GUIMARÃES, 1998), destacam que quando a cal é adicionada ao solo, o fenômeno de troca de bases ocorre com os argilo-minerais. Essa reação leva à floculação das partículas argilosas, causando aumento no ângulo de atrito da massa do solo. Isto se manifesta pelo decréscimo no Limite de Liquidez (LL) e no Índice de Plasticidade (IP) e, frequentemente, no aumento da umidade ótima.

A relação densidade-resistência da mistura solo-cal são variáveis importantes e que, com a adição da cal, apresentam reações diferenciadas, ou seja, apesar da densidade diminuir, a resistência não decresce, o que é fundamental para o bom andamento das obras rodoviárias.

Segundo Herrin e Mitchell (1968)

Quando uma mistura solo-cal é compactada com a mesma força de compactação tem um valor de densidade AASHO padrão (T 99) menos que o solo sem cal; com o aumento do teor de cal, a densidade tende a crescer mais ainda.

Então, quando a mistura solo-cal sofre grandes esforços de compactação com o intuito de se obter maiores densidades, normalmente apresentam substancial elevação de resistência. Nesse

⁴ Relação sílica/Sesquióxidos – Norma DNER-ME 030/94.

sentido, com a elevação da densidade - obtida pelo aumento da energia de compactação -, através da adição de determinado teor de cal, propicia uma maior resistência ao desgaste.

2.4.3 Alterações das propriedades de solos com adição de cal

Para Guimarães (1998), quando a cal é adicionada ao solo, seu pH, em geral entre 4,5 e 6,5, eleva-se para 11-12. São criadas condições alcalinas nas quais os minerais da fração argila e até o próprio quartzo podem reagir com a cal, formando aluminatos, silicatos e aluminossilicatos de cálcio hidratados, em números bastante significativos, todos com influência no processo de estabilização pelas suas características cimentícias.

Ainda segundo o autor, a troca iônica é uma ação imediata, promovendo, após alguns minutos de contato, mudanças nas seguintes propriedades físicas do solo:

- a) a granulometria, pela floculação ou agregação das partículas originais. Isto se traduz por deslocamento da curva granulométrica para o lado grosseiro;
- b) os Limites de Atterberg, cuja alteração mais notável se relaciona ao limite de plasticidade, que normalmente aumenta. O Índice de Plasticidade diminui, face às variações dos limites de liquidez e plasticidade;
- c) na compactação, observa-se que, para uma mesma energia, há diminuição do valor da densidade máxima seca e aumento do valor da umidade ótima;
- d) em relação à expansão-contração, há redução dos valores de expansão e contração, isto é, menor variação volumétrica; e
- e) e aumento da capacidade suporte, real 'termômetro' para definição do sucesso ou não da estabilização.

Para Herrin e Mitchell (1968)

Independentemente do aumento ou diminuição do limite de liquidez, o aumento do limite de plasticidade é tal que o índice de plasticidade comumente diminui com a adição de pequenas porções de cal. O índice de plasticidade de

muitas argilas altamente plásticas pode ser diminuído de 50 a 80% com pequenas quantidades de cal.

Em solos que alteram rapidamente de volume na presença da água, a cal tem maior influência, em relação à solos que apresentam menores alterações de volume. (HERRIN e MITCHELL, 1968).

2.4.4 Métodos de dosagem solo-cal

Vários tipos de dosagem para misturas solo-cal foram testados por muitos pesquisadores, obtendo conclusões distintas, negativas ou positivas, a respeito de um ou outro método de dosagem, podendo estar relacionado ao tipo de solo e cal empregados e a reatividade dos mesmos, ou de acordo que cada ensaio foi executado.

Segundo Herrin e Mitchell (1968)

[...] nenhum teste sobre solo natural que possa indicar com precisão a conciliação do solo com a cal. Nem a capacidade de troca de base - o pH do solo – nem as características de plasticidade parecem ser indicadores satisfatórios.

De acordo com a Especificação Técnica do DER-SP

A sub-base de solo-cal são camadas constituídas de mistura artificial de solo com cal em proporções estabelecidas por dosagem experimental, que apresentam grande estabilidade e durabilidade quando adequadamente compactadas. (DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM, 2006).

Segundo Vargas (1981), a porcentagem de cal para se alcançar um CBR desejado (por exemplo, 50%), seria de adotar 2% a 5% para solos granulares e entre 5% a 10% para solos plásticos.

2.4.4.1 Método LFP (*Lime Fixe Point*)

Método proposto por Hilt e Davidson (1960, *apud* NUÑEZ, 1991), se propõe a estabelecer o teor de cal a ser adicionado, para melhoria da trabalhabilidade do solo, sem produzir aumentos significativos na sua resistência. Consiste em efetuar o ensaio do Limite de Plasticidade (LP), aumentando o teor de cal, até que o LP alcance um valor máximo (LFP). Para teores de cal superiores ao LFP, o solo adquire resistência sem ter sua trabalhabilidade e índices plásticos (LL e LP) modificados, quando encontrado o LFP, são adicionados mais 4% no teor de cal para a estabilização (CORRÊA, 2008).

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.

2.4.4.2 Método do pH⁵

Segundo Lovato (2004), o método do pH (Eades e Grim, 1966) – consiste na determinação do teor de cal mínimo que produz um aumento no valor do pH igual ou acima de 12,4. O método do pH apresenta algumas limitações para utilização em solos tropicais e subtropicais. Conforme o autor, o método não assegura se a relação do solo com a cal produzirá um substancial aumento de resistência, devendo ser utilizado apenas com referência o método do ICL (*Initial Consumption of Lime*) – proposto por Roger *et al.* (1997), que é uma variação do método do pH, onde o teor mínimo de cal é aquele onde o pH atinge um valor constante (máximo).

2.4.4.3 Método de Thompson

Neste método, Thompson (1966, *apud* NUÑEZ, 1991), considera que um solo é reativo quando, ao ser adicionada a cal, sua Resistência a Compressão Simples (RCS), aumenta. Para solos reativos, o objetivo é o

⁵ Harty (1970, *apud* NUÑEZ, 1991), demonstram que os teores de cal determinado pelo método do pH, não são suficientes para estabilizar solos tropicais e subtropicais.

desenvolvimento das reações pozolânicas, proporcionando maior durabilidade e resistência; nos solos não reativos, busca-se melhorar algumas propriedades do solo: ISC, expansão e plasticidade.

O autor recomenda que, tanto em solos estabilizados, como melhorado, o teor de cal no campo seja acrescido de 0,5% a 1%, para compensar as deficiências na distribuição da cal, perdas na construção etc. (CORRÊA, 2008).

Segundo Rabassa (2006) “O critério de Thompson permitiu determinar como 5% o teor satisfatório de cal. Observou-se aumento da Resistência à Compressão Simples com o tempo de cura.”

2.4.4.4 Método das Pastilhas

O método de classificação expedita proposto por Fortes (2002), permite a classificação do solo, através do comportamento das pastilhas de 20 mm de diâmetro por 5 mm de espessura moldadas em anéis de aço inox.

Fortes (2002) recomenda que, quando os valores de penetração efetuados nas pastilhas submetidas à embebição (ou reabsorção) for próximo de 2 mm, isto é, quando o resultado corresponder às amostras que se localizam próximo a linha que separa os solos de grupos lateríticos dos não lateríticos, deve-se repetir o ensaio, aplicando pressão na moldagem das pastilhas com auxílio de uma placa e papel filtro grosso.

Para Werneck e Momm (2007), o método expedito de ensaios das pastilhas mostrou que a possibilidade de estabilização de um solo pode ser detectada no próprio campo ou muito mais rapidamente em laboratório. Em sua experiência, os autores verificaram que com o teor de 4% de adição da cal houve uma sensível melhora, com deslocamento para uma região de transição NA’/ NG’ – NS’. O tempo de cura também teve influência, sendo que com 14 e 21 dias houve um deslocamento para região LA’- LG’, já indicando um comportamento semelhante aos solos lateríticos.

2.4.5 Procedimento de cura para mistura de solo-cal

Segundo Pomatti (2000) para se obter uma boa qualidade do solo-cal, logo que concluído o acabamento, todo o trecho deverá ser protegido contra a perda rápida de umidade, durante pelo menos 7 dias.

A cura pode ser realizada pela aplicação dos seguintes processos:

- a) Pintura betuminosa que garanta a formação de uma película impermeável capaz de reter a umidade durante a fase de cura;
- b) Cobertura da pista pela aplicação de uma camada de terra ou areia de no mínimo 5 cm de espessura, a ser mantida úmida durante 7 dias;
- c) Cobertura com uma camada de palha ou capim, de pelo menos 10 cm de espessura.

Para Herrin e Mitchell (1968)

A proporção de aumento de resistência das misturas solo-cal é diretamente relacionada a temperatura com a qual a mistura é curada. Quando curada a temperatura baixa, o aumento da resistência é lento; quando curada a temperatura normal (aproximadamente a 70° F [21° C]), a proporção de aumento da temperatura é maior; e quando curada a temperatura elevada (140° F [60° C]), as misturas de solo-cal aumentam em resistência bem rapidamente com o tempo. Tão rápido foi o aumento da resistência em algumas vezes que, a 140° F [60° C], foi obtida em 10 dias a mesma resistência obtida em 3 ou 4 períodos de cura a 70° F [21° C].

Segundo os autores, a temperatura é fator determinante de aceleração no processo de cura das misturas de solo-cal, proporcionando ganho de resistência, em menor tempo.

Para Herrin e Mitchell (1968)

A durabilidade da misturas de solo-cal é comumente relacionada ao período de tempo que a mesma é curada, antes de ser sujeita à ação danosa do tempo. A durabilidade tende a aumentar com períodos de cura maiores. [...] Períodos longos de cura, em tempo quente, são mais convenientes para melhorarem a durabilidade das misturas de solo-cal.

2.5 ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTO

2.5.1 Considerações iniciais

Segundo Bernucci *et al.* (2008), a caracterização de materiais de pavimentação é uma tarefa complexa, em virtude das propriedades desses materiais dependerem de diversos fatores, entre eles: meio-ambiente, magnitude, tempo de aplicação e frequência das cargas dos veículos, e estado de tensões.

Em estradas de tráfego leve, pode-se executar solo-cal com material do próprio subleito. Neste caso a camada a ser estabilizada será escarificada na profundidade determinada, removida lateralmente para o adequado preparo do subleito. O material a ser utilizado na estabilização será então recolocado sobre o subleito preparado e submetido ao restante das etapas de execução. (POMATTI, 2000).

Segundo Herrin e Mitchell (1968)

A determinação das propriedades de durabilidade das misturas de solo-cal é um problema, por que é difícil simular em laboratório a ação prejudicial produzida pelos desgastes devidos à ação atmosférica do campo. Geralmente a ação desagregadora do tempo tem sido simulada pela ação cíclica de: a) aquecimento e esfriamento; b) molhagem e secagem ou c) congelamento e degelo. A duração das várias fases do ciclo, bem como da temperatura e o método de absorção (saturação), variam de pesquisador para pesquisador. [...] misturas de solo-cal, quando normalmente protegidas contra a ação do tempo por um revestimento betuminoso, são mais duráveis que as indicadas pela maioria dos testes de durabilidade de laboratório.

Quando da passagem de um caminhão sobre uma rodovia, as camadas do pavimento ficam submetidas a um estado variável de tensões que se caracteriza por ser dinâmico e repetitivo ao longo da vida útil da rodovia. A Figura 2.4 apresenta simplificada, as principais solicitações a que um pavimento está submetido durante a passagem das cargas de tráfego, que são representadas pelas deformações de tração (ϵ_t) nas camadas asfálticas e pela tensão de compressão (σ_z) na camada final de terraplenagem.

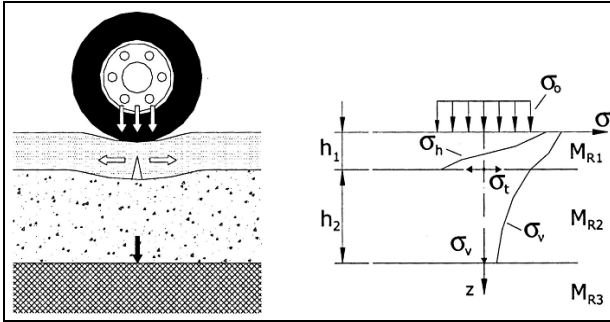


Figura 2.4 – Esquema das tensões e deformações na estrutura provocadas pela ação das cargas do tráfego.

Fonte: Medina, 2005.

A repetição e a intensidade das solicitações, com o passar do tempo desenvolvem-se patologias na estrutura do pavimento, notadamente na camada de revestimento asfáltico, sendo as principais e mais comuns em nosso país, a deformação permanente, que tem como efeito a manifestação de trilhas-de-roda, e a fadiga, responsável pelo trincamento da mistura asfáltica que resulta, em seu estágio final, no aparecimento dos buracos e panelas.

O fenômeno conhecido como fadiga é descrito como um processo de deterioração estrutural que um material sofre quando submetido a um estado de tensões e de extensões repetidas, resultando no aparecimento de fissuras no material que evoluem para trincas ou ruptura completa, após um número suficiente de repetições de carregamento; ou seja, é a deterioração do material quando solicitado repetidamente por um carregamento. Conforme a Figura 2.4, quanto maior o nível da deformação a que o revestimento estiver submetido, tanto pela magnitude do carregamento atuante ou pela deficiência estrutural das camadas inferiores, menor será o número de ciclos de carregamento necessários para a manifestação da ruptura por fadiga da mistura.

Benevides (2000, *apud* BERNUCCI, 2008) destaca que, numa abordagem mecânica, os resultados da análise estrutural dos pavimentos – tensões, deformações e deslocamentos – são comparados com critérios de dimensionamento pré-definidos, de modo a evitar os principais tipos de defeitos, principalmente trincamento por fadiga e deformação permanente, esses podem ser estabelecidos a partir de valores limites de resistência dos materiais.

2.5.2 Módulo de Resiliência

Para Medina e Motta (2005), resiliência significa energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, que é desenvolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; ou seja, é a energia potencial de deformação.

Segundo Medina e Motta (2005), num solo para o qual se aplicasse a lei de Hooke generalizada, serão obtidos os valores E (ou M_R) e μ (ou μ_r), conhecidos σ_1 e σ_3 e medidos ε_1 e ε_3 . No entanto, nem sempre o comportamento do solo segue a elasticidade linear e, ao invés, a não-linearidade obriga a busca de relações experimentais, entre o módulo de resiliência e o estado de tensões.

Esquemáticamente, o comportamento tensão-deformação dos solos pode ser: elástico linear, elástico não-linear (com recuperação total e com histerese) e elasto-plástico. A Figura 2.5 ilustra este comportamento.

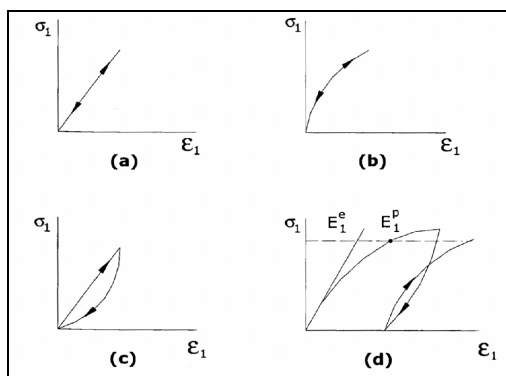


Figura 2.5 – Comportamento de deformação-tensão dos solos.

Fonte: Medina e Motta (2005).

Obs.: (a) elástico linear; (b) elástico não linear com recuperação total; (c) elástico não linear com histerese; (d) elastoplástico (ORTIGÃO, 1993).

Os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais usados em pavimentação, foram iniciados na década de 1950, com Francis Hveem, sendo este o primeiro a adotar o termo ‘resiliência’, que é definido como “[...] energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.” (BERNUCCI, 2008).

De acordo com Medina e Motta (2005) “[...] resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações. Correspondente à energia potencial de deformação.” Entende-se como módulo de resiliência (MR) de solos, a relação entre a tensão-desvio (σ_d), aplicada repetidamente em uma amostra de solo e a correspondente deformação específica vertical recuperável ou resiliente (ϵ_R):

$$\mathbf{MR} = \sigma_d / \epsilon_R \quad (4)$$

A execução dos ensaios tem como finalidade medir as propriedades mecânicas dos materiais, procurando assemelhar as sollicitações reais. A diversidade das intensidades, frequências e cargas exercidas nas camadas de pavimento e subleito, são de difícil reprodução em laboratório. O ensaio para determinação do módulo resiliente dos solos é feito por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas de acordo com a norma DNER ME 131/1994.

Segundo Love (1944, *apud* BERNUCCI, 2008), materiais que apresentam comportamento elástico linear (rigidez independente do estado de tensões) podem ser caracterizados por dois parâmetros: módulo de *Yong* ou módulo de elasticidade, e coeficiente de *Poisson*.

2.5.3 Ensaio triaxial de cargas repetidas

O estado de tensões num elemento do subleito ou de camada do pavimento, varia com a posição da carga P móvel (Figura 9). Quando a carga está verticalmente acima do elemento, tem-se as tensões normais principais, horizontal ($\sigma_3 = \sigma_h$) e vertical ($\sigma_1 = \sigma_v$). (MEDINA e MOTTA, 2005). Segundo Medina e Motta (2005), o ensaio triaxial é feito, usualmente, a tensão confinante, σ_3 , constante, e σ_1 variável; tem-se:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d \quad (5)$$

onde σ_d é a tensão desvio variável.

Na Figura 2.6 mostra-se, também, a variação da tensão cisalhante: $\tau_{vh} = \tau_{hv}$, que se anula quando a carga está verticalmente acima no ponto considerado.

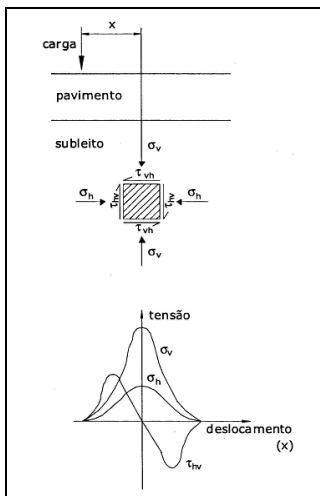


Figura 2.6 – Variações de tensões causadas por carga móvel
Fonte: Medina e Motta (2005).

Na Figura 2.7 mostra-se a rotação dos planos principais com a posição de carga P. Em planos inclinados em relação ao plano principal horizontal têm-se tensões cisalhantes, cujos valores podem ser determinados pelo círculo de Mohr (MEDINA e MOTTA, 2005).

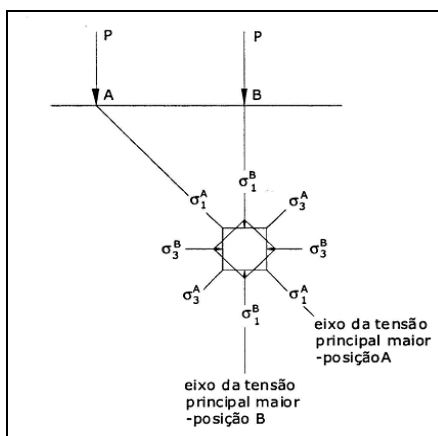


Figura 2.7 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel: rotação dos planos principais.
Fonte: Medina e Motta (2005).

Segundo Visser, Queiroz e Hudson, 1981; Ceratti e Lopes, 1985 (*apud* NOGAMI e VILLIBOR, 1995),

[...] comprovaram a limitação do procedimento baseado no CBR, sobretudo para solos tropicais. Apesar disso, a expressão $MR = 100 \times CBR$ (resultado em kgf/cm^2) proposta por Heukelon e Foster (1960), é frequentemente usada [...] para estimar valores de Módulo Resiliente de solos com CBR menores que 10%.

Para Medrado (2009), a deformabilidade resiliente ou “elástica” das camadas do pavimento e do subleito condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas, como revestimentos asfálticos e bases de solo cimento, quando solicitadas por flexões sucessivas. O ensaio de ISC envolve uma aplicação lenta, por um período de vários minutos, de uma tensão crescente envolvendo grandes deslocamentos.

Esse estado de tensões não corresponde ao efeito de cargas repetidas sobre os materiais da estrutura de um pavimento, aplicadas em geral em frações de segundo, correspondentes as cargas em movimento com intensidades variadas e com diferentes frequências, proporcionando na maioria das vezes pequenos deslocamentos menores de 0,1. (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Os solos saprolíticos siltosos micáceos e/ou caolínicos caracterizam-se por baixos valores de módulo de resiliência, independentemente da tensão de confinamento e da tensão de desvio. Valores menores que 500 kgf/cm^2 são comuns nesses solos quando ensaiados nas condições de teor de umidade ótimo, e massa específica aparente máxima da energia normal. (NOGAMI e VILLIBOR, 1995). A deformação resiliente cresce sensivelmente nos solos compactados no ramo unido em relação àqueles compactados no ramo seco, com a mesma massa específica aparente seca (PREUSSLER, 1983, *apud* BERNUCCI, 2008).

2.5.4 Programa *ELSYM5*

Na presente pesquisa será utilizado o programa *ELSYM5* (*Elastic Layered System*), desenvolvido no Instituto de Transportes e

Engenharia de Tráfego da Universidade da Califórnia, em *Berkeley*, para análise de tensão e deformação.

O programa, baseado na teoria de Burmister, utiliza o método das diferenças finitas no cálculo de tensões, deformações e deslocamento, onde cada camada é considerada homogênea, isotrópica e linearmente elástica, sendo ilimitada na direção horizontal; todas as camadas possuem espessura finita, com exceção da inferior, que é considerada semi-infinita.

2.6 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

Segundo Lovato (2004), os métodos de dimensionamento de pavimentos com camadas cimentadas podem ser divididos em dois tipos: (i) métodos mecânicos, que consideram o pavimento como um sistema linear elástico; (ii) métodos semi-empíricos e estatísticos, que se baseiam em informações obtidas através do comportamento de pavimentos experimentais.

O conhecimento do tráfego por pesagens sistemáticas permite que o método mecânico trate com maior racionalidade os efeitos das várias gamas de carga por eixo, e não avaliá-los pelo número N de repetições de eixo de referência de 80 kN de rodas duplas (MEDINA, 2005).

De acordo com a Secretaria de Infra-estrutura Urbana da Prefeitura de São Paulo (2002)

O emprego de procedimentos que melhor possa avaliar o comportamento de pavimentos a serem construídos deverão se seguidos os seguintes fundamentos:

- a) verificação de deformações e de tensões em estrutura de pavimento asfáltico [...] a teoria elástica de sistemas de camadas proposta por Burmister em 1940, é de emprego bastante simplificado por diversos programas computacionais;
- b) seleção de modelos experimentais ou semi-empíricos descrevendo o comportamento ou fadiga de um dado material em função do número de solicitações de carga que causam determinado nível de deformação ou de tensão no material;
- c) emprego de conhecimento crítico ou detalhado sobre as diferenças entre processos mecânicos de

degradação em pista, comparado aos processos experimentais em laboratório [...] tomando-se por base a variabilidade dos módulos de elasticidade dos materiais em função de condições climáticas, variabilidade do posicionamento do tráfego em faixas de rolamento e de pressões de pneumáticos;

d) verificação da tolerância à fadiga da estrutura com seus materiais e camadas individualizados, por comparação ao número de repetições de carga, conforme metodologia empregada para o dimensionamento da estrutura;

[...]

3 METODOLOGIA DA PESQUISA

A pesquisa se desenvolveu através da realização das etapas descritas a seguir.

3.1 DELIMITAÇÃO DA ÁREA DA PESQUISA

A delimitação da área de estudo foi feita a partir dos dados fornecidos pela prefeitura Municipal de Ribeirão das Neves. Segundo dados do município, a mancha urbana representa 45% da área total do município. A estimativa da secretaria de Planejamento é que 53% das vias urbanas que compõe o município não possuam nenhum tipo de pavimento. Na Figura 3.1 está localizado o município de Ribeirão das Neves inserido na Região Metropolitana de Belo Horizonte.

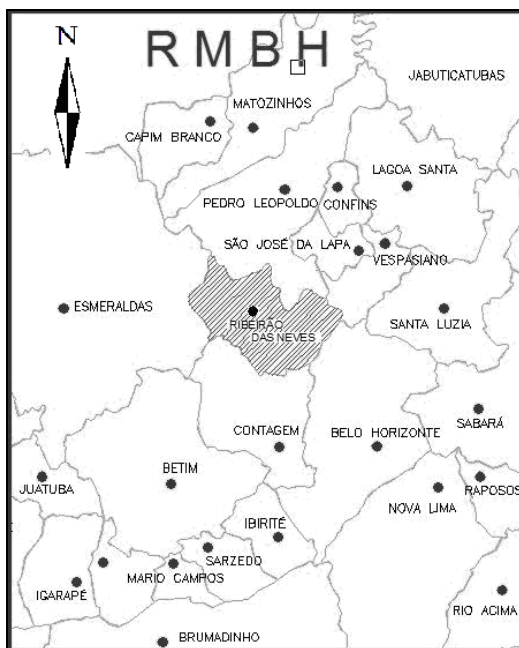


Figura 3.1 – Região Metropolitana de Belo Horizonte.

Fonte: Prefeitura de Ribeirão das Neves/MG.

Na Figura 3.2 estão localizadas as aglomerações urbanas do município de Ribeirão das Neves.

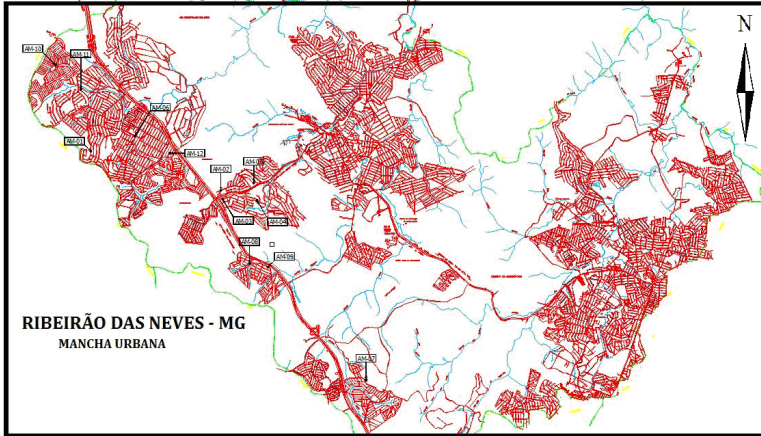


Figura 3.2 – Município de Ribeirão das Neves – Mancha urbana.
Fonte: Prefeitura de Ribeirão das Neves/MG.

A situação é ainda mais grave na porção oeste do município, onde é pequeno número de vias pavimentadas, em especial na região dos bairros Veneza e Colonial.



Figura 3.3 – Infra-estrutura - Situação atual.

A Figura 3.3 apresenta fotos de determinados locais nos bairros do município de Ribeirão das Neves/MG, demonstrando o atual estado da pavimentação das vias urbanas, bem como uma vista parcial das residências localizadas na região. Devido ao tamanho expressivo da área, definiu-se por prospectar os solos na região dos bairros Veneza e Colonial; esta escolha se deu pelo fato que a região possui a maior porcentagem de ruas não pavimentadas do município.

Foram coletadas doze amostras de solos do horizonte B de mesma formação geológica localizada conforme demonstrado na Figura 3.4. O material contendo aproximadamente 150 kg por amostra, foi armazenado em sacos e posteriormente seco ao ar ao longo das etapas de ensaio.

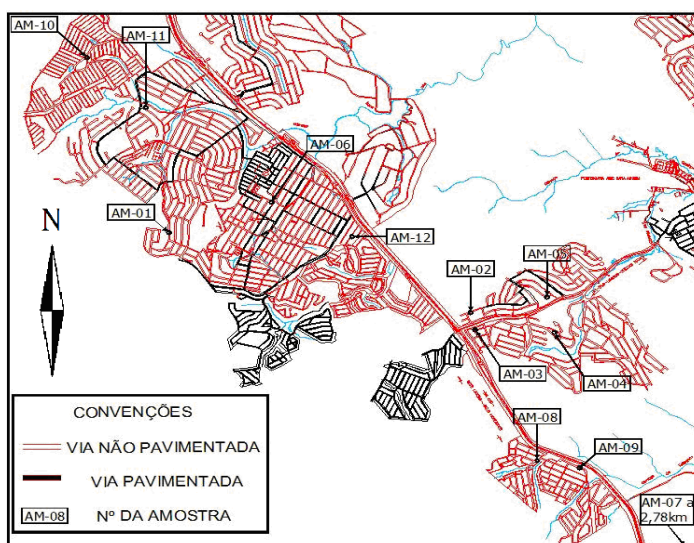


Figura 3.4 – Detalhe dos bairros Veneza e Colonial.
Fonte: Prefeitura de Ribeirão das Neves/MG (2006).

A escolha da localização das amostras teve como premissa básica a distribuição equilibrada dos pontos ao longo da área de estudo, tendo em mãos o mapa das vias pavimentadas e não pavimentadas da região, juntamente com um GPS de navegação para a determinação das coordenadas dos pontos de coleta.

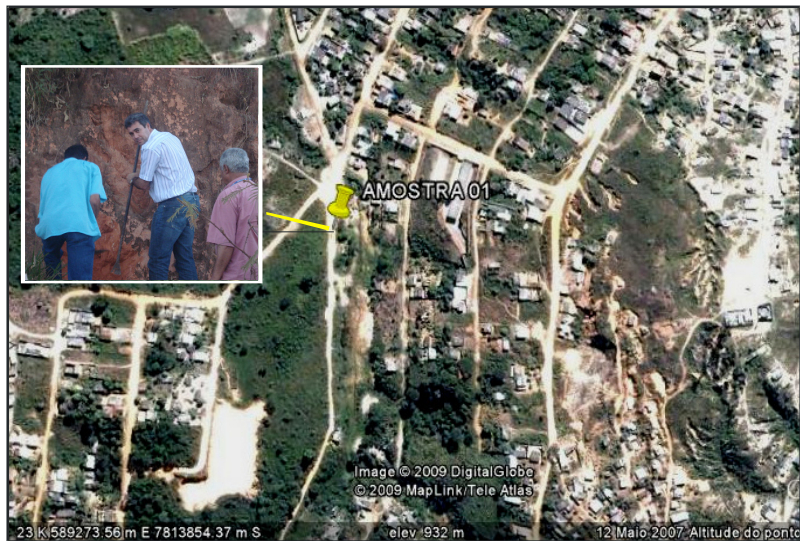


Figura 3.5 – Amostra 01 - Vista aérea/Detalhe de coleta.



Figura 3.6 – Amostra 02 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

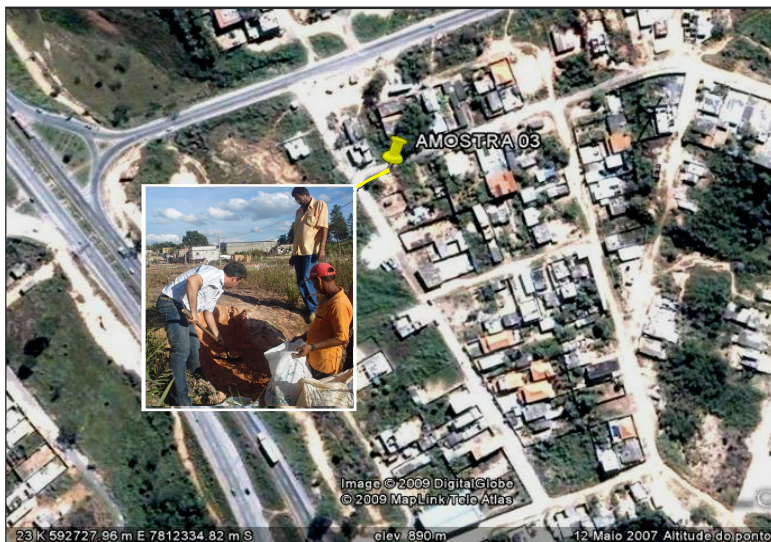


Figura 3.7 – Amostra 03 - Vista aérea/Detailhe de coleta.



Figura 3.8 – Amostra 04 - Vista aérea/Detailhe de coleta.

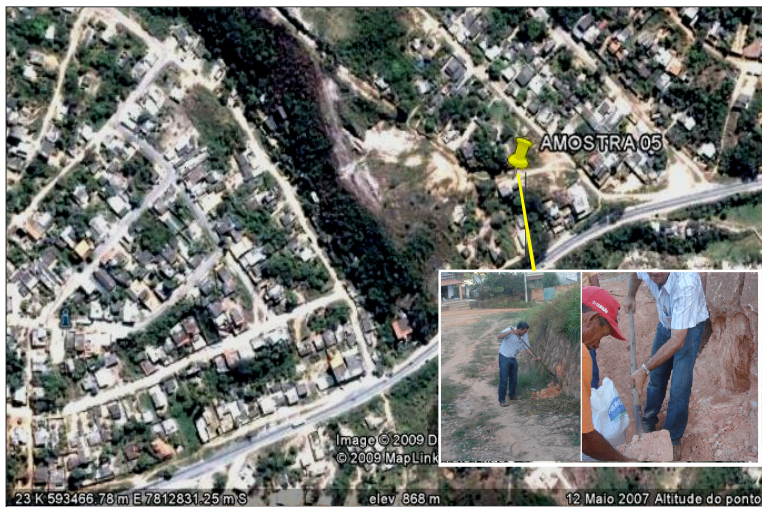


Figura 3.9 – Amostra 05 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

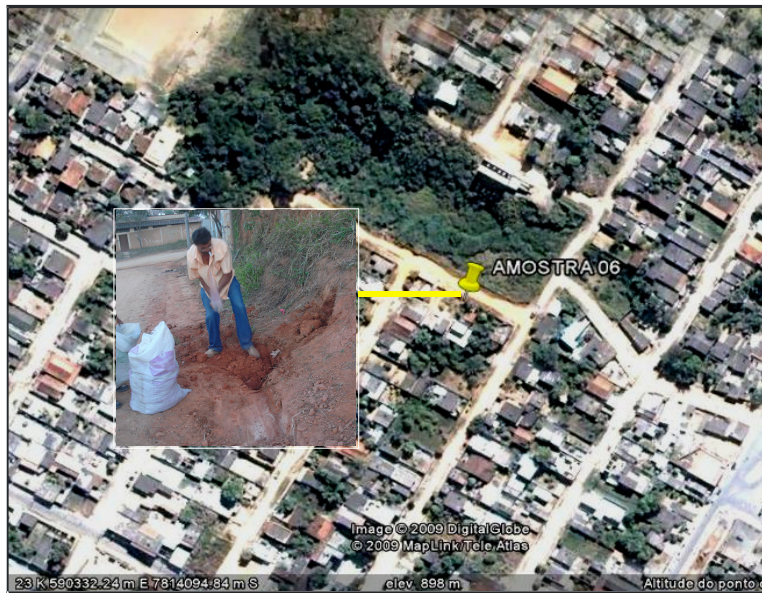


Figura 3.10 – Amostra 06 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

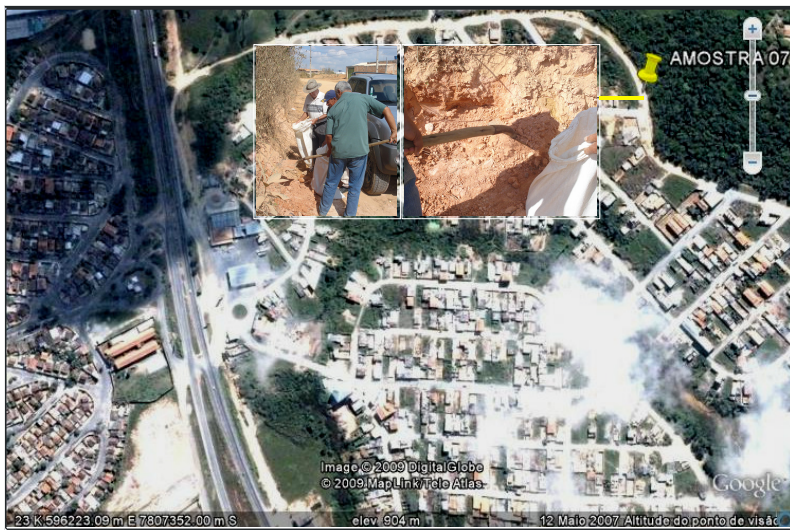


Figura 3.11 – Amostra 07 - Vista aérea/Detalhe de coleta.



Figura 3.12 – Amostra 08 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

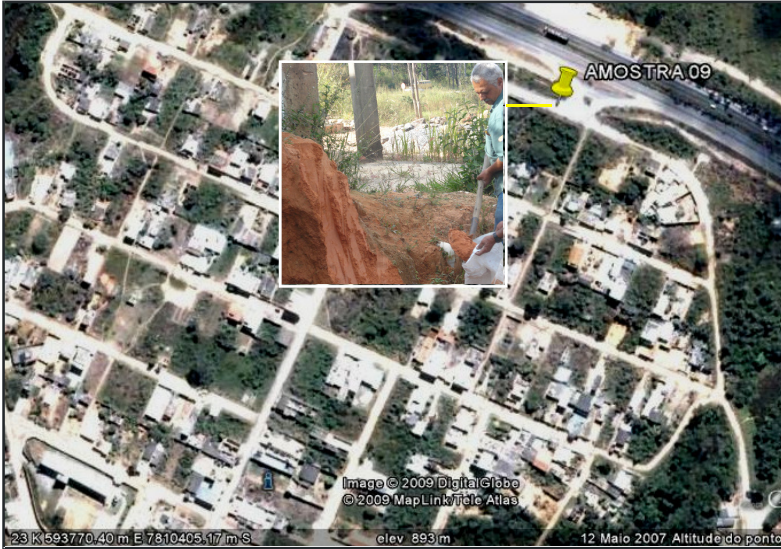


Figura 3.13 – Amostra 09 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

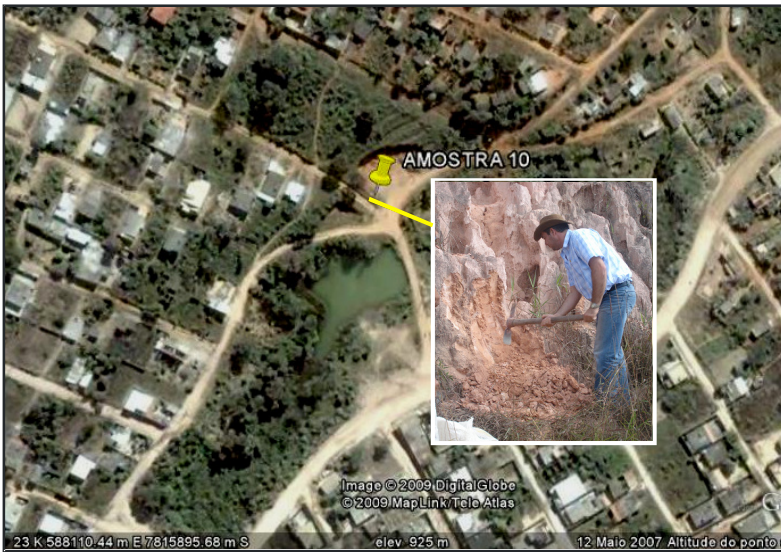


Figura 3.14 – Amostra 10 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

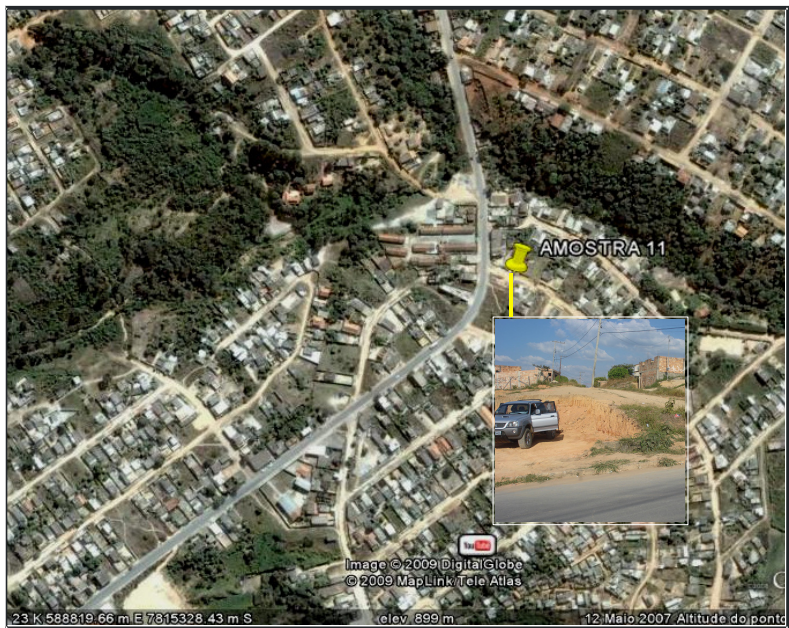


Figura 3.15 – Amostra 11 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

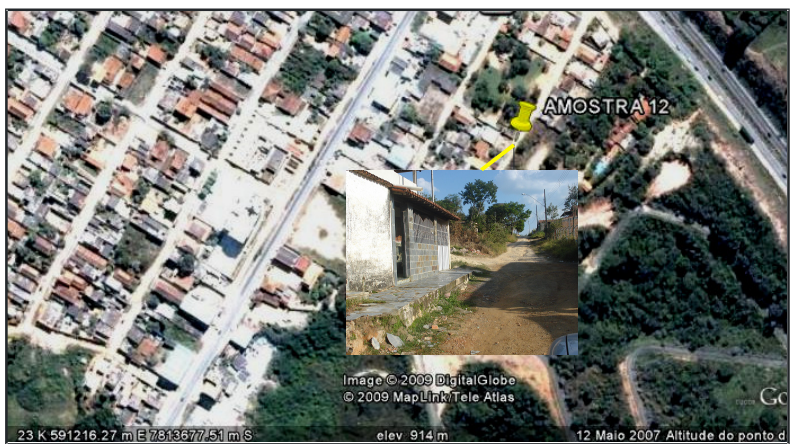


Figura 3.16 – Amostra 12 - Vista aérea/Detalhe de coleta.

Tabela 3.1 – Localização geográfica das amostras

AMOSTRA	COORDENADAS UTM SAD 69 - M.C 45º W Gr.		LOGRADOURO	BAIRRO
	NORTE	ESTE		
1	7.813.655	589.173	Rua Sapori	Florença
2	7.812.590	592.686	Rua "A"	Cidade Neviana
3	7.812.360	592.737	Alameda dos Colibris	Florença
4	7.812.326	593.657	Alameda dos Falcões	Jd. Colonial
5	7.812.594	593.574	Rua 12	Cidade Neviana
6	7.814.059	590.367	Rua 19A	Veneza
7	7.807.478	596.601	Avenida "B"	San Remo
8	7.810.629	593.458	Rua 2	Francisca Driangela
9	7.810.526	593.949	Rua 1	Napoli
10	7.815.981	588.220	Rua 68 / Avenida	Fazenda Castro
11	7.815.315	588.907	Rua Ruth B. Azevedo	San Genaro
12	7.813.602	591.307	Alameda dos Tico-ticos	Vale Verde

3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E PEDOLÓGICA DA REGIÃO

As características geológicas dos solos, na região bairros Veneza e Colonial, no município de Ribeirão das Neves/MG, foram obtidas a partir de pesquisas da UFMG/COMIG/IPGEO (2003). Segundo os autores, a região está repousada sobre as rochas do arqueano do Complexo Belo Horizonte, sendo constituído por gnaisses cinzentos frequentemente com um bandamento com posicional, feições de migmatização e integrantes de uma suíte do tipo TTG, conforme visto na no mapa geológico (Figura 3.17):

- a) **Abgn** Esses Gnaisses do Complexo Belo Horizonte em geral mostram-se bastante intemperizados, normalmente em se tratando da região metropolitana, onde o relevo é arrasado, ocorrendo boas exposições em pedreiras. O solo é arenoso a argilo-arenoso róseo, às vezes um verdadeiro saibro esbranquiçado, nos estágios iniciais de meteorização;
- b) **Qal** Depósitos aluvionares do quaternário recente (holoceno), inconsolidados de fração argilo-siltosa a arenosa e
- c) **TQca** Depósitos colúvio-aluvionares arenosos a siltosos do terciário superior a quaternário.

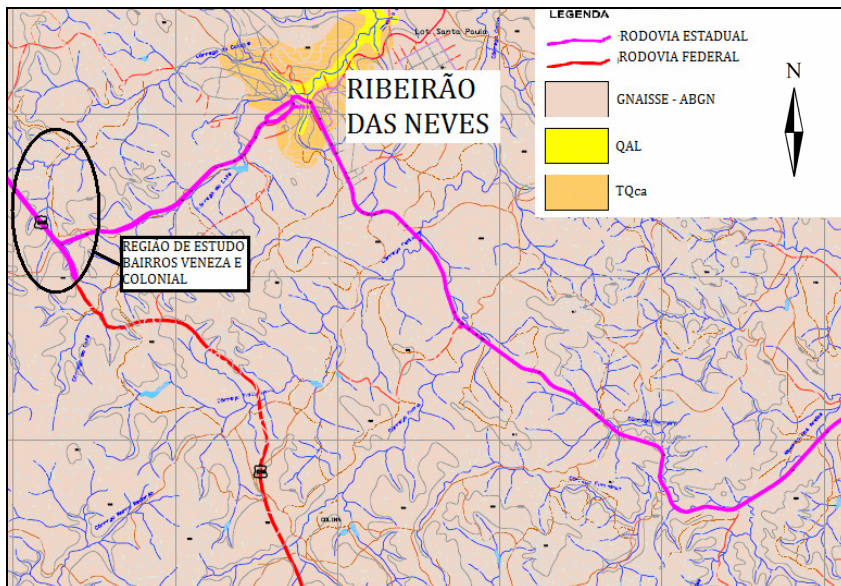


Figura 3.17 - Mapa Geológico do município de Ribeirão das Neves/MG.
Fonte: UFMG/COMIG/IPGEO.

Os solos encontrados na região são originados da decomposição dos gnaisses e apresentam-se arenosos, enquanto os provenientes das camadas de diabásio correspondem aos depósitos argilosos (IGA, 1980).

O Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS), publicado pela EMBRAPA (1999) é o livro de referência para utilização do sistema de classificação, contendo definições e conceitos básicos, atributos e horizontes diagnósticos e chaves de classificação até o 4^o nível categórico.

De acordo com Levantamento Pedológico realizado CETEC (1983), adaptado para a nova classificação EMBRAPA (1999), em Ribeirão das Neves são encontrados Unidades Geotécnicas classificadas correspondentes às seguintes nomenclaturas:

- a) **UG CX Cambissolos** - que compreendem solos minerais, não hidromórficos, com sequência de horizontes do tipo A, Bi, C com ou sem R;
- b) **UG Latossolo Vermelho-Amarelo** - Distrófico, com horizonte A moderado, de textura argilosa, tendo como área de ocorrência em relevo ondulado;

- c) **UG PVA Argissolos Vermelho-Amarelo** - é o solo com B textural mais comum no Brasil. Em Ribeirão das Neves estes solos estão bem distribuídos em duas faixas, uma a noroeste e outra a sudoeste do município em relevo forte ondulado a ondulado com horizonte A moderado e distrófico;
- d) **UG Neossolo Flúvico Eutrófico** - com horizonte A moderado, ocorre apenas em uma pequena faixa no município, nos leitos do Ribeirão Areias e o Ribeirão das Neves não inserindo na área de estudo.

O IBGE⁶ identifica os diferentes tipos de solos encontrados no Brasil, utilizando a nomenclatura e as especificações recomendadas pelo Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS) da EMBRAPA (1999). A Figura 3.18 ilustra o mapa pedológico do estado de Minas Gerais e a Figura 3.19 ilustra a localização da área de estudo.

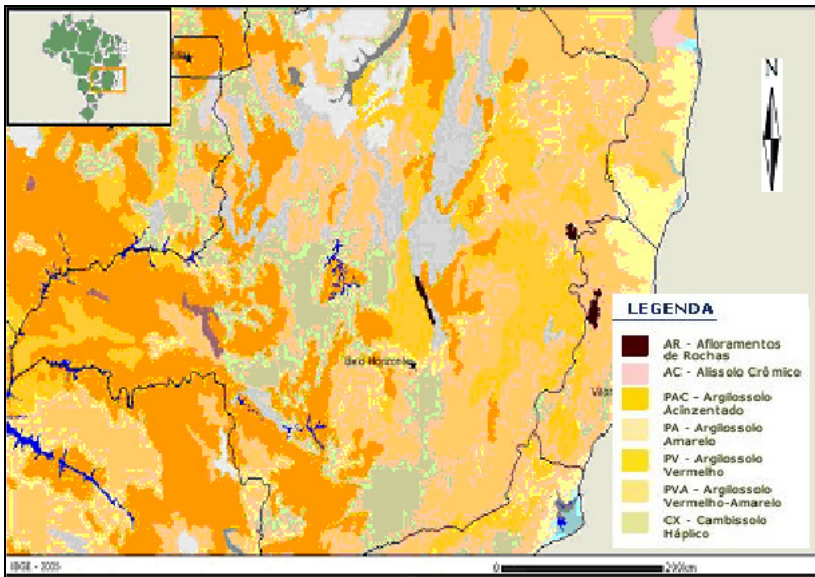


Figura 3.18 – Mapa pedológico do estado.

Fonte: IBGE (2005).

⁶ Disponível em: <<http://mapas.ibge.gov.br/solos/viewer.htm>>. Acesso em: 13 mar. 2009.

3.3.1 Análise Granulométrica do Solo

As análises granulométricas por peneiramento foram desenvolvidas conforme Norma NBR 7181-1994 – Solo - Análise Granulométrica – Método de Ensaio.

3.3.2 Limites Físicos de Atterberg

Os ensaios foram conduzidos segundo as normas:

- a) Limite de liquidez: Norma NBR 6459 – 1984 – Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio;
- b) Limite de plasticidade: Norma NBR 7180 – 1984 – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio.

3.3.3 Compactação

Os ensaios foram conduzidos segundo a norma: DNER-ME 129/94 – Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas.

3.3.4 Determinação do teor de umidade

Os ensaios foram conduzidos segundo a norma: DNER-ME 213/94 – Solos – determinação do teor de umidade.

3.3.5 Capacidade de Suporte e expansão

Para a determinação do Índice Suporte Califórnia (ISC), foi utilizada a norma: DNER-ME - 049/94 – Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas.

3.3.6 Classificação MCT - Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais

A classificação dos solos através do método das pastilhas foi aplicada nas amostras, sendo moldadas três pastilhas para cada amostra de solo, de forma a permitir a determinação da contração diametral e a penetração da agulha.

3.4 CARACTERIZAÇÃO DA CAL

Na realização dos ensaios de laboratório, foi empregada a cal cálcica hidratada tipo CH-III, produzida pela empresa ICAL – INDÚSTRIA DE CALCINAÇÃO LTDA., do município de São José da Lapa/MG. NA Análise de Cal Hidratada – CH III, apresentada pela empresa, o valor do Óxido de Cálcio (CaO) é da ordem de 69,06% e do Óxido de Magnésio (MgO), de 0,35%, atendendo a NBR 7175 (ANEXO A).

3.5 DOSAGEM DAS MISTURAS DE SOLO E CAL

Para esta pesquisa, não se adotará o conceito de ‘solo estabilizado com cal’, mas sim o conceito de ‘solo melhorado com cal’, pois o objetivo é de se ter um material economicamente viável, de ser utilizado diante da realidade econômica do município. A dosagem das misturas de solo-cal foi executada com a aplicação de três métodos (Métodos das Pastilhas para a metodologia MCT, *Lime Fixation Point* – *LFP* – e o Eades e Grim – pH).

3.5.1 Método das Pastilhas

Os ensaios do método das pastilhas para classificação expedita do grupo MCT foram realizados nas 12 amostras. Foram utilizados solo natural e solo com adição da cal nos teores de 2%, 4% e 6%. Os ensaios das pastilhas com adição da cal, foram executados aos 14 dias de cura.

3.5.2 Método *Lime Fixation Point* (LFP)

Para Corrêa (2008), o teor de cal onde o ponto LFP (*Lime Fixation Point*) é o mesmo na maioria dos casos, independente do tempo da mistura. Os ensaios para determinação do Limite de plasticidade (LP), foram realizados 24 horas após a adição da cal, o percentual de acréscimo variou 1% no intervalo de 1% a 5%.

3.5.3 Método de Eades e Grim - pH

Segundo Maciel *et al.* (2009)

Com o objetivo de avaliar o comportamento destes solos adotando a estabilização com cal como técnica de estabilização de solos com o intuito de minimizar os processos erosivos, foi utilizado o Método de Eades e Grim – pH. Este método permite, por meio da determinação do pH de uma mistura de solo, água e porcentagens determinadas de cal, definir o teor ótimo de cal para estabilizar o solo em questão. O menor teor que conduz a um pH de 12,4 é o teor necessário para estabilizar o solo, ou seja, na mistura há cal suficiente para toda a fase rápida e para dar início às reações pozolânicas, as quais consomem mais cal.

Conforme já observado por Herrin e Mitchell (1968), os ensaios realizados nas amostras apontaram imprecisões nos resultados, quando se empregou os métodos de dosagem do pH ou da plasticidade (LFP), sendo que a melhor alternativa é testar a mistura.

Os ensaios para dosagem de solo-cal através do Método do pH foram desenvolvidos no laboratório SOLOCAP - Tecnologia e Serviços de Engenharia Ltda. (Belo Horizonte/MG).

3.6 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DA MISTURA

A caracterização mecânica das misturas, com adição de teores de cal, relativas às amostras 02, 05, 07, 08 e 12, foi realizada com o procedimento descrito na sequência. Ressalta-se que as demais

amostras não foram estabilizadas por possuírem maior capacidade de suporte e/ou expansão inferior a 2,5%, conforme Tabela 4.1.

3.6.1 Ensaio de Compactação

Para determinação da massa específica aparente seca máxima (MEAS), foram executados ensaios de compactação na energia intermediária, nas amostras 02, 05, 07, 08 e 12, nos teores de 2%, 4% e 6%, armazenados com a mistura de solo, cal e água em sacos plásticos e realizados após 24 horas de acordo com a seguinte norma: DNER-ME 129/94 – Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas.

3.6.2 Ensaio de Determinação do Teor de Umidade

Para determinação do teor de umidade, foram executados ensaios nas amostras 02, 05, 07, 08 e 12, nos teores de 2%, 4% e 6%, com a mistura de solo, cal e água, de acordo com a seguinte norma: DNER-ME 213/94 – Solos – determinação do teor de umidade.

3.6.3 Ensaio de Resistência à Compressão Simples

Os ensaios de resistência à compressão simples foram executados na energia intermediária de compactação, nas amostras 02, 05, 07, 08 e 12, segundo a norma DNER-ME 180/94:

- a) solo puro: 2 CPs para cada amostra;
- b) solo com adição do teor de cal (determinado no item 3.5), aos 7 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 2 CPs para cada amostra;
- c) solo com adição do teor de cal (determinado no item 3.5), aos 28 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 2 CPs para cada amostra.

3.6.4 Ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral

Os ensaios de resistência a tração por compressão diametral foram executados na energia intermediária de compactação, nas amostras 02, 05, 07, 08 e 12, segundo a norma DNER-ME 181/94 – Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – Determinação da resistência a tração por compressão diametral:

- a) solo puro: 4 CPs para cada amostra;
- b) solo com adição do teor de cal (determinado no item 3.5), aos 7 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 4 CPs para cada amostra;
- c) solo com adição do teor de cal (determinado no item 3.5), aos 28 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 4 CPs para cada amostra.

3.6.5 Capacidade de Suporte e expansão

Os ensaios de capacidade de suporte e expansão foram executados na energia intermediária de compactação, nas amostras 02, 05, 07, 08 e 12, segundo a norma DNER-ME 049/94 – Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas, sendo:

- a) solo com adição de 2%, 4% e 6% de teor de cal, aos 7 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 2 CPs para cada amostra, totalizando 30 ensaios;
- b) solo com adição de 2%, 4% e 6% de teor de cal, aos 28 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 2 CPs para cada amostra, totalizando 30 ensaios;
- c) solo com adição de 2%, 4% e 6% de teor de cal, aos 90 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 2 CPs para cada amostra, totalizando 30 ensaios.

3.7 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

A determinação do módulo de resiliência, realizado nas amostras 02, 05, 07, 08 e 12, conforme a norma DNER-ME 131/94 – Solos – Determinação do módulo de resiliência, sendo:

- a) solo puro: 2 CPs para cada amostra;
- b) solo com adição do teor de cal, determinado no item 3.5, aos 7 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 2 CPs para cada amostra;
- c) solo com adição do teor de cal, determinado no item 3.5, aos 28 dias de cura, armazenados em câmara úmida, acondicionados em 2 sacos plásticos: 2 CPs para cada amostra.

3.8 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO

A metodologia de dimensionamento da estrutura dos pavimentos se deu através do modelo proposto pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza, considerando a presença ou não de solo estabilizado. A análise mecanicista da estrutura teve como base de referência os dados dimensionados, os ensaios de Módulo de Resiliência e o emprego do *software ELYM5*, considerando a presença ou não de solo estabilizado.

A predominância das vias não pavimentadas no município de Ribeirão das Neves/MG são de características locais, classificadas como tipo V-2, segundo Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP), com até uma linha de ônibus (tráfego leve), com volume médio diário de 101 a 400 veículos leves e 21 a 100 ônibus e caminhões.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

A caracterização geotécnica dos solos foi realizada nas doze amostras deformadas de solos da unidade PVA46 e os resultados dos ensaios de caracterização, compactação com medida de expansão e com CBR e Método das pastilhas para identificação expeditas de solos tropicais, são apresentados e discutidos na sequência:

4.1.1 Análise Granulométrica do Solo

As amostras indicaram serem solos finos e grãos menores que 0,074mm (cerca de 43% a 85% de silte e argila). A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas das amostras.

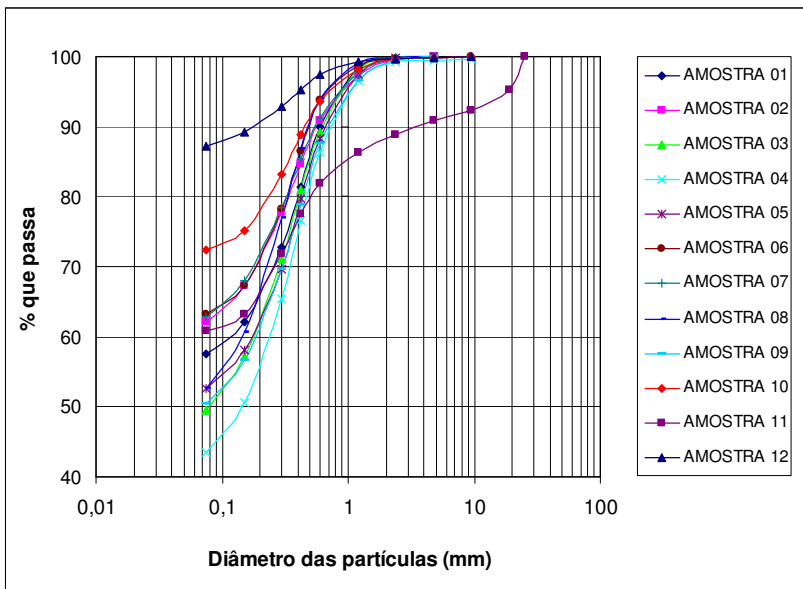


Figura 4.1 – Curva granulométrica das amostras coletadas – Ensaio de granulometria por peneiramento.

4.1.2 Limites Físicos de Atterberg

Os resultados encontrados para as determinações dos limites físicos do solo indicaram valores de LL entre 30 a 60%, e IP entre 6 a 21%, onde os valores encontrados indicam solo plástico, de constituição fina.

4.1.3 Compactação

O valor médio da massa específica aparente máxima seca para o solo foi de 15,64 kN/m³ e umidade ótima entre 16,2% e 28,6% para energia normal de compactação, determinado através da moldagem de cinco corpos de prova com variação da umidade.

4.1.4 Capacidade de Suporte e expansão

Foi verificada uma variação de ISC de 2,4% a 10,9%. Nesta fase foi realizado ensaio em um corpo de prova por amostra, na energia normal de compactação. A Figura 4.2 apresenta os valores relativos à expansão das amostras.

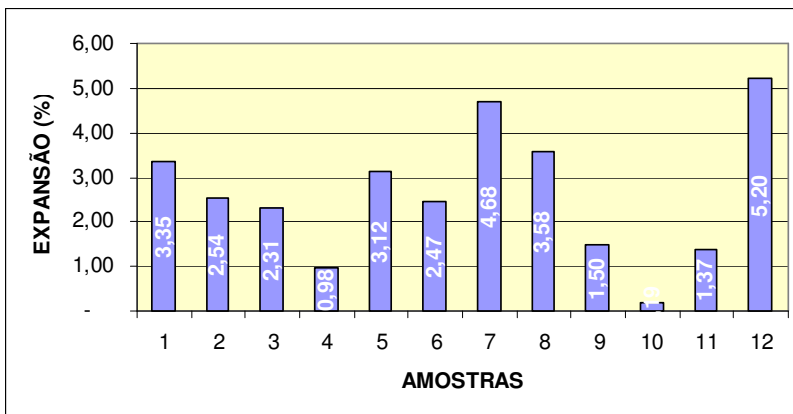


Figura 4.2 – Expansão das amostras sem adição da cal.

A NBR 7207/82 estabelece que os solos para subleito devem apresentar valores de expansão de até 2%; para sub-base, até 1%. Os resultados obtidos (Tabela 4.1) demonstram que a exceção das amostras 04, 09, 10 e 11, todas as demais são impróprias para a aplicação em camada final de terraplanagem.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização e compactação com CBR e expansão

Amostra	GRANULOMETRIA PASSADO #				IND. FÍSICOS	UMID.	MEASm	CBR	EXP.	IG	HRB		
	%												
	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200									
1	100	99,9	81,4	57,6	34,0	25,3	8,7	16,9	16,98	6,5	3,35	5	A - 4
2	100	99,6	84,7	62,2	42,2	31,2	11,0	17,8	15,63	4,7	2,54	7	A-7-6
3	100	99,9	80,9	49,6	39,4	32,9	6,5	20,3	14,50	5,9	2,31	3	A - 4
4	99,5	99,2	76,6	43,4	30,7	23,5	7,2	17,1	16,15	10,9	0,98	2	A - 4
5	100	99,9	79,7	52,7	35,3	24,5	10,8	17,4	16,17	4,7	3,12	4	A - 4
6	99,9	99,7	86,4	63,3	35,5	27,6	7,9	16,2	15,88	3,9	2,47	6	A - 4
7	100	99,9	85,4	62,8	34,6	27,3	7,3	17,5	15,49	2,7	4,68	6	A - 4
8	100	99,9	86,8	52,6	35,4	28,0	7,4	17,2	15,96	3,7	3,58	3	A - 4
9	100	99,5	78,8	50,5	41,6	27,3	14,3	16,2	16,62	9,2	1,50	5	A-7-6
10	99,8	99,7	88,8	72,3	60,8	40,7	20,1	28,6	14,16	8,2	0,19	15	A-7-6
11	90,9	88,9	77,5	60,8	54,9	33,5	21,4	21,3	15,17	7,9	1,37	12	A-7-6
12	99,9	99,7	95,2	87,2	36,9	28,6	8,3	24,1	14,95	2,4	5,20	7	A-7-6

Nota: Amostras coletadas em Ribeirão das Neves,
Unidade Geológica PVA46.

4.1.5 Classificação MCT - Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais

A classificação dos solos através do método das pastilhas foi aplicada nas doze amostras, sendo moldadas três pastilhas para cada amostra de solo, de forma a permitir a determinação da contração diametral e a penetração da agulha. A exceção da amostra 10, todas as demais foram classificadas como não laterítica, conforme pode ser observado na Tabela 4.2.

A Figura 4.3 mostra: (a) secagem das amostras dentro da estufa e a contração diametral; (b) amostras organizadas após a secagem; (c) a saturação da amostra para o ensaio de penetração e (d) o ensaio de penetração com auxílio do Penetrômetro Universal.

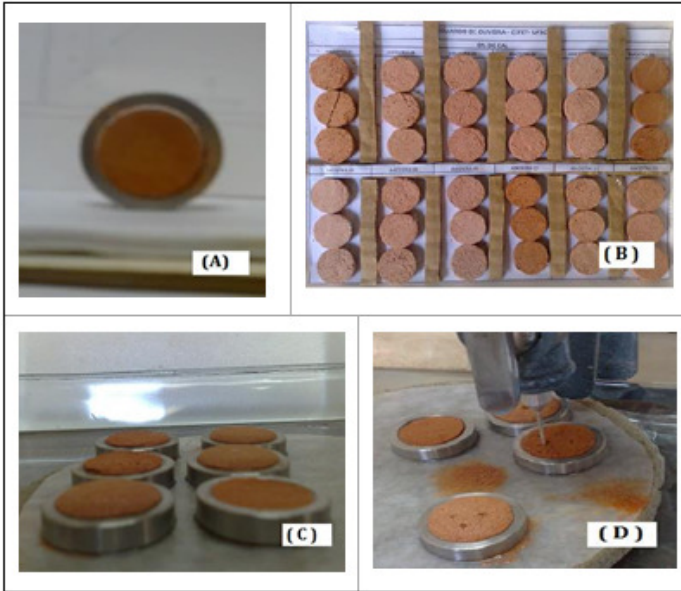


Figura 4.3 – Ensaio das pastilhas.

Tabela 4.2 – Método das Pastilhas – Classificação expedida de solos tropicais

Amostra	Penetração (mm)	Cont diametral (mm)	Classificação MCT
1	4,89	0,32	NS'-NA'
2	6,00	0,62	NS'-NA'
3	6,23	0,53	NS'-NA'
4	5,53	0,43	NS'-NA'
5	6,26	0,61	NS'-NA'
6	6,24	0,49	NS'-NA'
7	5,98	0,42	NS'-NA'
8	5,86	0,32	NS'-NA'
9	6,19	0,34	NS'-NA'
10	0,44	0,77	LA'
11	2,03	0,93	NA'/(NG'-NS')
12	6,29	0,38	NS'-NA'

A determinação dos ensaios das amostras 02, 05, 07, 08 e 12, para a continuidade dos ensaios, se apoiou na classificação MCT, de solos não lateríticos, definidos como NS'-NA', representando a maioria das 12 amostras de solos estudados. Outros critérios determinantes na escolha foram: (a) a baixa capacidade de suporte, variando de 2,4 a 4,7%; (b) a elevada expansão, variando de 2,54 a 5,20%; (c) características geotécnicas semelhantes; (d) redução de custos e (e) redução do prazo de realização dos ensaios.

4.2 DOSAGEM DAS MISTURAS DE SOLO E CAL

4.2.1 Método das Pastilhas

A Tabela 4.3 apresenta os valores de penetração e contração diametral.

Tabela 4.3 - Ensaio de penetração e contração diametral

AMOSTRA	% de adição da CAL				% de adição da CAL			
	0%	2%	4%	6%	0%	2%	4%	6%
	Penetração (mm)				Contração diametral (mm)			
02	6,00	6,26	2,68	0,68	0,62	0,48	0,34	0,53
05	6,26	6,23	1,91	0,92	0,61	0,53	0,37	0,39
07	5,98	3,28	0,98	0,53	0,42	0,92	0,83	0,83
08	5,86	1,24	1,03	0,87	0,32	0,68	0,49	0,62
12	6,29	6,23	1,44	1,80	0,38	0,33	0,31	0,51

A adição do teor de 2% da cal causou uma pequena redução na penetração da agulha durante a execução dos ensaios. Somente os teores de 4% e 6% de adição da cal concentraram a maioria das amostras acima, conforme pode ser observado na linha que separa solos de comportamento lateríticos e não lateríticos (Figura 4.4).

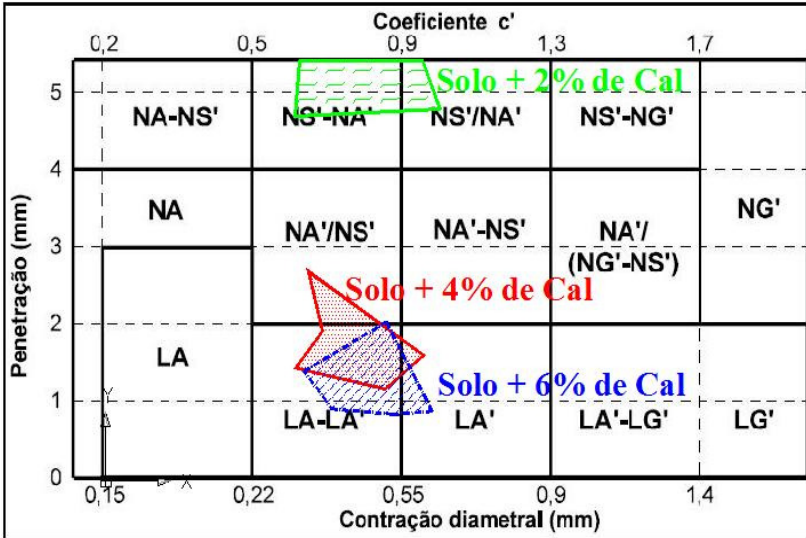


Figura 4.4 – Classificação das amostras baseada na Carta de classificação MCT.

Fonte: Adaptado de Nogami e Vilibor, 1994.

Para as 5 amostras analisadas, a adição do teor de 4% da cal, permitiu classificar todas as amostras, exceto a 02, como sendo solos de comportamento laterítico. Para a adição de 6% de cal, todas as foram classificadas como sendo de comportamento laterítico.

A Tabela 4.4 apresenta a classificação expedita das amostras, segundo a metodologia MCT.

Tabela 4.4 – Classificação MCT das amostras

AMOSTRA	% de adição da CAL			
	0%	2%	4%	6%
	Classificação MCT			
02	NS'/NA'	NS'-NA'	NA'/NS'	LA-LA'
05	NS'/NA'	NS'-NA'	LA-LA'	LA-LA'
07	NS'-NA'	NA'/(NG'-NS')	LA'	LA'-LA'
08	NS'-NA'	LA'	LA-LA'	LA-LA'
12	NS'-NA'	NA-NS'	LA-LA'	LA/LA'

4.2.2 Método *Lime Fixation Point* (LFP)

A Tabela 4.5 apresenta os valores obtidos para as amostras 02, 05, 07,08 e 12 para os ensaios de Limite de Plasticidade.

Tabela 4.5 - Limites de Plasticidade para os teores de 0 a 5% de adição da cal

AMOSTRA	% DE ADIÇÃO DA CAL					
	0	1	2	3	4	5
02	30,3	28,3	29,5	27,5	26,7	26,8
05	25,2	22,2	23,9	24,2	23,6	23,1
07	25,8	26,4	26,6	26,4	26,3	26,2
08	28,0	22,3	22,6	21,7	21,6	21,7
12	28,6	31,0	31,1	31,3	31,8	31,7

A Figura 4.5 mostra o comportamento das amostras nos ensaios de LFP, 24 horas após a mistura. Verifica-se nas amostras 02 e 08 uma pequena elevação na plasticidade ao teor de 2% de adição da cal, sendo que para a amostra 08, isto foi confirmado pelo método das pastilhas, porém o mesmo não se confirmou no ensaio da amostra 02.

A amostra 05 apresentou a maior plasticidade aos 3% de adição da cal. A amostra 07, não apresentou variação expressiva na plasticidade. A amostra 12 teve sua plasticidade mais elevada com a adição de 4% no teor da cal. Em todas as amostras as variações na plasticidade foram pequenas, não demonstrando com clareza o LFP, a aplicabilidade desta metodologia.

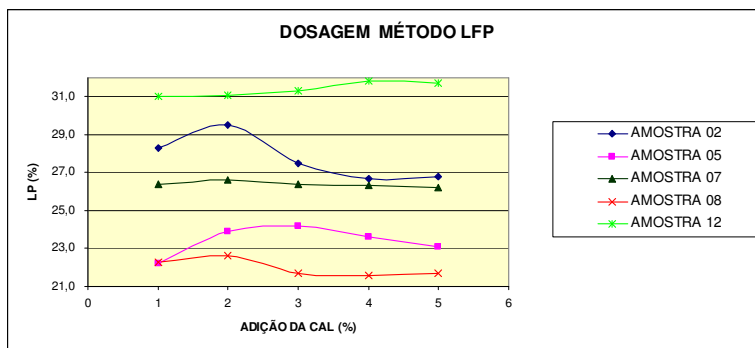


Figura 4.5 - Curva de plasticidade das amostras.

4.2.3 Método de Eades e Grim - pH

Foram realizados ensaios utilizando os seguintes teores de dosagem da cal: 0%, 1%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6% e 7%. A Tabela 4.6 apresenta valores obtidos através dos ensaios de pH, para dosagem das amostras 02, 05, 07, 08 e 12.

Tabela 4.6 - Dosagem do solo melhorado com cal – Método do pH

Amostra	% CAL							
	0	1	2	3	4	5	6	7
02	5,43	12,43	12,75	12,79	12,79	12,79	12,79	12,79
05	7,26	12,35	12,71	12,74	12,74	12,74	12,74	12,74
07	5,32	12,64	12,74	12,75	12,76	12,76	12,76	12,76
08	5,39	12,43	12,66	12,72	12,72	12,72	12,72	12,72
12	6,44	11,66	11,90	11,95	11,95	11,95	11,95	11,95

A Figura 4.6 apresenta os resultados do ensaio de pH. As amostras 02, 05 e 08 atingiram o pH de 12,4 com adição de 1% da cal, a amostra 07 ultrapassou este limite com 1% de adição da cal. Para a amostra 12 não foi alcançado o pH de 12,4 a nenhum dos teores analisados.

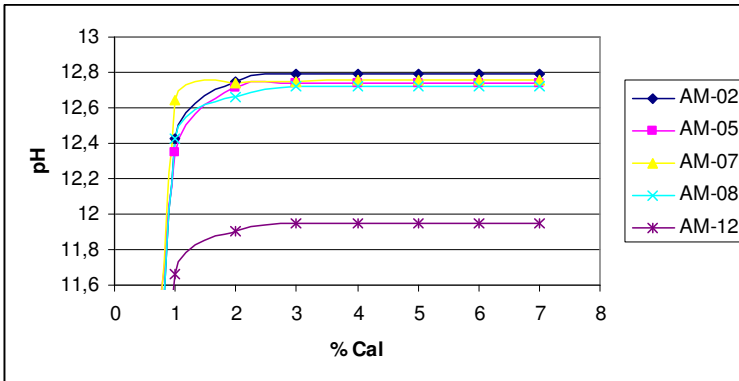


Figura 4.6 - Dosagem Método Eades e Grim – pH

Conforme já observado por Herrin e Mitchell (1968), os ensaios realizados nas amostras apontaram imprecisões nos resultados, quando se empregou os métodos de dosagem do pH ou da plasticidade (LFP), sendo que a melhor alternativa é testar a mistura.

4.2.4 Escolha do teor de adição da cal

A Tabela 4.7 apresenta os teores indicados pelos três métodos de dosagem do teor de cal utilizado na pesquisa. O teor definido como ideal poderia ser calculado a partir da média dos teores indicados em cada um dos métodos analisados.

Tabela 4.7 – Resumo do teor de adição da Cal

Amostra	Teor de adição da cal (%)			Médio
	Método das Pastilhas	Método L.F.P.	Método do pH	
02	6	2	3	3,7
05	4	3	3	3,3
07	4	2	3	3,0
08	2	2	3	2,3
12	4	4	3	3,7

Entretanto, devido a elevada variação dos resultados indicados nos três métodos de dosagem, optou-se em desenvolver os ensaios de Expansão e CBR nas amostras com teores de 2%, 4% e 6%. Para os ensaios de resistência à compressão, optou-se por realizar os ensaios com teor de 4% de cal.

4.3 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS MISTURAS DE SOLO E CAL

4.3.1 Compactação e umidade

Os ensaios de compactação foram executados 24 horas após a mistura de solo, cal e água, sendo que as misturas foram hermeticamente fechadas e armazenadas em sacos plásticos.

As curvas de compactação das amostras na energia intermediária estão apresentadas na Figura 4.7. Todas as amostras apresentaram aumento no teor de ótimo de umidade em função do aumento do percentual da cal. A massa específica aparente seca máxima reduziu quando do aumento do teor da cal, a exceção da amostra 05 que teve seu valor elevado ao teor de 4% de adição da cal.

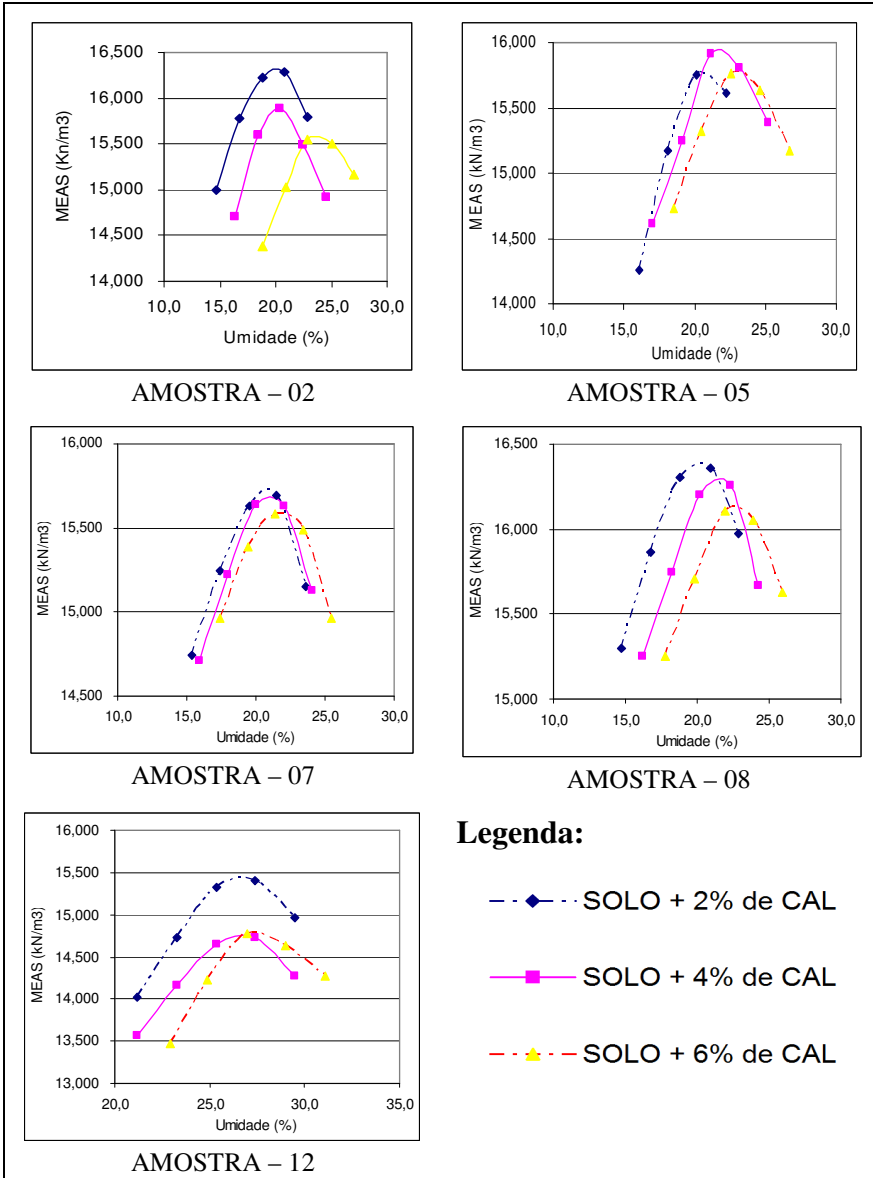


Figura 4.7 - Curva de compactação das misturas de solo-cal.

4.3.2 Resistência à Compressão Simples

Para o ensaio de resistência à compressão simples, foram moldados 02 corpos de prova por amostra. Os corpos de prova com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, foram moldados no laboratório de solos do DER-MG. Empregou-se energia de compactação intermediária.

Na Figura 4.8 estão mostradas as etapas de preparação das amostras e a cal utilizada (a), pesagem das amostras (b), pesagem da cal (c), adição de água (d) e a homogeneização da amostra (e).



Figura 4.8 - Preparação das amostras.

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios se deu da seguinte forma:

- a) 10 corpos de prova de solos puros, compactados na energia de compactação intermediária, umidade ótima, sendo duas unidades para cada amostra selecionada;
- b) 30 corpos de prova de solos com adição de 4% de cal, compactados na energia de compactação intermediária, umidade ótima, sendo 6 unidades para cada amostra selecionada (2 para cada idade; 7, 28 e 90 dias de cura).

A Figura 4.9 mostra as etapas da moldagem dos corpos de prova: compactação da amostra (a), rasamento do corpo de prova (b), corpo de prova compactado no cilindro e a coleta de cápsulas para determinação da umidade da amostra (c), extração do corpo de prova (d), corpo de prova moldado (e) e corpos de prova acondicionados em sacos plásticos (f).



Figura 4.9 - Etapas da moldagem dos corpos de prova.

Os ensaios de resistência à compressão simples, foram realizados na prensa universal de ensaios, marca EMIC DL 30000, automática e micro processada, na velocidade de 5 mm/ min. e com capacidade para até 300 kN, devidamente aferida e calibrada (Figura 4.10).



Figura 4.10 - Prensa universal de ensaios, marca EMIC DL 30000.

Independentemente da existência ou não da cal e a idade do corpo de prova, as amostras mantiveram a mesma característica de ruptura, conforme pode ser visto na Figura 4.11: (a) corpo de prova solo puro, amostra 5; (b) corpo de prova solo + 4% cal, amostra 5, idade 7 dias de cura; (c) corpo de prova solo + 4% cal, amostra 5, idade 28 dias de cura e (d) corpos de prova após o ensaio.

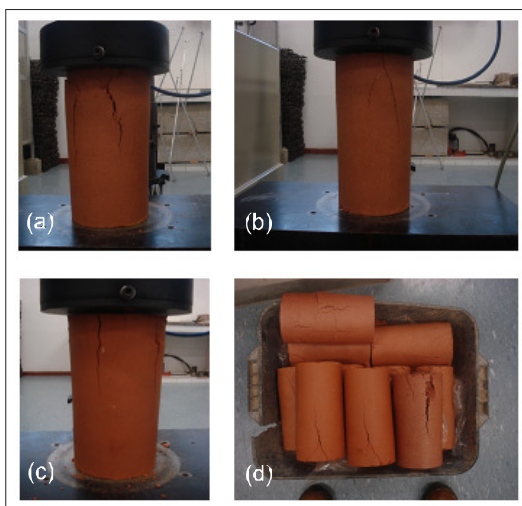


Figura 4.11 - Corpos de prova das amostras.

Todas as amostras demonstraram ganho de resistência com a adição da cal quando ensaiadas a compressão simples, conforme pode ser observado na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 - Resultados dos ensaios de Resistência à compressão simples (em MPa)

AMOSTRA	SOLO PURO			SOLO+4% DE CAL- 07 DIAS			SOLO+4% DE CAL- 28 DIAS		
	Tensão (Mpa)			Tensão (Mpa)			Tensão (Mpa)		
	CP-1	CP-2	Média	CP-1	CP-2	Média	CP-1	CP-2	Média
02	0,291	0,222	0,257	0,516	0,529	0,523	0,867	0,887	0,877
05	0,225	0,180	0,203	0,441	0,449	0,445	0,862	0,774	0,818
07	0,277	0,229	0,253	0,490	0,528	0,509	0,797	0,811	0,804
08	0,354	0,315	0,335	0,900	0,959	0,930	1,139	1,278	1,209
12	0,175	0,206	0,191	0,324	0,402	0,363	0,511	0,463	0,487

Os resultados apontam para:

- na amostra 02 houve um ganho de 104% e 242% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;
- na amostra 05 houve um ganho de 120% e 304% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;
- na amostra 07 houve um ganho de 101% e 218% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;
- na amostra 08 houve um ganho de 178% e 261% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;
- na amostra 12 houve um ganho de 91% e 156% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal.

Conforme ilustrado na Figura 4.12, é possível observar que para as amostras 02, 05 e 07, existe uma tendência de ganho maior de resistência aos 28 dias de cura, quando comparada às amostras 08 e 12.

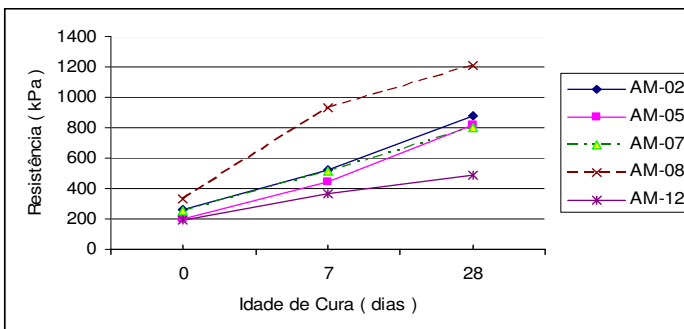


Figura 4.12 - Resistência a Compressão Simples.

Para a variação percentual de resistência, a amostra 05 demonstrou mais sensível aos efeitos da adição da cal, atingindo ganho

de 304% aos 28 dias de cura, quando comparada com a mesma sem a adição da cal (Figura 4.13).

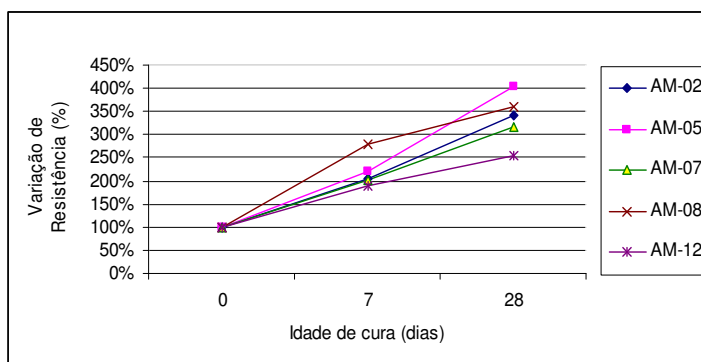
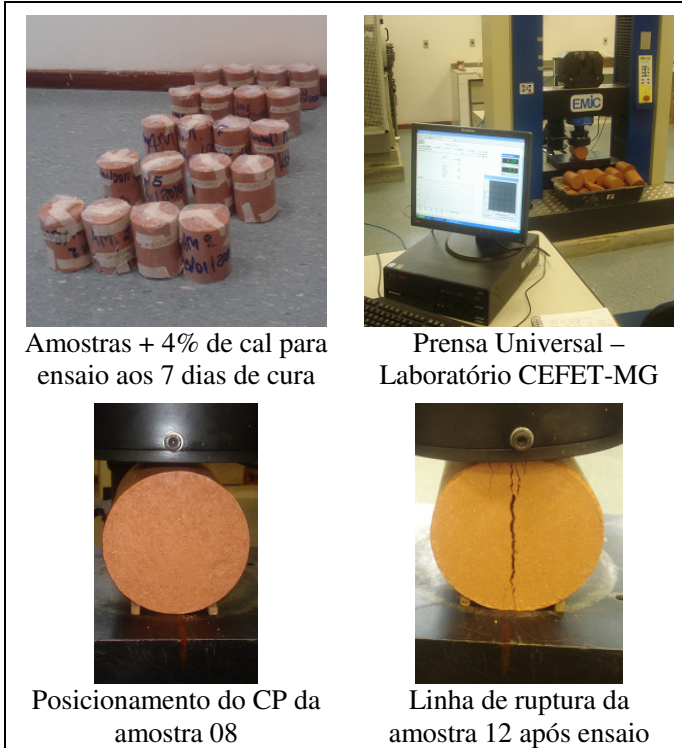


Figura 4.13 - Percentual de variação de Resistência a Compressão Simples.

4.3.3 Resistência à Tração por compressão diametral

Para a determinação da resistência à tração por compressão diametral, foram moldados 4 corpos de prova, para cada idade. Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral, foram realizados na prensa universal de ensaios no laboratório do CEFET-MG.

Independentemente da existência ou não da cal e a idade do corpo de prova as amostras mantiveram a mesma característica de ruptura, conforme pode ser visto na Figura 4.14: corpo de prova solo puro, amostra 05 (a), corpo de prova solo + 4% cal, amostra 05, idade 7 dias de cura (b), corpo de prova solo + 4% cal, amostra 05, idade 28 dias de cura (c) e corpos de prova após o ensaio.



Amostras + 4% de cal para ensaio aos 7 dias de cura

Prensa Universal – Laboratório CEFET-MG

Posicionamento do CP da amostra 08

Linha de ruptura da amostra 12 após ensaio

Figura 4.14 – Ensaio de compressão diametral.

A Tabela 4.9 apresenta os resultados de resistência à tração por compressão diametral.

Tabela 4.9 - Ensaio de Resistência à tração por compressão diametral (KPa)

AMOSTRA	SOLO PURO					SOLO + 4% de CAL (7 dias de cura)					SOLO + 4% de CAL (28 dias de cura)				
	CP-1	CP-2	CP-3	CP-4	Média	CP-1	CP-2	CP-3	CP-4	Média	CP-1	CP-2	CP-3	CP-4	Média
02	46,5	43,0	40,0	46,5	44,0	106,7	110,7	104,1	103,6	106,3	154,7	175,9	191,1	194,1	179,0
05	19,2	18,2	22,3	19,2	19,7	80,9	91,5	--	93,5	88,6	136,5	128,9	147,6	134,0	136,8
07	32,9	30,4	26,9	30,4	30,1	75,9	81,4	73,8	72,3	75,8	102,8	108,3	135,3	111,9	114,6
08	33,9	32,9	31,4	28,3	31,6	141,0	141,0	138,5	136,0	139,1	190,6	181,5	166,8	184,0	180,7
12	40,0	40,0	37,9	36,5	38,6	75,8	76,3	80,9	78,4	77,8	97,4	113,4	119,1	99,2	107,3

Os resultados apontam para:

- a) na amostra 02 houve um ganho de 142% e 307% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;

- b) na amostra 05 houve um ganho de 350% e 594% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;
- c) na amostra 07 houve um ganho de 152% e 281% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;
- d) na amostra 08 houve um ganho de 340% e 472% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal;
- e) na amostra 12 houve um ganho de 102% e 178% de resistência respectivamente aos 7 e 28 dias de cura com adição de 4% de cal.

Conforme ilustrado na Figura 4.15, é possível observar que para as amostras 02 e 05 uma tendência de ganho maior de resistência aos 28 dias de cura, quando comparada as amostras 07, 08 e 12.

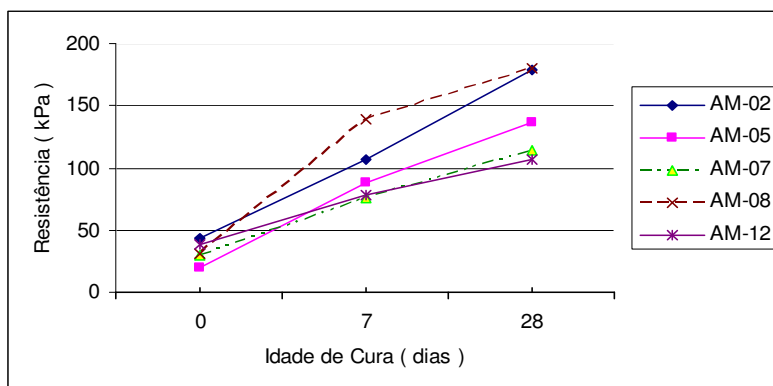


Figura 4.15 - Curva de Resistência a tração por compressão Diametral.

Para a variação percentual de resistência a amostra 05 demonstrou mais sensível aos efeitos da adição da cal, atingindo ganho de 697% aos 28 dias de cura, quando comparada com a mesma sem a adição da cal.

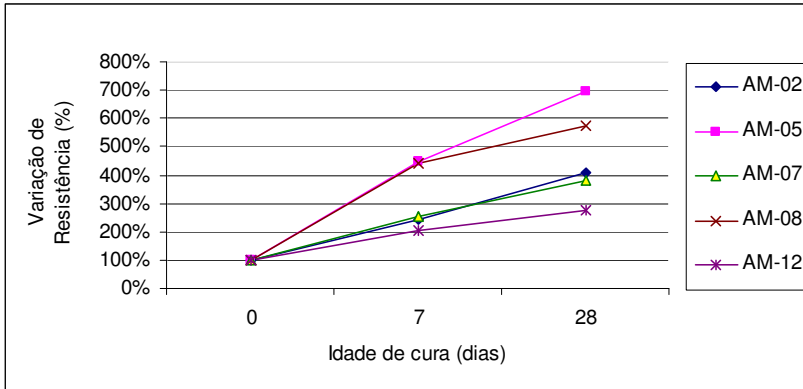


Figura 4.16 - Percentual de variação de Resistência a tração.

Todas as amostras apresentaram ganho de resistência quando adicionada a cal e durante o período de cura.

Tabela 4.10 – Relação entre a Resistência à Tração e Resistência a Compressão Simples

AMOSTRA	SOLO PURO			SOLO+4% DE CAL- 7 DIAS			SOLO+4% DE CAL- 28 DIAS		
	Tensão (Mpa)		RT / RCS	Tensão (Mpa)		RT / RCS	Tensão (Mpa)		RT / RCS
	RCS	RT		RCS	RT		RCS	RT	
02	0,257	0,0440	0,17	0,523	0,1063	0,20	0,882	0,1790	0,20
05	0,203	0,0197	0,10	0,445	0,0886	0,20	0,796	0,1368	0,17
07	0,253	0,0301	0,12	0,509	0,0758	0,15	0,808	0,1146	0,14
08	0,335	0,0316	0,09	0,930	0,1391	0,15	1,243	0,1807	0,15
12	0,191	0,0386	0,20	0,363	0,0778	0,21	0,475	0,1073	0,23

A adição da cal ao solo puro propiciou um ganho significativo, tanto na resistência à compressão, quanto na resistência à tração. Após a adição da cal, verificou-se um crescimento na relação entre a resistência à tração e a resistência à compressão, fato esse explicado pela cimentação das partículas do solo, através da adição da cal, permanecendo praticamente inalterada nas idades de cura de 7 e 28 dias. (Tabela 4.10 e Figura 4.17).

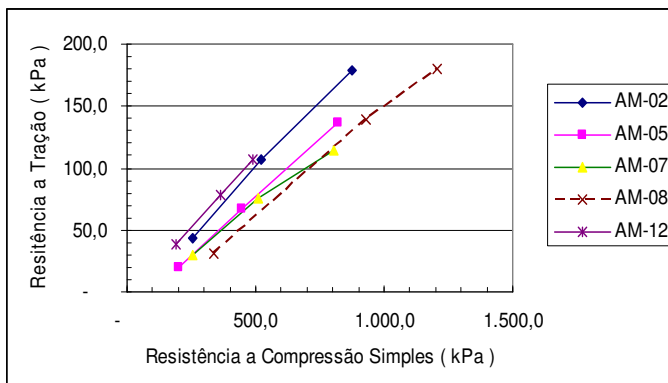


Figura 4.17 - Curva de Resistência a Tração x Resistência a Compressão Simples.

4.3.4 Expansão e *California Bearing Ratio (CBR)*

Os ensaios de expansão e CBR, realizados segundo as especificações do DNIT, Norma DNER-ME 49/94. Os corpos de prova foram moldados na energia intermediária de compactação.

Para determinação da capacidade de suporte e a expansão das amostras foram moldados um total de 90 corpos de prova, sendo 18 por amostra. Os teores de adição da cal foram de 2%, 4% e 6%, e para cada teor, foram ensaiados 2 corpos de prova nas idades de 7, 28 e 90 dias de cura. Os corpos de prova ficaram armazenados em câmara úmida até 4 dias antes dos ensaios, quando foram transferidos para o tanque de saturação. A Tabela 4.11 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 4.11 - Características mecânicas dos solos

AMOSTRA	IDADE DE CURA (Dias)	ADIÇÃO DE CAL (%)	UMID. (%)	MEASm (%)	CBR (%)	EXP. (%)
2	7	2	20,2	1,631	20,9	1,60
		4	20,3	1,588	48,9	1,60
		6	23,8	1,560	60,9	1,25
	28	2	20,2	1,631	27,8	1,65
		4	20,3	1,588	52,8	1,25
		6	23,8	1,560	60,8	1,10
	90	2	20,2	1,631	29,2	1,45
		4	20,3	1,588	56,9	1,10
		6	23,8	1,560	66,4	1,00
5	7	2	20,7	1,578	19,8	2,45
		4	21,9	1,596	35,2	2,50
		6	23,1	1,578	44,6	2,30
	28	2	20,7	1,578	27,6	1,65
		4	21,9	1,596	52,5	1,45
		6	23,1	1,578	65,1	1,25
	90	2	20,7	1,578	32,5	0,75
		4	21,9	1,596	60,9	1,25
		6	23,1	1,578	85,0	1,00
7	7	2	20,9	1,571	28,0	3,00
		4	21,0	1,569	44,2	2,25
		6	21,8	1,558	58,9	1,50
	28	2	20,9	1,571	29,5	1,70
		4	21,0	1,569	45,1	1,20
		6	21,8	1,558	57,8	0,95
	90	2	20,9	1,571	33,4	0,85
		4	21,0	1,569	52,2	1,15
		6	21,8	1,558	58,1	0,35
8	7	2	20,2	1,638	24,7	3,00
		4	21,6	1,628	42,2	1,60
		6	22,6	1,614	63,1	1,40
	28	2	20,2	1,638	29,8	1,30
		4	21,6	1,628	44,6	1,40
		6	22,6	1,614	65,3	1,10
	90	2	20,2	1,638	33,9	1,70
		4	21,6	1,628	60,7	0,90
		6	22,6	1,614	78,8	0,85
12	7	2	26,7	1,544	16,4	3,90
		4	26,8	1,475	36,4	2,05
		6	27,6	1,481	52,1	1,30
	28	2	24,1	1,495	25,1	3,55
		4	26,8	1,475	43,1	2,10
		6	27,6	1,481	53,2	1,05
	90	2	24,1	1,495	26,2	2,40
		4	26,8	1,475	47,6	1,45
		6	27,6	1,481	56,3	0,70

As Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 demonstram ganho significativo na capacidade de suporte do solo, quando adicionado a cal. Observa-se que tanto o aumento de teor de adição da cal quanto o tempo de cura tem relação direta com o crescimento da capacidade de suporte.

Aos 7 dias de cura a capacidade de média de suporte das amostras, medida através do CBR passou de 4% para 23% com adição de 2% de cal, para 43% com adição de 4% de cal e chegando a 57% para uma adição de 6% da cal.

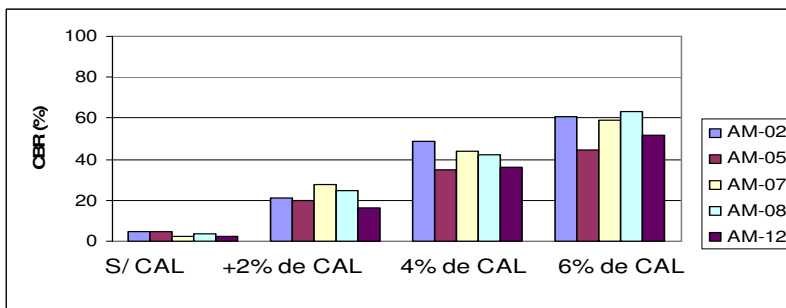


Figura 4.18 - Evolução da capacidade de suporte aos 7 dias de cura.

Aos 28 dias de cura, a capacidade de média de suporte das amostras, com adição de 2% de cal, passou para 29%, com adição de 4% da cal passou para 49% chegando a 62% para uma adição de 6% da cal, o que representa um ganho médio de 15% na capacidade de suporte da mistura, decorrente do período de cura.

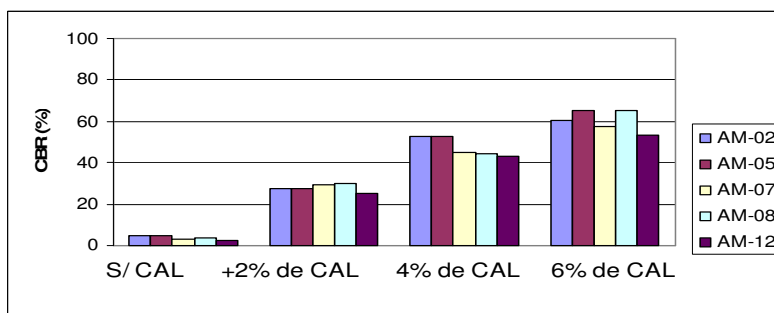


Figura 4.19 - Evolução da capacidade de suporte aos 28 dias de cura.

Aos 90 dias de cura, a capacidade de média de suporte das amostras, com adição de 2% de cal, passou para 32%, com adição de 4% da cal passou para 58% chegando a 72% para uma adição de 6% da cal, o que representa um ganho médio de 15% na capacidade de suporte da

mistura quando comparada com a idade de cura de 28 dias e um ganho médio de 33% quando comparada com a idade de sete dias.

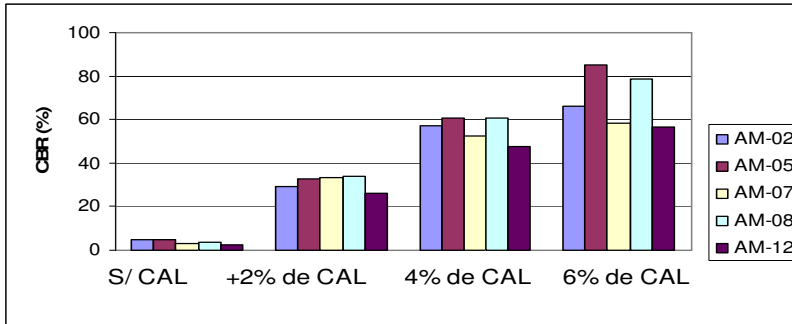


Figura 4.20 - Evolução da capacidade de suporte aos 90 dias de cura.

A variação do teor de cal de 2% para 4% elevou o CBR médio dos solos estudados de 27% para 48% o que representa um ganho de resistência de 78% com acréscimo de apenas 2% na adição da cal. Para o teor de 6% a resistência média atingiu um CBR de 62% o que representa um ganho de resistência de 29% em relação ao teor de 4%. É possível afirmar então, que com a adição de 3% de cal, todas as amostras atingiriam um CBR superior a 20%, podendo o material ser empregado como camada de sub-base.

Conforme pode ser observado nas Figuras 4.21, 4.22 e 4.23, todas as amostras demonstraram redução de expansão com a adição da cal e tempo de cura. Com adição de 2% de cal, na idade de cura de 7 dias as amostras 05, 07, 08 e 12 não atingiram expansão inferior a 2%. A amostra 12 teve sua expansão reduzida de 5,2% para 2,4% aos 90 dias de cura.

Com a adição de 4% de cal todas as amostras, atingiram expansão inferior a 2%. A amostra 12 atingiu a expansão de 1,45% aos 90 dias de cura, (ver Figura 4.20). Para a adição de 6% de cal, verificou-se uma redução de expansão maior que a adição de 4%.

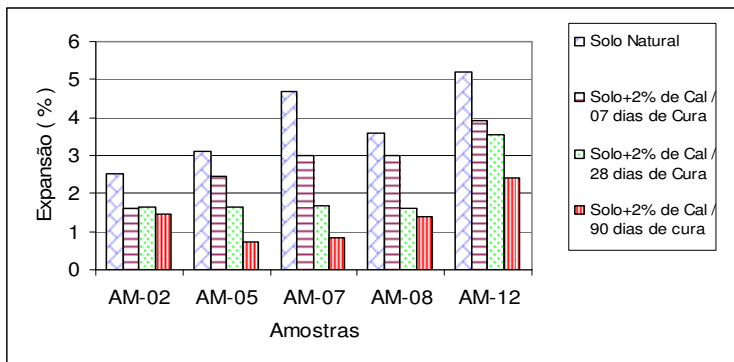


Figura 4.21 - Expansão das amostras de solo natural e adição de 2% de cal.

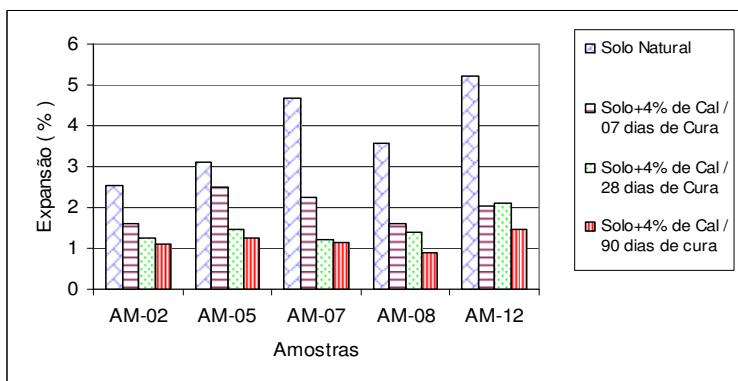


Figura 4.22 - Expansão das amostras de solo natural e adição de 4% de cal.

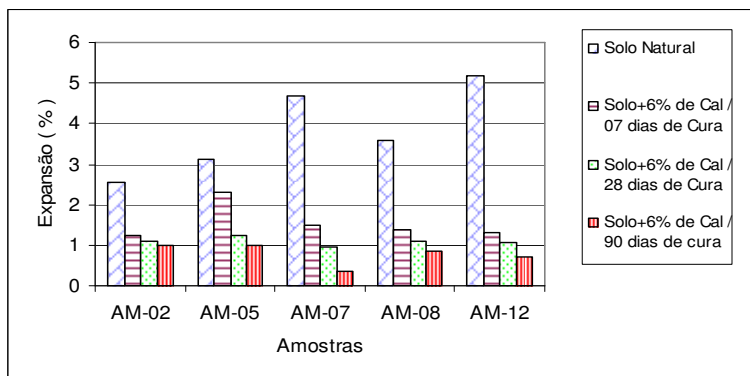


Figura 4.23 - Expansão das amostras de solo natural e adição de 6% de cal.

Conforme observado nas Figuras 4.21, 4.22 e 4.23, a redução da expansão para atendimento as especificações técnicas para subleito, ocorreram, tanto com a adição da cal no percentual de 4%, quanto no percentual de 6%, gerando expansões inferiores a 2%, aos 90 dias de cura. Com exceção da amostra 12, para todas as demais, a adição de 3% de cal reduz a expansão menor que 2%.

4.3.5 Comportamento resiliente da mistura solo-cal

4.3.5.1 Características do ensaio realizado

Para a execução dos ensaios de comportamento triaxial de cargas repetidas, foram moldados um total de 30 corpos de prova na energia intermediária de compactação e umidade ótima, sendo 6 corpos de prova para cada uma das 5 amostras:

- 2 CPs moldados sem adição da cal;
- 2 CPs moldados com adição de 4% de cal, ensaiados aos 7 dias de cura;
- 2 CPs moldados com adição de 4% de cal, ensaiados aos 28 dias de cura.

A Figura 4.24 ilustra o modelo esquemático do carregamento cíclico aplicado e dos deslocamentos verticais dos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

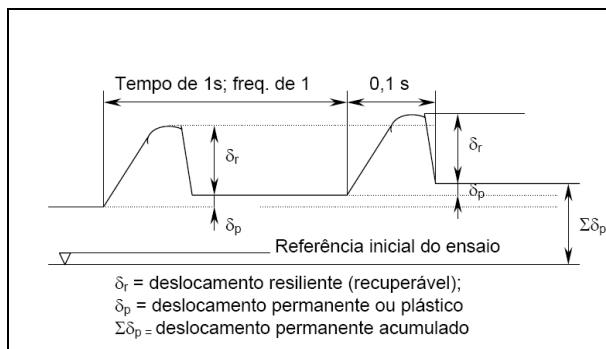


Figura 4.24 – Esquema do carregamento cíclico aplicado.

Fonte: Medina e Motta, 2005.

Os ensaios Triaxial de cargas repetidas foram executados no Laboratório de Estudos Especiais Dinâmicos do DER-MG, sendo utilizado o equipamento fabricado pela SIGEO Ltda. (Figura 4.25).

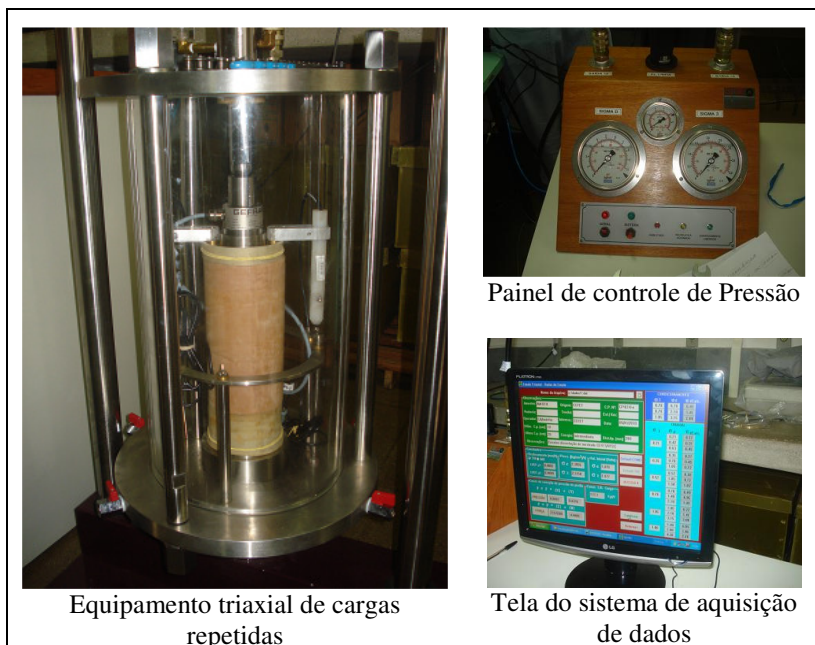


Figura 4.25 - Equipamento Triaxial de cargas Repetidas
Fonte: Laboratório de Estudos Especiais Dinâmicos de DER-MG.

Os ensaios foram realizados empregando a Norma DER-ME 131/94 – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência.

A Figura 4.26 ilustra a tela do sistema de aquisição de dados. A cada aplicação de tensão desvio, a deformação axial tem uma parcela pequena de natureza plástica ϵ_p (permanente) e a parcela de deformação elástica ϵ_r (recuperável).

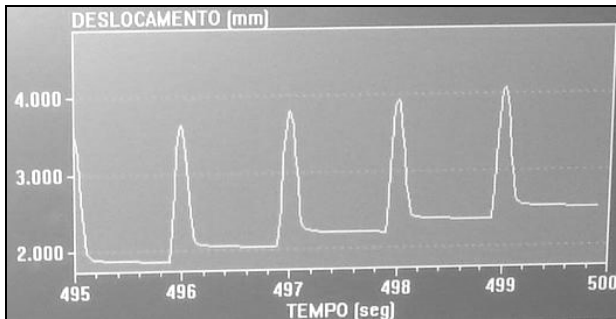


Figura 4.26 - Gráfico gerado pelo equipamento Triaxial de cargas repetidas do DER-MG.

Durante a execução dos ensaios foram necessárias adaptações na fase de condicionamento das amostras, limitando a tensão confinante a 0,051MPa e a tensão desvio a 0,103MPa, considerando a capacidade limite dos corpos de provas das amostras sem a adição da cal e sua respectiva deformação.

Os ensaios nas amostras sem adição da cal, foram interrompidos antes da aplicação total da tensão desvio prevista, pois havia iminência de ruptura. Para as amostras com 7 dias de cura e adição de 4% da cal, houve melhora significativa do comportamento, e nas amostras com 28 dias de cura com adição de 4% da cal suportaram todas as tensões previstas.

4.3.5.2 Resultados obtidos

A Tabela 4.12 apresenta os valores modulares da amostra 02, enquanto a Figura 4.27 ilustra a plotagem dos resultados em função da tensão do desvio.

Tabela 4.12 - Módulo resiliente – Amostra 02

σ_d	Solo Natural	Solo + 4% de Cal	
		7 dias de Cura	28 dias de Cura
(Mpa)	$MR=9,1 \sigma_d^{-0,7771}$ $R^2 = 0,9248$	$MR=76,65\sigma_d^{-0,2991}$ $R^2 = 0,5524$	$MR=239,5\sigma_d^{-0,044}$ $R^2 = 0,0191$
0,021	183	243	284
0,034	126	211	278
0,041	109	199	276
0,051	92	187	273
0,062	79	176	271
0,069	73	171	269
0,103	53	151	265
0,137	43	139	261
0,155	39	134	260
0,206	31	123	257
0,275	25	113	253
0,309	23	109	252
0,412	18	100	249

Para um valor de tensão desvio de 0,1 MPa, a amostra de solo natural apresenta um valor de MR = 53 MPa. Com a adição da cal no teor de 4%, passou para 151 MPa aos 7 dias de cura, e para 265 MPa aos 28 dias de cura.

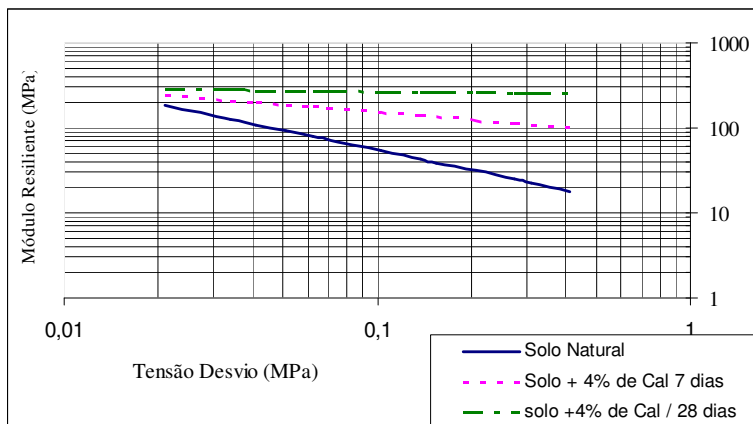


Figura 4.27 - Comportamento Resiliente – Amostra 02.

A Tabela 4.13 apresenta os valores modulares da amostra 05.

Tabela 4.13 - Módulo resiliente – Amostra 05

σ_d	Solo Natural	Solo + 4% de Cal	
		7 dias de Cura	28 dias de Cura
(Mpa)	$MR=5,7 \sigma_d^{-0,8439}$ $R^2 = 0,6865$	$MR=57,6 \sigma_d^{-0,2183}$ $R^2 = 0,5731$	$MR=306,5 \sigma_d^{0,1075}$ $R^2 = 0,1304$
0,021	149	134	202
0,034	99	121	213
0,041	84	116	217
0,051	70	110	223
0,062	60	106	227
0,069	54	103	230
0,103	39	95	240
0,137	31	89	248
0,155	27	87	251
0,206	22	81	259
0,275	17	76	267
0,309	15	74	270
0,412	12	70	279

Para um valor de tensão desvio de 0,1 MPa, a amostra de solo natural apresenta um valor de MR = 39 MPa. Com a adição da cal no teor de 4%, passou para 95 MPa aos 7 dias de cura, e para 240 MPa aos 28 dias de cura.

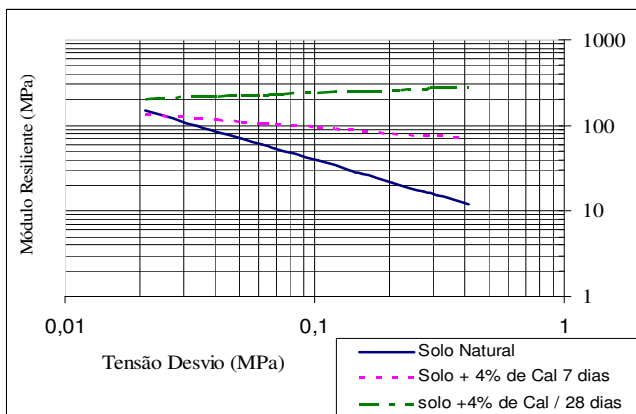


Figura 4.28 - Comportamento Resiliente – Amostra 05.

A Tabela 4.14 apresenta os valores modulares da amostra 07.

Tabela 4.14 - Módulo resiliente – Amostra 07

σ_d	Solo Natural	Solo + 4% de Cal	
		7 dias de Cura	28 dias de Cura
(Mpa)	$MR=6,95 \sigma d^{-0,8258}$ $R^2 = 0,9116$	$MR=171,7\sigma d^{0,0185}$ $R^2 = 0,0339$	$MR=244,1\sigma d^{0,0439}$ $R^2 = 0,0333$
0,021	169	160	206
0,034	113	161	210
0,041	97	162	212
0,051	81	163	214
0,062	69	163	216
0,069	63	163	217
0,103	45	165	221
0,137	36	166	224
0,155	32	166	225
0,206	26	167	228
0,275	20	168	231
0,309	18	168	232
0,412	14	169	235

Para um valor de tensão desvio de 0,1 MPa, a amostra de solo natural apresenta um valor de MR = 45 MPa. Com a adição da cal no teor de 4%, passou para 165 MPa aos 7 dias de cura, e para 221 MPa aos 28 dias de cura.

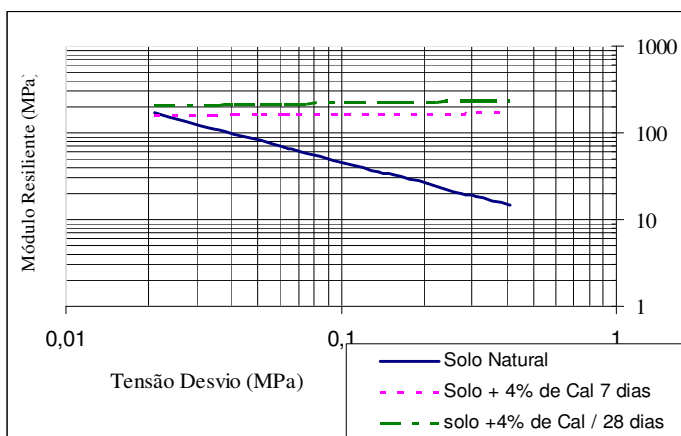


Figura 4.29 - Comportamento Resiliente – Amostra 07.

A Tabela 4.15 apresenta os valores modulares da amostra 08.

Tabela 4.15 - Módulo resiliente – Amostra 08

σ_d	Solo Natural	Solo + 4% de Cal	
		7 dias de Cura	28 dias de Cura
(Mpa)	$MR=24,5 \sigma d^{-0,5422}$	$MR=291,2\sigma d^{-0,0409}$	$MR=592,4\sigma d^{-0,0465}$
	$R^2 = 0,8733$	$R^2 = 0,1562$	$R^2 = 0,1419$
0,021	199	341	495
0,034	153	334	506
0,041	138	332	511
0,051	123	329	516
0,062	111	326	521
0,069	104	325	523
0,103	84	320	533
0,137	72	316	540
0,155	67	314	543
0,206	58	311	550
0,275	49	307	558
0,309	46	306	561
0,412	40	302	568

Para um valor de tensão desvio de 0,1 MPa, a amostra de solo natural apresenta um valor de MR = 84 MPa. Com a adição da cal no teor de 4%, passou para 320 MPa aos 7 dias de cura, e para 533 MPa aos 28 dias de cura.

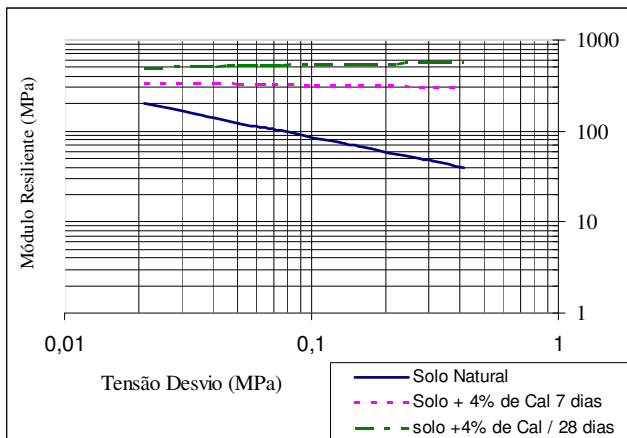


Figura 4.30 - Comportamento Resiliente – Amostra 08.

A Tabela 4.16 apresenta os valores modulares da amostra 12.

Tabela 4.16 - Módulo resiliente – Amostra 12

σ_d	Solo Natural	Solo + 4% de Cal	
		7 dias de Cura	28 dias de Cura
(Mpa)	$MR=6,5 \sigma d^{-0,9077}$	$MR=39,8 \sigma d^{-0,5034}$	$MR=141,8 \sigma d^{-0,1711}$
	$R^2 = 0,8920$	$R^2 = 0,8850$	$R^2 = 0,5608$
0,021	217	284	275
0,034	140	222	253
0,041	118	202	245
0,051	97	181	236
0,062	81	164	228
0,069	74	155	224
0,103	51	127	209
0,137	39	109	199
0,155	35	103	195
0,206	27	89	186
0,275	21	77	177
0,309	19	72	173
0,412	15	62	165

Para um valor de tensão desvio de 0,1 MPa, a amostra de solo natural apresenta um valor de MR = 51 MPa. Com a adição da cal no teor de 4%, passou para 127 MPa aos 7 dias de cura, e para 209 MPa aos 28 dias de cura.

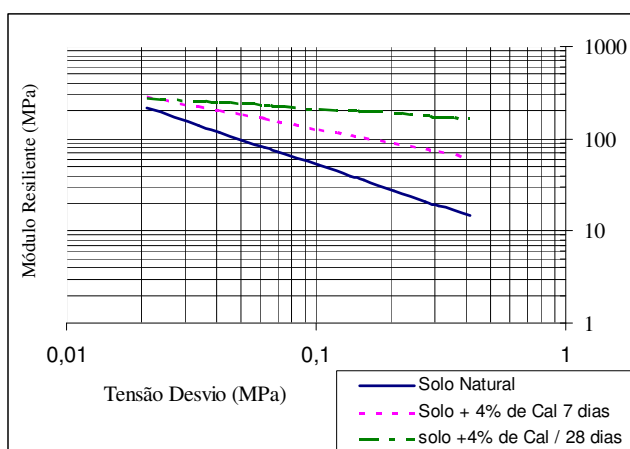


Figura 4.31 - Comportamento Resiliente – Amostra 12.

4.3.5.3 Análise do comportamento resiliente das amostras

Observa-se nas Figuras de 4.32 a 4.36, que, aos 28 dias de cura, as misturas tendem a apresentar valores pouco influenciados pelo estado de tensão aplicado. Isto é positivo, do ponto de vista do comportamento da estrutura do pavimento.

Conforme foi demonstrado nas figuras individuais de comportamento resiliente, todas as amostras ensaiadas tiveram elevação de seus módulos resilientes, após a adição da cal e em função do tempo de cura. Outra tendência verificada foi o comportamento resiliente se manteve estável, quando da variação da tensão de desvio, situação esta bem diferente das amostras de solo natural.

A Tabela 4.17 apresenta a variação do módulo de resiliência das amostras de solo natural e mistura com a adição da cal, sendo verificado um ganho médio de 305% e 530% respectivamente, aos 7 e 28 dias de cura.

Tabela 4.17 - Comportamento resiliente das amostras ($\sigma_d = 0,1$ MPa)

Amostra	Módulo de Resiliência (Mpa)			Variação de MR (%)		
	Solo Natural	Solo + 4% de Cal		Solo Natural	Solo + 4% de Cal	
		7 dias	28 dias		7 dias	28 dias
2	53	151	265	100	285	500
5	39	95	240	100	244	615
7	45	165	221	100	367	491
8	84	320	533	100	381	635
12	51	127	209	100	249	410

Os resultados apresentados no APÊNDICE A, sintetiza resultados dos ensaios de caracterização tradicional, classificação MCT e o próprio resultado do ensaio de módulo de resiliência, proporcionando a análise da caracterização e classificação geotécnica do material ensaiado.

A Tabela 4.18 apresenta os valores de k_1 , k_2 e k_3 , tensão confinante e tensão desvio, obtidos nos ensaios Triaxial de módulo de resiliência das amostras de solo puro e com adição de 4% de cal aos 7 e 28 dias de cura.

Tabela 4.18 - Ensaio de Módulo Resiliente

Amostra	Tensões máximas aplicadas		CP n°	Modelo composto $MR_2 = k_1 \times \delta_3^{k_2} \times \delta_d^{k_3}$				Idade de cura (dias)	Adição da cal (%)
	Confinamento (MPa)	Desvio (MPa)		Coeficientes do modelo composto					
				k1	k2	k3	R2		
2	0,069	0,137	2	14,8	0,2579	-0,9079	0,9922	0	0
	0,137	0,412	1	129,9	0,4381	0,5928	0,9890	7	4
			2	162,0	0,5083	-0,6369	0,9851		
			1	455,6	0,4795	-0,3664	0,9587	28	
5	0,051	0,103	1	15,5	0,4003	-0,9892	0,9815	0	0
			2	11,6	0,3312	0,9760	0,9844		
	0,103	0,206	1	204,0	0,6915	-0,4962	0,9952	7	4
			2	95,5	0,4661	-0,6382	0,9847		
	0,137	0,412	1	501,6	0,4564	-0,2620	0,9830	28	
			2	413,6	0,5031	-0,3345	0,9743		
7	0,051	0,103	1	16,1	0,3005	-0,9108	0,9907	0	0
			2	12,0	0,2890	-0,9577	0,9854		
	0,137	0,275	1	278,7	0,3576	-0,1922	0,9932	7	4
			2	238,8	0,2537	-0,1836	0,9956		
	0,137	0,412	1	1.074,0	0,5164	-0,1598	0,9801	28	
			2	455,2	0,4622	-0,2649	0,9912		
8	0,103	0,309	1	60,3	0,3298	-0,6658	0,9916	0	0
			2	18,9	0,2024	-0,7209	0,9912		
	0,069	0,137	1	523,4	0,4389	-0,4228	0,9899	7	4
			2	397,7	0,2295	-0,1071	0,9854		
	0,137	0,412	1	982,1	0,5931	-0,3967	0,9620	28	
			2	1.390,5	0,4543	-0,2079	0,9884		
12	0,051	0,103	1	31,3	0,4188	-0,7498	0,9914	0	0
			2	4,9	0,3800	-1,2824	0,9993		
	0,034	0,069	1	35,4	0,1021	-0,6298	0,9944	7	4
			2	79,1	0,3698	-0,7093	0,9951		
	0,137	0,275	1	241,5	0,3720	-0,4459	0,9947	28	
			2	186,9	0,3713	-0,5164	0,9910		

Dentro os resultados apresentados, a amostra 08 se mostrou aquela com melhor desempenho no módulo de resiliência, quando da adição da cal a 4%, verificando que, quando submetida a uma tensão de desvio de 0,1 MPa, seu módulo cresceu 367%, aos 7 dias de cura e 635% aos 28 dias de cura, quando comparada com uma mesma amostra sem adição da cal.

5 APLICAÇÃO DOS RESULTADOS NO DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO E AVALIAÇÃO ECONÔMICA

Para a avaliação do impacto que a cal poderia dar no dimensionamento de um pavimento para as vias dos bairros focados nessa pesquisa, procedeu-se da seguinte forma:

- a) dimensionamento do pavimento sem considerar a estabilização do solo local com cal;
- b) dimensionamento do pavimento considerando a estabilização com cal.

Em ambos dimensionamentos, os parâmetros de caracterização dos materiais de revestimento, base, sub-base e reforço do subleito, foram extraídos do projeto do DER/MG, para a rodovia LMG/806, trecho compreendido entre Entroncamento BR/040 - Ribeirão das Neves - Av. Vilarinho (Venda Nova), subtrecho BR-040 - Ribeirão das Neves.

A metodologia de dimensionamento da estrutura dos pavimentos se deu através do modelo proposto pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza (Método DNER/81), considerando a presença ou não de solo estabilizado. A análise mecanicista da estrutura teve como base de referência os dados dimensionados, os ensaios de Módulo de Resiliência e o emprego do *software ELYM5*, considerando a presença ou não de solo estabilizado.

A predominância das vias não pavimentadas no município de Ribeirão das Neves/MG são as de características locais, classificadas como tipo V-2 segundo a Superintendência de Desenvolvimento da Capital (SUDECAP), via local, com até uma linha de ônibus (tráfego leve), com volume médio diário de 101 a 400 veículos leves e 21 a 100 ônibus e caminhões.

Para este nível de tráfego, considerou-se para efeito de dimensionamento, o número “ $N_{8,2f}$ ” variando de 5×10^4 , 1×10^5 e 5×10^5 .

5.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE SUPORTE (ISC)

A determinação da capacidade de suporte do subleito e das amostras de solo melhorado com a cal demonstrada na Tabela 5.1, se deu através dos valores de CBR obtidos nos ensaios de caracterização das amostras demonstrado no item 4.1.4 para o subleito e os valores

obtidos pela caracterização mecânica das misturas de solo e cal no item 4.4.5. Verificou-se nos resultados das amostras 02, 05 e 07 que a adição da cal ao teor de 3% seria satisfatório para atendimento a camada de sub-base com idade de cura de 7 dias, nestes casos o CBR utilizado apresentado foi o valor médio obtido entre a adição dos teores de 2% e 4% da cal.

Tabela 5.1 – ISC de Dimensionamento

Amostra	ISC		Teor de adição da Cal (%)
	Solo natural	Solo + Cal aos 28 dias de cura	
02	4,5	40,3	3,0
05	4,5	40,1	3,0
07	2,5	37,3	3,0
08	3,5	37,2	3,0
12	2,5	34,1	3,0

5.2 ESTRUTURA DO PAVIMENTO

Considerando o uma única estrutura para as amostras 02 e 05, e as demais conforme Tabela 5.1 acima foram dimensionados 18 estruturas de pavimentos flexíveis, sendo:

- a) 9 estruturas dimensionadas com referência no ISC do solo natural das amostras 02 e 05, 07, 08 e 12, para os três níveis de tráfegos propostos, substituição da camada de subleito por uma camada de reforço do subleito (Jazida EC-01, ISC = 6%), sub-base de composta da mistura de 50% de saibro, 25% de argila e 25% de bica corrida, camada de base em bica corrida e revestimento em CBUQ espessura de 4cm;
- b) 9 estruturas dimensionadas com referência no ISC do solo natural das amostras 02 e 05, 07, 08 e 12, para os três níveis de tráfegos propostos, camada de sub-base de composta da mistura de solo-cal, camada de base em bica corrida e revestimento em CBUQ⁷ espessura de 4 cm.

De acordo com o ISC obtido nas amostras estudadas, definiu-se a espessura total do pavimento para os 3 níveis de tráfego ($N=5 \times 10^4$, $N=1 \times 10^5$ e 5×10^5), com a utilização das equações 6 e 7, para dimensionamento da estrutura de pavimentos flexíveis.

⁷ CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente.

$$H_t = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot ISC^{-0,598} \quad (6)$$

$$H_{20} = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot ISC^{-0,598} \quad (7)$$

onde:

H_t = Espessura total para proteger o subleito

H_{20} = Espessura da camada de base

N = Numero de operações do eixo padrão de 8,2 toneladas

ISC = Índice Suporte Califórnia adotado para projeto.

5.2.1 Estrutura de pavimento com reforço do subleito

Partindo do pressuposto que os parâmetros de caracterização dos materiais de revestimento, base e sub-base, adotados conforme projeto do DERMG da rodovia LMG/806, foram dimensionadas as seguintes estruturas:

a) amostras 02 e 05, CBR do subleito = 4,5%.

Tabela 5.2 – Dimensionamento da estrutura - Amostras 02 e 05

Camada do Pavimento	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
	$N = 5 \times 10^4$	$N = 1 \times 10^5$	$N = 5 \times 10^5$
	Espessura da camada (cm)		
Revestimento	4,0	4,0	4,0
Base	18,0	19,0	21,0
Sub-base	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	8,0	28,0	30,0

b) amostras 07 e 12, CBR do subleito = 2,5%.

Tabela 5.3 – Dimensionamento da estrutura – Amostras 07 e 12

Camada do Pavimento	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
	$N = 5 \times 10^4$	$N = 1 \times 10^5$	$N = 5 \times 10^5$
	Espessura da camada (cm)		
Revestimento	4,0	4,0	4,0
Base	18,0	19,0	21,0
Sub-base	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	31,0	51,0	56,0

c) amostra 08, CBR do subleito = 3,5%.

Tabela 5.4 – Dimensionamento da estrutura - Amostra 08

Camada do Pavimento	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
	$N = 5 \times 10^4$	$N = 1 \times 10^5$	$N = 5 \times 10^5$
	Espessura da camada (cm)		
Revestimento	4,0	4,0	4,0
Base	18,0	19,0	21,0
Sub-base	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	17,0	37,0	40,0

5.2.2 Estrutura de pavimento com solo melhorado com a cal

Para o pavimento com solo melhorado com cal, verificou-se que o ganho de resistência resultante da adição da cal, possibilitou a substituir as camadas de sub-base e reforço do subleito, foram dimensionadas as seguintes estruturas:

a) amostras 02 e 05, CBR do subleito = 4,5%.

Tabela 5.5 – Dimensionamento da estrutura – Amostras 02 e 05

Camada do Pavimento	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
	$N = 5 \times 10^4$	$N = 1 \times 10^5$	$N = 5 \times 10^5$
	Espessura da camada (cm)		
Revestimento	4,0	4,0	4,0
Base	14,0	15,0	15,0
Sub-base (solo+4% de cal)	31,0	32,0	36,0

b) amostras 07 e 12, CBR do subleito = 2,5%.

Tabela 5.6 – Dimensionamento da estrutura - Amostras 07 e 12

Camada do Pavimento	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
	$N = 5 \times 10^4$	$N = 1 \times 10^5$	$N = 5 \times 10^5$
	Espessura da camada (cm)		
Revestimento	4,0	4,0	4,0
Base	14,0	15,0	15,0
Sub-base (solo+4% de cal)	54,0	55,0	62,0

c) amostra 08, CBR do subleito = 3,5%.

Tabela 5.7 – Dimensionamento da estrutura - Amostra 08

Camada do Pavimento	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
	$N = 5 \times 10^4$	$N = 1 \times 10^5$	$N = 5 \times 10^5$
	Espessura da camada (cm)		
Revestimento	4,0	4,0	4,0
Base	14,0	15,0	15,0
Sub-base (solo+4% de cal)	40,0	41,0	46,0

5.3 ANÁLISE MECANICISTA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA AS ESTRUTURAS DO PAVIMENTO

O dimensionamento para as estruturas do pavimento, utilizando o programa *ELSYM5*, empregou conceitos da Mecânica dos Pavimentos. Segundo Medina e Motta (2005)

O programa *ELSYM5* de diferenças finitas aplica-se a problemas de elasticidade linear de meios estratificados, com a solução de Burmister ampliada para cinco camadas, utiliza o método das diferenças finitas na resolução das expressões. O número de cargas pode ir até dez, e o número de pontos da análise até cem (10 pares $x - y$ em 10 profundidades z).

Para definição das espessuras, utilizou-se o número de solicitações equivalentes ao eixo padrão. Para análise de tensão/deformação, foram adotados os seguintes parâmetros gerais comuns a todas as estruturas:

- pressão de contato pneu/pavimento (p) = 5,8 kgf/cm²;
- carga aplicada por roda, eixo simples de roda dupla (P) = 2050 kgf;
- espaçamento entre rodas = 32cm e raio de área de contato = 10,6 cm;

De posse dos valores de tensão no topo do subleito (σ_{vs1}), deflexão no topo do revestimento (δ) e deformação específica (ϵ_e) na fibra inferior do revestimento, foram verificados os números “N” a partir das correlações:

- a) tensão admissível no topo do subleito, Heukelom e Klomp (1962, *apud* MEDINA e MOTTA, 2005):

$$\sigma_v = c. MR / (1 + 0,7 \log N) \quad (8)$$

onde:

c = 0,006 ou 0,008, sendo adotado 0,006;
 MR = Módulo Resiliente do subleito em kgf/cm²;
 N = número de repetições de carga.

- b) a deflexão máxima (D_{adm}) é calculada pela correlação Preussler (1983, *apud* MEDINA e MOTTA, 2005):

$$\log D_{adm} = 3.148 - 0,188 \log N_p \quad (9)$$

Obs: correlação esta válida para espessura de revestimento <10,0cm.

- c) a vida de fadiga do revestimento foi verificada através do modelo da curva de fadiga para mistura convencional, faixa C, do DNIT. (FONTES, 2009);

$$N_f = 2,808 \times 10^{15} (1/\epsilon t)^{4,173} \quad (10)$$

- d) a geometria e os parâmetros elásticos da estrutura dos pavimentos analisados estão apresentados esquematicamente na Figura 5.1.

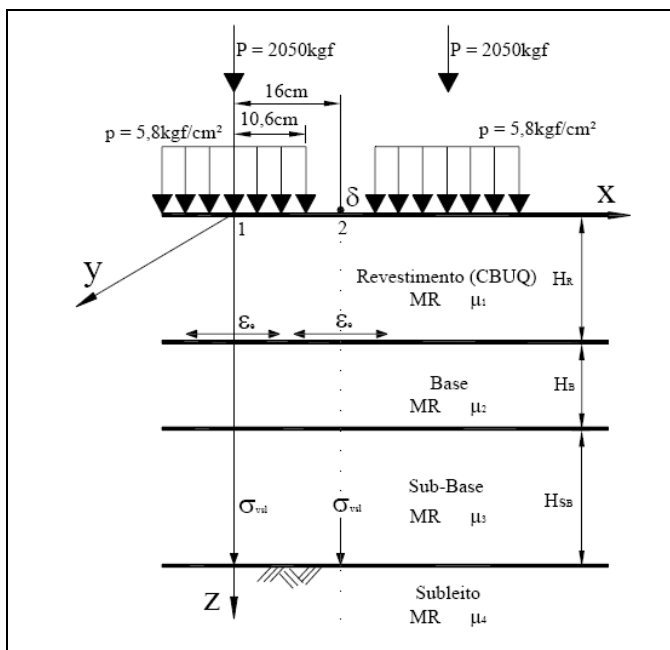


Figura 5.1 - Estrutura de referência para cálculo de tensões e deformação

5.3.1 Análise das tensões e deformações

A determinação das tensões e deformações das estruturas dos pavimentos dimensionados nos itens 5.2.1 *Estrutura de pavimento com reforço do subleito* (base e sub-base com material granular e reforço do subleito com argila) e 5.2.2 *Estrutura de pavimento com solo melhorado com a cal* (base com material granular e sub-base com solo melhorado com a cal), foram obtidas pelo método de dimensionamento do DNER.

Os valores de Módulo Resiliente e Coeficiente de Poisson (Figura 5.2), adotados para determinação para o cálculo das tensões e deformações, são:

- a) o módulo resiliente adotado para o revestimento de CBUQ é de 5.000 MPa (50.000 kgf./cm²), conforme Pinto (1991, *apud* MEDINA e MOTTA, 2005);

- b) o módulo resiliente adotado para a camada de base granular é de 300MPa (3.000 kgf./cm²),
- c) o módulo resiliente adotado para a camada de sub-base granular é de 250MPa (2.500 kgf/cm²),
- d) o módulo resiliente adotado para o reforço do subleito é de 62,4MPa (624 kgf/cm²), determinado a partir do CBR=6%, estabelecido para a jazida de argila EC-01(DER-MG, 2007) e transformado de acordo com a correlação de Heukelom e Klomp (1962, *apud* MEDINA e MOTTA, 2.005);
- e) os módulos resilientes utilizados na camada de sub-base com solo melhorado com e no subleito foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios, a Tabela 5.8 apresenta os valores de módulos de resiliência calculados a partir das curvas apresentadas no item 4.4.6.2 e a tensão desvio.

Para os cálculos da tensão no topo do subleito (σ_{vs1}), deflexão no topo do revestimento (δ) e deformação específica (ϵ_e) na fibra inferior do revestimento e conseqüente análise da tensão e deformação das estruturas dos pavimentos propostos, foi utilizado o programa *ELSYM5*.

Revestimento CBUQ MR = 50.000 kgf/cm ² $\mu = 0,30$	Revestimento CBUQ MR = 50.000 kgf/cm ² $\mu = 0,30$
Base em Bica Corrida MR = 3.000 kgf/cm ² $\mu = 0,35$	Base em Bica Corrida MR = 3.000 kgf/cm ² $\mu = 0,35$
Sub-base 50% Saibro + 25% Bica Corrida + 25% Argila MR = 2.500 kgf/cm ² $\mu = 0,35$	Sub-base com Solo Melhorado com Cal MR - Ver Tabela 5.14 $\mu = 0,30$
Reforço do Subleito MR = 624 kgf/cm ² $\mu = 0,45$	Subleito MR - Ver Tabela 5.14 $\mu = 0,45$
Subleito MR - Ver Tabela 5.8 $\mu = 0,45$	
Pavimento dimensionado com Reforço do Subleito	Pavimento dimensionado com Solo Melhorado com Cal

Figura 5.2 – Parâmetros adotados na análise.

Os valores de MR, calculados a partir da tensão desvio, através das curvas obtidas pelos ensaios de resiliências das amostras, estão apresentados nas Tabelas 5.8 (pavimento dimensionado com reforço do subleito) e 5.14 (pavimentos dimensionados com solo melhorado com cal).

Tabela 5.8 – Tensão desvio e MR – Pavimentos dimensionados com reforço do subleito

Amostra	N	subleito	
		σ_1	MR
		(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
02	5×10^4	0,20	325
	1×10^4	0,15	406
	5×10^5	0,13	440
05	5×10^4	0,17	252
	1×10^4	0,13	324
	5×10^5	0,12	350
07	5×10^4	0,13	327
	1×10^4	0,10	399
	5×10^5	0,09	442
08	5×10^4	0,22	558
	1×10^4	0,15	669
	5×10^5	0,14	714
12	5×10^4	0,14	390
	1×10^4	0,11	486
	5×10^5	0,10	540

As Tabelas 5.9 a 5.13 mostram os resultados obtidos através da análise mecanicista nas estruturas que empregaram o reforço do subleito, verificaram-se nos pavimentos dimensionados pelo Método DNER/81, as deflexões, deformações por tração na fibra inferior do revestimento e suas respectivas vidas de fadiga, e as tensões verticais nos topos dos subleitos.

Tabela 5.9 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 02

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5×10^4	N = 1×10^5	N = 5×10^5
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	18,0	19,0	21,0
Sub-base	2.500	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	624	8,0	28,0	30,0
Subleito	325/406/440			
Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10 ⁻²)	Efetiva (ELSYM5) D _{ADMISSIVEL}	84,8 184	72,4 161	67,6 119
Tensão Vertical no subleito δ_{vs1} (kgf /cm ²)	Efetiva (ELSYM5) $\delta_{vs1ADMISSIVEL}$	0,20 0,67	0,15 0,64	0,13 0,58
Deformação por tração	ϵ_t	225×10^{-6}	226×10^{-6}	226×10^{-6}
Vida de fadiga	Nf	$6,02 \times 10^6$	$5,95 \times 10^6$	$5,95 \times 10^6$

Tabela 5.10 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 05

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	18,0	19,0	21,0
Sub-base	2.500	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	624	8,0	28,0	30,0
Subleito	252/324/350			

Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Ef etiva (ELSYM5)	97,3	80,5	74,5
	D _{ADMIS SIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito δ_{vsl} (kgf /cm2)	Ef etiva (ELSYM5)	0,17	0,13	0,12
	$\delta_{vslADMIS SIVEL}$	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_t	223 x 10 ⁻⁶	225 x 10 ⁻⁶	224 x 10 ⁻⁶
	Nf	6,16 x 10 ⁶	6,02 x 10 ⁶	6,09 x 10 ⁶

Tabela 5.11 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 07

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	18,0	19,0	21,0
Sub-base	2.500	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	624	31,0	51,0	56,0
Subleito	327/399/442			

Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Ef etiva (ELSYM5)	80,6	71,5	66,1
	D _{ADMIS SIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito δ_{vsl} (kgf /cm2)	Ef etiva (ELSYM5)	0,13	0,10	0,09
	$\delta_{vslADMIS SIVEL}$	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_t	226 x 10 ⁻⁶	227 x 10 ⁻⁶	226 x 10 ⁻⁶
	Nf	5,95 x 10 ⁶	5,88 x 10 ⁶	5,95 x 10 ⁶

Tabela 5.12 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 08

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	18,0	19,0	21,0
Sub-base	2.500	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	624	17,0	37,0	40,0
Subleito	558/669/714			

Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Ef etiva (ELSYM5)	64,6	59,4	56,2
	D _{ADMIS SIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito δ_{vsl} (kgf /cm2)	Ef etiva (ELSYM5)	0,22	0,15	0,14
	$\delta_{vslADMIS SIVEL}$	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_t	230 x 10 ⁻⁶	230 x 10 ⁻⁶	229 x 10 ⁻⁶
	Nf	5,68 x 10 ⁶	5,68 x 10 ⁶	5,74 x 10 ⁶

Tabela 5.13 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com reforço do subleito - Amostra 12

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	18,0	19,0	21,0
Sub-base	2.500	19,0	19,0	21,0
Reforço do subleito	624	31,0	51,0	56,0
Subleito	390/486/540			
Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10 ⁻²)	Efativa (ELSYM5)	74,5	66,4	61,6
	D _{ADMISSIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito δ_{vsl} (kgf /cm ²)	Efativa (ELSYM5)	0,14	0,11	0,10
	$\delta_{vslADMISSIVEL}$	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_t	227 x 10 ⁻⁶	228 x 10 ⁻⁶	228x 10 ⁻⁶
Vida de fadiga	Nf	5,88 x 10 ⁶	5,81 x 10 ⁶	5,81 x 10 ⁶

A análise mecanicista demonstra que o dimensionamento, empregando o Método do DNER/81, trabalha com um fator de segurança bem acima daqueles previstos em projeto.

Tabela 5.14 – Tensão desvio e MR – Pavimentos dimensionados com solo melhorado com cal

Amostra	N	Sub-base	subleito	
		MR	σ_1	MR
		(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)	(kgf/cm ²)
02	5 x 10 ⁴	2.354	0,19	328
	1 x 10 ⁴	2.360	0,18	340
	5 x 10 ⁵	2.360	0,17	359
05	5 x 10 ⁴	3.197	0,16	272
	1 x 10 ⁴	3.204	0,15	276
	5 x 10 ⁵	3.213	0,12	301
07	5 x 10 ⁴	3.247	0,10	385
	1 x 10 ⁴	3.226	0,10	391
	5 x 10 ⁵	3.230	0,09	428
08	5 x 10 ⁴	5.755	0,16	653
	1 x 10 ⁴	5.764	0,15	666
	5 x 10 ⁵	5.761	0,14	703
12	5 x 10 ⁴	1.352	0,14	387
	1 x 10 ⁴	1.365	0,14	400
	5 x 10 ⁵	1.363	0,12	432

As Tabelas 5.15 a 5.19 mostram os resultados obtidos através da análise mecanicista nas estruturas que empregaram a mistura solo-cal, verificaram-se nos pavimentos dimensionados pelo Método DNER/81, as deflexões, deformações por tração na fibra inferior do revestimento e suas respectivas vidas de fadiga, e as tensões verticais nos topos dos subleitos.

Tabela 5.15 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 02

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	14,0	15,0	15,0
Sub-base em solo-cal	2354/2360/2360	31,0	32,0	36,0
Subleito	328/340/359			
Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Efetiva (ELSYM5)	80,9	78,1	72,9
	D _{ADMISSIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito $\bar{\sigma}_{vs}$ (kgf /cm2)	Efetiva (ELSYM5)	0,19	0,18	0,17
	$\bar{\sigma}_{vsADMISSIVEL}$	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_t	227 x 10 ⁻⁶	226 x 10 ⁻⁶	226x 10 ⁻⁶
Vida de fadiga	Nf	5,88 x 10 ⁶	5,95 x 10 ⁶	5,95 x 10 ⁶

Tabela 5.16 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 05

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	14,0	15,0	15,0
Sub-base em solo-cal	3197/3204/3213	31,0	32,0	36,0
Subleito	272/276/301			
Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Efetiva (ELSYM5)	83,3	81,6	74,6
	D _{ADMISSIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito $\bar{\sigma}_{vs}$ (kgf /cm2)	Efetiva (ELSYM5)	0,16	0,15	0,12
	$\bar{\sigma}_{vsADMISSIVEL}$	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_t	216 x 10 ⁻⁶	217 x 10 ⁻⁶	232 x 10 ⁻⁶
Vida de fadiga	Nf	6,70 x 10 ⁶	6,62 x 10 ⁶	5,55 x 10 ⁶

Tabela 5.17 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 07

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	14,0	15,0	15,0
Sub-base em solo-cal	3247/3226/3230	54,0	55,0	62,0
Subleito	385/391/428			
Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Efetiva (ELSYM5)	58,4	57,2	53,3
	D _{ADMISSIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito $\bar{\sigma}_{vs}$ (kgf /cm2)	Efetiva (ELSYM5)	0,10	0,10	0,09
	$\bar{\sigma}_{vsADMISSIVEL}$	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_t	221 x 10 ⁻⁶	221 x 10 ⁻⁶	223 x 10 ⁻⁶
Vida de fadiga	Nf	6,31 x 10 ⁶	6,31 x 10 ⁶	6,16 x 10 ⁶

Tabela 5.18 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amotra 08

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	14,0	15,0	15,0
Sub-base em solo-cal	5755/5764/5761	40,0	41,0	46,0
Subleito	653/666/703			
Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Efetiva (ELSYM5)	44,6	43,9	41,4
	D _{ADMISSIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito $\bar{\sigma}_{vs}$ (kgf/cm2)	Efetiva (ELSYM5)	0,16	0,15	0,14
	$\bar{\sigma}_{vs}$ ADMISSIVEL	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_1	213 x 10 ⁻⁶	215 x 10 ⁻⁶	216 x 10 ⁻⁶
Vida de fadiga	Nf	6,96 x 10 ⁶	6,79 x 10 ⁶	6,70 x 10 ⁶

Tabela 5.19 – Análise mecanicista do pavimento dimensionado com solo melhorado com cal - Amostra 12

Camada do pavimento	MR	Numero equivalente de operações do eixo padrão		
		N = 5 x 10 ⁴	N = 1 x 10 ⁵	N = 5 x 10 ⁵
		Espessura da camada (cm)		
Revestimento	50.000	4,0	4,0	4,0
Base	3.000	14,0	15,0	15,0
Sub-base em solo-cal	1352/1365/1363	54,0	55,0	62,0
Subleito	387/400/432			
Análise Mecanicista				
D = Deflexão no pavimento (mm X 10-2)	Efetiva (ELSYM5)	75,6	73,1	69
	D _{ADMISSIVEL}	184	161	119
Tensão Vertical no subleito $\bar{\sigma}_{vs}$ (kgf/cm2)	Efetiva (ELSYM5)	0,14	0,14	0,12
	$\bar{\sigma}_{vs}$ ADMISSIVEL	0,67	0,64	0,58
Deformação por tração	ϵ_1	245 x 10 ⁻⁶	242 x 10 ⁻⁶	243 x 10 ⁻⁶
Vida de fadiga	Nf	4,80 x 10 ⁶	4,96 x 10 ⁶	4,91 x 10 ⁶

Da mesma maneira que nas estruturas dimensionadas com o reforço do subleito, a análise mecanicista nas estruturas que empregaram a mistura solo-cal demonstra que o dimensionamento, empregando o Método do DNER/81, trabalha com um fator de segurança bem acima daqueles previstos em projeto.

5.4 COMPARATIVO DOS CUSTOS UNITÁRIOS DE CONSTRUÇÃO

O principal ponto de comparação de custos foi a substituição da camada de reforço do subleito e sub-base, pela camada de solo melhorado com a cal, não considerando os custos referentes aos revestimentos, uma vez que possuem o mesmo preço unitário, para ambos pavimentos dimensionados.

Para determinação do custo unitário de um metro quadrado de pavimento acabado, foi considerada no cálculo, a variação das espessuras das estruturas dos pavimentos dimensionados nos itens 5.2.1 e 5.2.2.

A referência de custo para aquisição de materiais, execução de serviços e transportes se deu com o auxílio da Tabela Mensal de Preço Unitário – Construção (SUDECAP, Nov/2009). As distâncias das Jazidas dos materiais de Base, Sub-base e reforço do subleito, foram obtidas no projeto de pavimentação do DER-MG, da LMG/808.

A Tabela 5.20 apresenta o custo unitário dos pavimentos dimensionados no item 5.2.1. Foi considerado que a espessura das camadas de sub-base e reforço do subleito, devendo ser retiradas e descartadas em bota-fora, uma vez que o estudo foi realizado para ser executado em ruas urbanas existentes, não permitindo grandes elevações nos *greides* atuais, de forma a não comprometer o acesso as moradias. O custo médio por metro quadrado dos pavimentos dimensionados foi de R\$ 29,29/m².

Tabela 5.20 - Custo unitário para pavimento com reforço do subleito

Fator equivalente de operações	Dimensionamento proposto	Espessuras das camadas (cm)				Custo (R\$ / m ²)
		Revestimento	Base	Sub-base	Reforço	
N = 5 x 10 ⁴	Amostras 02 e 05		18	19	8	22,35
	Amostras 07 e 12	4	18	19	31	27,70
	Amostra 08		18	19	17	24,44
N = 1 x 10 ⁵	Amostras 02 e 05		19	19	28	27,60
	Amostras 07 e 12	4	19	19	51	32,94
	Amostra 08		19	19	37	29,69
N = 5 x 10 ⁵	Amostras 02 e 05		21	21	30	30,17
	Amostras 07 e 12	4	21	21	56	36,21
	Amostra 08		21	21	40	32,49

Para as camadas de solo melhorado com a cal, foi considerada a construção das camadas do pavimento de espessuras máximas de 20 cm por camada, com aproveitamento do solo local. A Tabela 5.21 apresenta o custo por metro quadrado dos pavimentos dimensionados com solo melhorado com cal ao teor de 3%, o custo médio foi de R\$ 24.94/m².

Tabela 5.21 - Custo unitário para pavimento com solo-cal

Fator equivalente de operações	Dimensionamento proposto	Espessuras das camadas (cm)			Custo (R\$/ m ²)
		Revestimento	Base	Sub-base	
N = 5 x 10 ⁴	Amostras 02 e 05	4	14	31	20,05
	Amostras 07 e 12		14	54	27,94
	Amostra 08		14	40	23,14
N = 1 x 10 ⁵	Amostras 02 e 05	4	15	32	20,98
	Amostras 07 e 12		15	55	28,88
	Amostra 08		15	41	24,07
N = 5 x 10 ⁵	Amostras 02 e 05	4	15	36	22,36
	Amostras 07 e 12		15	62	31,29
	Amostra 08		15	46	25,79

Observando os custos unitários de cada tipo de pavimento, pode-se afirmar que os valores obtidos nas estruturas de pavimentos dimensionadas com a adição da cal, apresentam menores custos unitários, exceto para a estrutura dimensionada $N = 5 \times 10^4$, para as amostras 07 e 12, quando comparados aos custos das estruturas de pavimentos dimensionados com reforço do subleito, conforme a Tabela 5.22.

Tabela 5.22 – Comparativo de custos finais

Fator equivalente de operações	Dimensionamento proposto	Custo do pavimento (R\$/m ²)		Diferença (%)
		Com reforço do subleito	solo melhorado com cal	
N = 5 x 10 ⁴	Amostras 02 e 05	22,35	20,05	11,5%
	Amostras 07 e 12	27,70	27,94	-0,9%
	Amostra 08	24,44	23,14	5,6%
N = 1 x 10 ⁵	Amostras 02 e 05	27,60	20,98	31,6%
	Amostras 07 e 12	32,94	28,88	14,1%
	Amostra 08	29,69	24,07	23,3%
N = 5 x 10 ⁵	Amostras 02 e 05	30,17	22,36	34,9%
	Amostras 07 e 12	36,21	31,29	15,7%
	Amostra 08	32,49	25,79	26,0%

Os dados apontam a viabilidade econômica no emprego da cal na execução de obras de pavimentação em vias urbanas, uma vez que os solos expansivos devem ser tratados de forma adequada.

6 CONCLUSÕES

A pesquisa apontou vantagens no emprego da cal, utilizando-a como agente de estabilização de solos locais, impróprios para a estrutura do pavimento, principalmente para os níveis de tráfego de 1×10^5 e 5×10^5 , uma vez que houve redução da espessura final do pavimento, minimizando os possíveis danos às redes de água e esgoto existentes, como também permitindo pequenos ajustes nos greides existentes.

Foi comprovada a redução da expansão dos solos locais a níveis aceitáveis para a utilização dos mesmos como camada de sub-base do pavimento, bem como o aumento significativo da capacidade de suporte, permitindo sua utilização, conforme determinado pelas Normas Técnicas.

Nos pavimentos dimensionados para o nível de tráfego de 5×10^4 , foram verificadas estruturas mais esbeltas, onde os parâmetros de deflexão e tensão no topo do subleito, apontaram para uma pequena vantagem nas estruturas dimensionadas com solo-cal. Em contrapartida, nos níveis de tráfego 1×10^5 e 5×10^5 , verificou-se uma ligeira vantagem para as estruturas dimensionadas com reforço do subleito; tal fato é explicado devido serem as estruturas dimensionadas com solo-cal, mais esbeltas que as dimensionadas com reforço, gerando, por consequência, uma tensão maior no topo do subleito, através da rigidez imposta à camada, pelo processo de cimentação pela cal.

Nos pavimentos dimensionados para o nível de tráfego de 5×10^4 , apresentaram um custo médio menor, na ordem de 5,4% do custo por m^2 , quando comparada com a utilização do reforço do subleito. Em contrapartida, nos níveis de tráfego 1×10^5 e 5×10^5 , apresentaram significativa vantagem média da ordem de 24,3% no custo, quando comparada com a utilização do reforço do subleito.

Em relação à vida de fadiga das estruturas, realizadas pelas análises mecanicistas, sinalizam equivalência no número de solicitações, tanto nas estruturas dimensionadas com reforço do subleito, quanto para aquelas com a mistura solo-cal.

Uma das grandes vantagens do ponto de vista ambiental, é o aproveitamento do solo local, reduzindo a necessidade de empréstimo de solos extraídos de outros locais, evitando a degradação de outras áreas e o descarte do material impróprio, com também minimizar o trânsito de equipamentos e caminhões no transporte do material de empréstimo e para bota-fora.

Por outro lado, esse processo demanda um maior tempo para liberação ao tráfego, devido ao período de cura. Entretanto, considerando as vias na qual esta pesquisa direcionou o foco, os prazos de liberação ao tráfego, não são os mais significativos, uma vez estas são de predominância para trânsito local.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O autor da pesquisa considera importante um estudo aprofundado sobre a viabilidade técnica e o aproveitamento dos rejeitos de cal, existentes em abundância nas mineradoras localizadas na porção norte da região metropolitana de Belo Horizonte, mais notadamente nos municípios de Pedro Leopoldo, São José da Lapa, Vespasiano, Sete Lagoas, entre outros.

REFERÊNCIAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6473**: Cal virgem e cal hidratada - Análise química. Rio de Janeiro, 1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7175**: Cal hidratada para argamassas. Requisitos. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7207**: Terminologia e classificação de Pavimentação. Rio de Janeiro. 1982. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise Granulométrica – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

BERNUCCI, L. B. *et al.* **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: [s.n.], 2008

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Revisada e ampliada. Rio de Janeiro: LTC, 2000. v. 1.

CORRÊA, J. F. **Avaliação das melhorias das propriedades físicas e mecânicas de solos originados de rochas sedimentares pela adição de cal para fins de pavimentação**. 2008. 151 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2008.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO - DER/SP. **M196** - Classificação dos solos Tropicais segundo a metodologia MCT - Especificação técnica. São Paulo: [s.n.], 1989.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO - DER/SP. **Sub-Base ou Base de Solo-Cal**. Especificação de serviços e materiais para execução. São Paulo: [s.n.], 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM.
Norma DNER-ME 49/94. Solos – Determinação de índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM.
Norma DNER-ME 129/94. Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM.
Norma DNER-ME 131/94. Solos – Determinação do Módulo de Resiliência. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM.
Norma DNER-ME 180/94. Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – Determinação da resistência à compressão simples. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM.
Norma DNER-ME 181/94. Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM.
Norma DNER-ME 213/94. Solos – determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro, 1994.

DINIZ, Deyse Horta. **A influência dos finos de escória de aciaria como estabilizantes de solos para uso em pavimentos.** 2009. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

EMBRAPA - CENTRO NACIONAL DE PESQUISAS DE SOLOS.
Manual de Métodos e Análise dos Solos. Rio de Janeiro: [s.n.], 1988.

FONTES, Liseane P. Thives da Luz. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos.** 2009. 581 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina/UFSC. Florianópolis, 2009.

FORTES, R. M. Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais. Disponível em: <www.meusite.mackenzie.com.br/rmfortes/METODO_DAS_PASTILHAS_PARA_IDENTIFICACAO_EXPEDITA_SE_SOLOS_TROPICAIS.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2010.

FORTES, R. M.; BINOTTO, B. R. **Diagnóstico e estudo do tratamento da erosão em núcleos urbanos ao longo da faixa lindeira da Rodovia Rio-Santos utilizando-se do Método da Pastilha.** In: Jornada Luso-Brasileira de Pavimentos: Políticas e Tecnologias, V. Recife, jul. 2006. Disponível em: <www.andit.org.br/vjornada/trabalho%20final/trabalho%20V-035.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2010.

FORTES, R. M.; NETO, A. Z.; MERIGHI, J. V.. **Método das Pastilhas para Identificação Expedita de Solos Tropicais.** In: 2º CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS. Lisboa, Portugal. 18 a 22/novembro, 2002.

FRANZÃO, P.; FORTES, R. M. **Estudo de dosagem de solo com adição de cal hidratada, utilizando-se o método da pastilha:** rodovias. In: CONINFRA - CONGRESSO DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. São Paulo, 25 a 28 de junho de 2008. Disponível em: <www.meusite.mackenzie.com.br/rmfortes/publicações/02-040.pdf>. Acesso em: 03 jun. 2010.

GODOY, A. S. Introdução à pesquisa qualitativa e suas possibilidades. Revista de Administração – RAE, São Paulo, v. 35, n. 2, p. 57-63, 1995.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal:** fundamentos e aplicações na engenharia civil. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal:** fundamentos e aplicações na engenharia civil. 2. ed. São Paulo: Pini, 2002.

HERRIN, Moreland; MITCHELL, Henry. Mistura de solo-cal. Rio de Janeiro: IPR, 1968.

LIMA, D. C.; RÖHM, S. A.; BARBOSA, P. S. A. 1993. **Estabilização dos solos III:** mistura solo-cal para fins rodoviários. 1. ed. Viçosa/MG: Universidade Federal de Viçosa, 46 p.

LIMA, D. C. **Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal.** 1981. 171 f. Dissertação (Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, SP, 1981.

LOVATO, R. S.. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado a pavimentação.** 2004. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - UFRGS, Porto Alegre, 2004.

MACIEL, Camila Belleza *et al.* **Caracterização de solos utilizados em estradas não pavimentadas**: avaliação de solos melhorados com vista na redução de processos erosivos. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, XVIII. Campo Cande/MS. **Anais...** Campo Grande/MS, 22 a 26 nov. 2009. p. 1-11.

MEDRADO, Wallen Alexandre. **Caracterização geotécnica de solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias**. 2009. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto/MG, 2009.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Imagemaker Interactive, 2005.

NÓBREGA, M. T. As reações dos argilo-minerais com a cal. In: REUNIÃO ABERTA DA INDÚSTRIA DA CAL, V., **Anais...** Associação Brasileira de Produtores de Cal, p. 57-78, 1985.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização Físico-química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação**. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995.

OLIVEIRA, J. B.; JACOMINE, P. K. T.; CAMARGO, M. N. **Classes gerais de solos no Brasil**. Jaboticabal: FUNEP, 1992. p. 17-29.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A.. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

PAIVA, Sérgio Carvalho; GOMES, Eduardo Alves de Oliveira; OLIVEIRA, Romilde Almeida de. Controle de qualidade da cal para argamassas: metodologias alternativas. **Revista Ciências & Tecnologia**, Campinas, ano 1, n. 1, p. 01-11 jul./dez. 2007.

PESSOA, F. H. C. **Análise de solos de Urucu para fins de uso rodoviário**. 2004. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Brasília. Brasília. 2004.

PINHEIRO, Rinaldo. **Princípios da estabilização dos solos**: materiais para infra-estrutura de transportes. Santa Maria/RS: [s.n.], s/d. Apresentação.

PINTO, Carlos de S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

POMATTI, K. E. **Estabilização do solo da região de São Pedro de Alcântara-SC com cal, Visando seu Emprego na Pavimentação**. 2000. 86 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2000.

RABASSA, C. M.; SANTOS, L. C. dos; BASTOS, C. A. B. **Estabilização físico-química de um solo arenoso fino com cal e cimento**. Congresso de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia, XXI. Feira de Protótipos, VI. 2006. Disponível em: <<http://200.169.53.89/download/CD%20congressos/2006/CRICTE%202006/trabalhos/241443-egt-01-09-104548.pdf>>. Acesso em: 30 maio 2009.

SÃO PAULO. Secretaria de Infra-estrutura Urbana da Prefeitura de São Paulo. **IP-08**: Análise mecanicista da fadiga de estrutura de pavimento. 2002. Disponível em: <www2.prefeitura.sp.gov.br/arquivossecretarias/infraestruturaurbana/normastecnicasdepavimentacao/ip08>. Acesso em: 27 maio 2010.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1981.



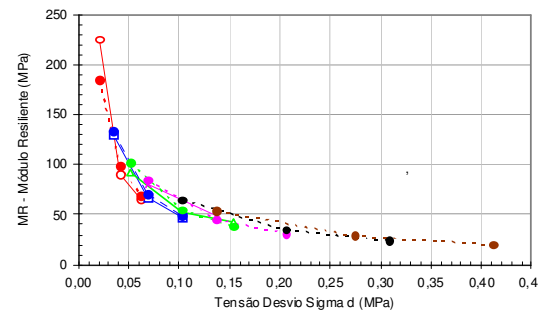
VENTURA, C.; LEITE, B.; SOUZA, L. **Plano diretor de Ribeirão das Neves**: volume I: histórico e concepção. Ribeirão das Neves/MG: [s.n.], 2006.



VILLIBOR, D. F. *et al.* **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. 2. ed. Ampliada. São Paulo: Arte e Ciência, 2009.

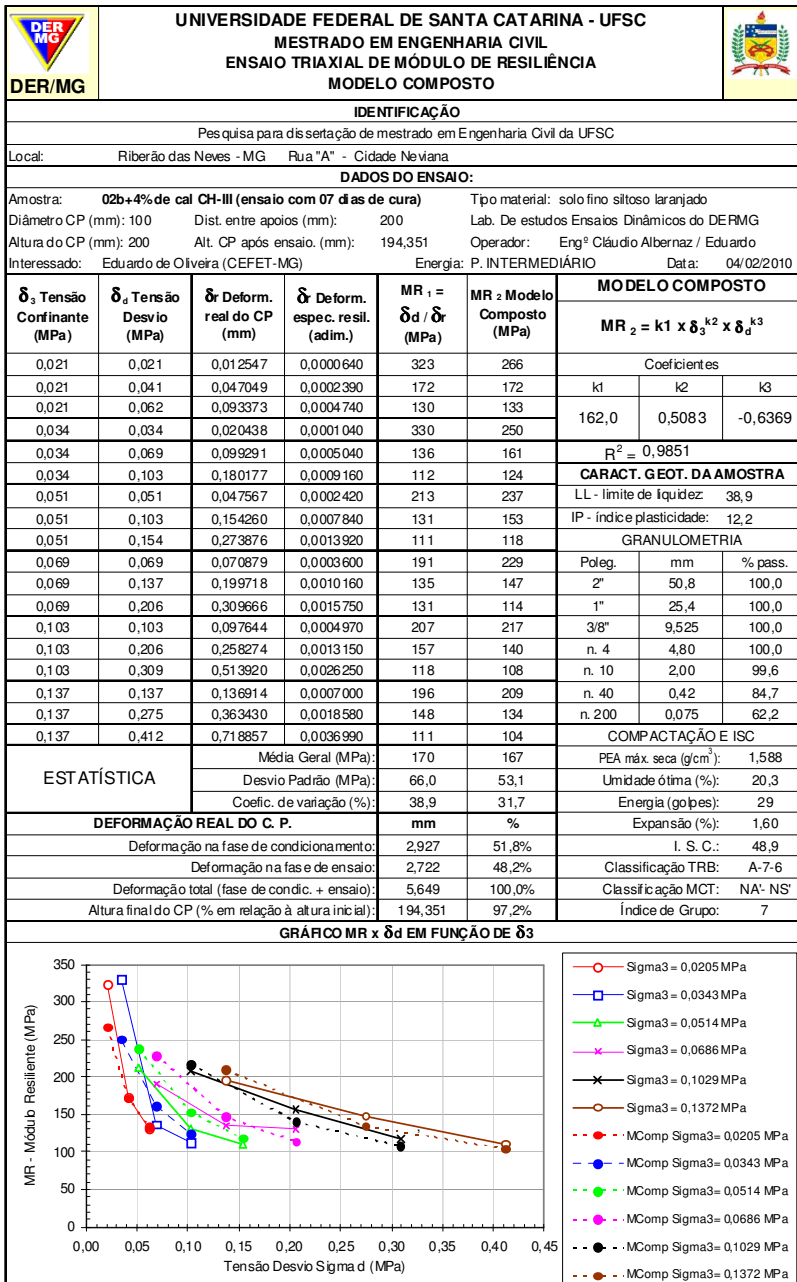
VILLIBOR, D. F. *et al.* **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**: bases alternativas com solos lateríticos. 1. ed. São Paulo: Arte e Ciência, 2007.



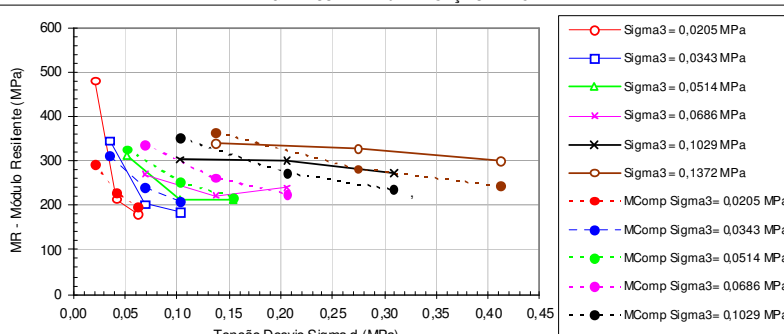
WERNECK, Eugênio Paceli; MOMM, Leto. Uso dos ensaios da metodologia MCT para a avaliação da influência da estabilização com a cal de um solo. In: CONINFRA, São Paulo. **Anais ...** São Paulo, 19 a 22 de junho de 2007. p. 1-15.



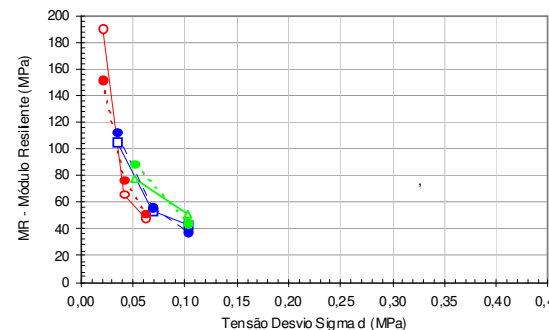
APÊNDICE A – Ensaio de Módulo Resiliente



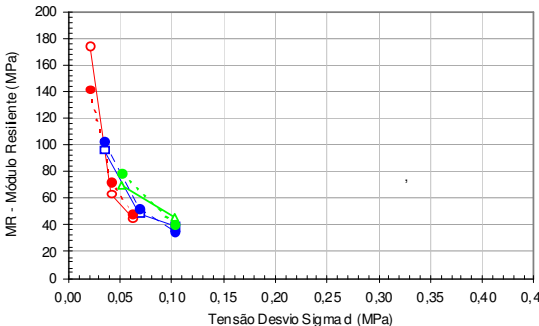
 DER/MG	UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Rua "A" - Cidade Neviãna								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 02b (ensaio sem adição de CAL)		Tipo material: solo fino silteoso laranjaço						
Diâmetro CP (mm): 100	Dist. entre apoios (mm): 200	Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DERMG						
Altura do CP (mm): 200	Alt. CP após ensaio. (mm): 196,947	Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo						
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)		Energia: P. INTERMEDIÁRIO Data: 04/02/2010						
β₃ Tensão Confinante (MPa)	β_d Tensão Desvio (MPa)	β_r Deform. real do CP (mm)	β_r Deform. espec. resil. (adim.)	MR₁ = β_d / β_r (MPa)	MR₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
MR₂ = k₁ x β₃^{k₂} x β_d^{k₃}								
Coeficientes								
						k ₁	k ₂	k ₃
						14,8	0,2579	-0,9079
R² = 0,9922								
CARACT. GEOT. DA AMOSTRA								
LL - limite de liquidez: 42,2								
IP - índice plasticidade: 11,1								
GRANULOMETRIA								
						Poleg.	mm	% pass.
						2"	50,8	100,0
						1"	25,4	100,0
						3/8"	9,525	100,0
						n. 4	4,80	100,0
						n. 10	2,00	99,6
						n. 40	0,42	84,7
						n. 200	0,075	62,2
COMPACTAÇÃO E ISC								
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		86	66	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,563		
		Desvio Padrão (MPa):		52,8	42,3	Umidade ótima (%): 17,8		
		Coefic. de variação (%):		61,7	64,3	Energia (golpes): 29		
		DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.		mm	%	Expansão (%): 2,54		
		Deformação na fase de condicionamento:		0,000	0,0%	I. S. C.: 4,7		
		Deformação na fase de ensaio:		3,053	100,0%	Classificação TRB: A-7-6		
		Deformação total (fase de condic. + ensaio):		3,053	100,0%	Classificação MCT: NS' - NA		
		Altura final do CP (% em relação à altura inicial):		196,947	98,5%	Índice de Grupo: 7		
GRÁFICO MR x β_d EM FUNÇÃO DE β₃								
						<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3 = 0,0205 MPa —□— Sigma3 = 0,0343 MPa —△— Sigma3 = 0,0514 MPa —×— Sigma3 = 0,0686 MPa —×— Sigma3 = 0,1029 MPa —○— Sigma3 = 0,1372 MPa - - -○- - - MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - -□- - - MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - -△- - - MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - -×- - - MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - -×- - - MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - -○- - - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		


		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO																																																																																																																																																																																																																																																																																			
IDENTIFICAÇÃO																																																																																																																																																																																																																																																																																					
Pesquisa para dís ssertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC																																																																																																																																																																																																																																																																																					
Local: Riberão das Neves - MG Rua "A" - Cidade Nevíana																																																																																																																																																																																																																																																																																					
DADOS DO ENSAIO:																																																																																																																																																																																																																																																																																					
Amostra: 02a+4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)				Tipo material: solo fino sítiloso laranja																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 199,049		Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo																																																																																																																																																																																																																																																																																	
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010																																																																																																																																																																																																																																																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>δ_3 Tensão Confinante (MPa)</th> <th>δ_2 Tensão Desvio (MPa)</th> <th>δ_r Deform. real do CP (mm)</th> <th>δ_d Deform. espec. resil. (adim.)</th> <th>MR₁ = δ_d / δ_r (MPa)</th> <th>MR₂ Modelo Composto (MPa)</th> <th colspan="3">MODELO COMPOSTO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0,021</td> <td>0,021</td> <td>0,014332</td> <td>0,0000720</td> <td>287</td> <td>236</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">MR₂ = k₁ x δ_3^2 x δ_d^3</td> </tr> <tr> <td colspan="6"></td> <td colspan="3" style="text-align: center;">Coeficientes</td> </tr> <tr> <td>0,021</td> <td>0,041</td> <td>0,051004</td> <td>0,0002550</td> <td>161</td> <td>157</td> <td>k₁</td> <td>k₂</td> <td>k₃</td> </tr> <tr> <td>0,021</td> <td>0,062</td> <td>0,101171</td> <td>0,0005060</td> <td>122</td> <td>124</td> <td>129,9</td> <td>0,4381</td> <td>-0,5928</td> </tr> <tr> <td>0,034</td> <td>0,034</td> <td>0,025883</td> <td>0,0001300</td> <td>264</td> <td>219</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">R² = 0,9890</td> </tr> <tr> <td>0,034</td> <td>0,069</td> <td>0,109322</td> <td>0,0005470</td> <td>125</td> <td>145</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">CARACT. GEOT. DA AMOSTRA</td> </tr> <tr> <td>0,034</td> <td>0,103</td> <td>0,198594</td> <td>0,0009940</td> <td>104</td> <td>114</td> <td colspan="3">LL - limite de liquidez: 38,9</td> </tr> <tr> <td>0,051</td> <td>0,051</td> <td>0,055973</td> <td>0,0002800</td> <td>184</td> <td>205</td> <td colspan="3">IP - índice de plasticidade: 12,2</td> </tr> <tr> <td>0,051</td> <td>0,103</td> <td>0,176819</td> <td>0,0008850</td> <td>116</td> <td>136</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">GRANULOMETRIA</td> </tr> <tr> <td>0,051</td> <td>0,154</td> <td>0,302788</td> <td>0,0015160</td> <td>102</td> <td>107</td> <td>Poleg.</td> <td>mm</td> <td>% pass.</td> </tr> <tr> <td>0,069</td> <td>0,069</td> <td>0,079114</td> <td>0,0003960</td> <td>173</td> <td>197</td> <td>2"</td> <td>50,8</td> <td>100,0</td> </tr> <tr> <td>0,069</td> <td>0,137</td> <td>0,224676</td> <td>0,0011260</td> <td>122</td> <td>130</td> <td>1"</td> <td>25,4</td> <td>100,0</td> </tr> <tr> <td>0,069</td> <td>0,206</td> <td>0,356159</td> <td>0,0017850</td> <td>115</td> <td>102</td> <td>3/8"</td> <td>9,525</td> <td>100,0</td> </tr> <tr> <td>0,103</td> <td>0,103</td> <td>0,115700</td> <td>0,0005800</td> <td>177</td> <td>185</td> <td>n. 4</td> <td>4,80</td> <td>100,0</td> </tr> <tr> <td>0,103</td> <td>0,206</td> <td>0,299730</td> <td>0,0015030</td> <td>137</td> <td>122</td> <td>n. 10</td> <td>2,00</td> <td>99,6</td> </tr> <tr> <td>0,103</td> <td>0,309</td> <td>0,596130</td> <td>0,0030000</td> <td>103</td> <td>96</td> <td>n. 40</td> <td>0,42</td> <td>84,7</td> </tr> <tr> <td>0,137</td> <td>0,137</td> <td>0,163100</td> <td>0,0008210</td> <td>167</td> <td>177</td> <td>n. 200</td> <td>0,075</td> <td>62,2</td> </tr> <tr> <td>0,137</td> <td>0,275</td> <td>0,425786</td> <td>0,0021450</td> <td>128</td> <td>117</td> <td colspan="3" style="text-align: center;">COMPACTAÇÃO E ISC</td> </tr> <tr> <td>0,137</td> <td>0,412</td> <td>0,827803</td> <td>0,0042000</td> <td>98</td> <td>92</td> <td colspan="3">PEA máx. seca (g/cm³): 1,588</td> </tr> <tr> <td colspan="4" rowspan="3" style="text-align: center;">ESTATÍSTICA</td> <td colspan="2">Média Geral (MPa):</td> <td>149</td> <td>148</td> <td colspan="2">Umidade ótima (%): 20,3</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Desvio Padrão (MPa):</td> <td>53,8</td> <td>44,7</td> <td colspan="2">Energia (go/pes): 29</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Coefic. de variação (%):</td> <td>36,1</td> <td>30,3</td> <td colspan="2">Expansão (%): 1,60</td> </tr> <tr> <td colspan="4" style="text-align: center;">DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.</td> <td colspan="2">mm</td> <td colspan="2">%</td> <td colspan="2"></td> </tr> <tr> <td colspan="4">Deformação na fase de condicionamento:</td> <td>0,378</td> <td>39,7%</td> <td colspan="2">I. S. C.:</td> <td colspan="2">48,9</td> </tr> <tr> <td colspan="4">Deformação na fase de ensaio:</td> <td>0,573</td> <td>60,3%</td> <td colspan="2">Classificação TRB:</td> <td colspan="2">A-7-6</td> </tr> <tr> <td colspan="4">Deformação total (fase de condic. + ensaio):</td> <td>0,951</td> <td>100,0%</td> <td colspan="2">Classificação MCT:</td> <td colspan="2">NA'- NS'</td> </tr> <tr> <td colspan="4">Altura final do CP (% em relação à altura inicial):</td> <td>199,049</td> <td>99,5%</td> <td colspan="2">Índice de Grupo:</td> <td colspan="2">7</td> </tr> <tr> <td colspan="10" style="text-align: center;">GRÁFICO MR x δ_d EM FUNÇÃO DE δ_3</td> </tr> <tr> <td colspan="6"> </td> <td colspan="4"> <ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3= 0,0205 MPa —□— Sigma3= 0,0343 MPa —△— Sigma3= 0,0514 MPa —×— Sigma3= 0,0686 MPa —×— Sigma3= 0,1029 MPa —○— Sigma3= 0,1372 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1372 MPa </td> </tr> </tbody> </table>						δ_3 Tensão Confinante (MPa)	δ_2 Tensão Desvio (MPa)	δ_r Deform. real do CP (mm)	δ_d Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = δ_d / δ_r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			0,021	0,021	0,014332	0,0000720	287	236	MR ₂ = k ₁ x δ_3^2 x δ_d^3									Coeficientes			0,021	0,041	0,051004	0,0002550	161	157	k ₁	k ₂	k ₃	0,021	0,062	0,101171	0,0005060	122	124	129,9	0,4381	-0,5928	0,034	0,034	0,025883	0,0001300	264	219	R ² = 0,9890			0,034	0,069	0,109322	0,0005470	125	145	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA			0,034	0,103	0,198594	0,0009940	104	114	LL - limite de liquidez: 38,9			0,051	0,051	0,055973	0,0002800	184	205	IP - índice de plasticidade: 12,2			0,051	0,103	0,176819	0,0008850	116	136	GRANULOMETRIA			0,051	0,154	0,302788	0,0015160	102	107	Poleg.	mm	% pass.	0,069	0,069	0,079114	0,0003960	173	197	2"	50,8	100,0	0,069	0,137	0,224676	0,0011260	122	130	1"	25,4	100,0	0,069	0,206	0,356159	0,0017850	115	102	3/8"	9,525	100,0	0,103	0,103	0,115700	0,0005800	177	185	n. 4	4,80	100,0	0,103	0,206	0,299730	0,0015030	137	122	n. 10	2,00	99,6	0,103	0,309	0,596130	0,0030000	103	96	n. 40	0,42	84,7	0,137	0,137	0,163100	0,0008210	167	177	n. 200	0,075	62,2	0,137	0,275	0,425786	0,0021450	128	117	COMPACTAÇÃO E ISC			0,137	0,412	0,827803	0,0042000	98	92	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,588			ESTATÍSTICA				Média Geral (MPa):		149	148	Umidade ótima (%): 20,3		Desvio Padrão (MPa):		53,8	44,7	Energia (go/pes): 29		Coefic. de variação (%):		36,1	30,3	Expansão (%): 1,60		DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm		%				Deformação na fase de condicionamento:				0,378	39,7%	I. S. C.:		48,9		Deformação na fase de ensaio:				0,573	60,3%	Classificação TRB:		A-7-6		Deformação total (fase de condic. + ensaio):				0,951	100,0%	Classificação MCT:		NA'- NS'		Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				199,049	99,5%	Índice de Grupo:		7		GRÁFICO MR x δ_d EM FUNÇÃO DE δ_3																<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3= 0,0205 MPa —□— Sigma3= 0,0343 MPa —△— Sigma3= 0,0514 MPa —×— Sigma3= 0,0686 MPa —×— Sigma3= 0,1029 MPa —○— Sigma3= 0,1372 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1372 MPa 			
						δ_3 Tensão Confinante (MPa)	δ_2 Tensão Desvio (MPa)	δ_r Deform. real do CP (mm)	δ_d Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = δ_d / δ_r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO																																																																																																																																																																																																																																																																									
0,021	0,021	0,014332	0,0000720	287	236	MR ₂ = k ₁ x δ_3^2 x δ_d^3																																																																																																																																																																																																																																																																															
						Coeficientes																																																																																																																																																																																																																																																																															
0,021	0,041	0,051004	0,0002550	161	157	k ₁	k ₂	k ₃																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,021	0,062	0,101171	0,0005060	122	124	129,9	0,4381	-0,5928																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,034	0,034	0,025883	0,0001300	264	219	R ² = 0,9890																																																																																																																																																																																																																																																																															
0,034	0,069	0,109322	0,0005470	125	145	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA																																																																																																																																																																																																																																																																															
0,034	0,103	0,198594	0,0009940	104	114	LL - limite de liquidez: 38,9																																																																																																																																																																																																																																																																															
0,051	0,051	0,055973	0,0002800	184	205	IP - índice de plasticidade: 12,2																																																																																																																																																																																																																																																																															
0,051	0,103	0,176819	0,0008850	116	136	GRANULOMETRIA																																																																																																																																																																																																																																																																															
0,051	0,154	0,302788	0,0015160	102	107	Poleg.	mm	% pass.																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,069	0,069	0,079114	0,0003960	173	197	2"	50,8	100,0																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,069	0,137	0,224676	0,0011260	122	130	1"	25,4	100,0																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,069	0,206	0,356159	0,0017850	115	102	3/8"	9,525	100,0																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,103	0,103	0,115700	0,0005800	177	185	n. 4	4,80	100,0																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,103	0,206	0,299730	0,0015030	137	122	n. 10	2,00	99,6																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,103	0,309	0,596130	0,0030000	103	96	n. 40	0,42	84,7																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,137	0,137	0,163100	0,0008210	167	177	n. 200	0,075	62,2																																																																																																																																																																																																																																																																													
0,137	0,275	0,425786	0,0021450	128	117	COMPACTAÇÃO E ISC																																																																																																																																																																																																																																																																															
0,137	0,412	0,827803	0,0042000	98	92	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,588																																																																																																																																																																																																																																																																															
ESTATÍSTICA				Média Geral (MPa):		149	148	Umidade ótima (%): 20,3																																																																																																																																																																																																																																																																													
				Desvio Padrão (MPa):		53,8	44,7	Energia (go/pes): 29																																																																																																																																																																																																																																																																													
				Coefic. de variação (%):		36,1	30,3	Expansão (%): 1,60																																																																																																																																																																																																																																																																													
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm		%																																																																																																																																																																																																																																																																															
Deformação na fase de condicionamento:				0,378	39,7%	I. S. C.:		48,9																																																																																																																																																																																																																																																																													
Deformação na fase de ensaio:				0,573	60,3%	Classificação TRB:		A-7-6																																																																																																																																																																																																																																																																													
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				0,951	100,0%	Classificação MCT:		NA'- NS'																																																																																																																																																																																																																																																																													
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				199,049	99,5%	Índice de Grupo:		7																																																																																																																																																																																																																																																																													
GRÁFICO MR x δ_d EM FUNÇÃO DE δ_3																																																																																																																																																																																																																																																																																					
						<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3= 0,0205 MPa —□— Sigma3= 0,0343 MPa —△— Sigma3= 0,0514 MPa —×— Sigma3= 0,0686 MPa —×— Sigma3= 0,1029 MPa —○— Sigma3= 0,1372 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1372 MPa 																																																																																																																																																																																																																																																																															



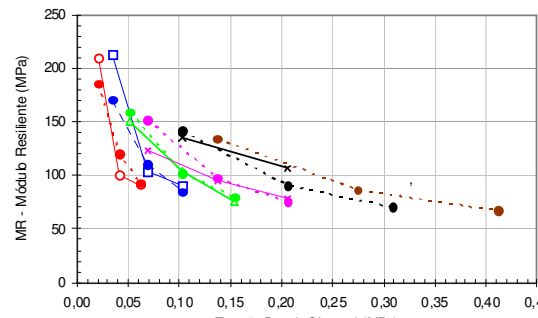




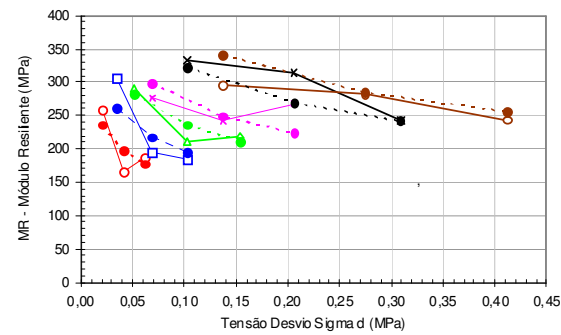
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO					
IDENTIFICAÇÃO							
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC							
Local: Riberão das Neves - MG Rua "A" - Cidade Nevisana							
DADOS DO ENSAIO:							
Amostra: 02a+4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)				Tipo material: solo fino siltoso laranja			
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DERMG			
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 198,417		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo			
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010	
MODELO COMPOSTO							
$MR_2 = k_1 \times N_d^{k_2} \times N_d^{k_3}$							
Coeficientes							
0,021		0,021		0,008633		0,000430	
0,021		0,041		0,038333		0,0001920	
0,021		0,062		0,067815		0,0003400	
0,034		0,034		0,019760		0,0000990	
0,034		0,069		0,067081		0,0003370	
0,034		0,103		0,111082		0,0005580	
0,051		0,051		0,032686		0,0001640	
0,051		0,103		0,096232		0,0004830	
0,051		0,154		0,144299		0,0007250	
0,069		0,069		0,050842		0,0002550	
0,069		0,137		0,123709		0,0006210	
0,069		0,206		0,170679		0,0008570	
0,103		0,103		0,067696		0,0003400	
0,103		0,206		0,136171		0,0006840	
0,103		0,309		0,224742		0,0011300	
0,137		0,137		0,080493		0,0004050	
0,137		0,275		0,166400		0,0008370	
0,137		0,412		0,273102		0,0013760	
ESTATÍSTICA							
Média Geral (MPa):						274	
Desvio Padrão (MPa):						74,9	
Coef. de variação (%):						27,4	
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.							
Deformação na fase de condicionamento:						0,679	
Deformação na fase de ensaio:						0,904	
Deformação total (fase de condic. + ensaio):						1,583	
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):						198,417	
GRÁFICO MR x N_d EM FUNÇÃO DE N_d							
							



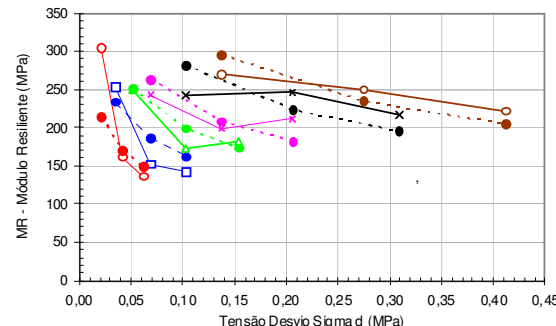
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Rua 12 - Cidade Neviãna								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 05a (ensaio sem adição de CAL)			Tipo material: solo fino silteoso rosa					
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaos Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio (mm): 196,234		Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Dat: 04/02/2010		
δ_3 Tensão Confinante (MPa)	δ_d Tensão Desvio (MPa)	δ_r Deform. real do CP (mm)	δ_e Deform. espec. resil. (adim.)	$MR_1 = \delta_d / \delta_r$ (MPa)	MR_2 Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						$MR_2 = k_1 \times \delta_3^{k_2} \times \delta_d^{k_3}$		
0,021	0,021	0,021661	0,0001090	190	151	Coeficientes		
0,021	0,041	0,124095	0,0006240	66	77	k1	k2	k3
0,021	0,062	0,255022	0,0012870	48	51	15,5	0,4003	-0,9892
0,034	0,034	0,064494	0,0003260	105	113			
0,034	0,069	0,254950	0,0012890	53	57	$R^2 = 0,9815$		
0,034	0,103	0,477244	0,0024240	42	38	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051	0,051	0,130345	0,0006620	78	89	LL - limite de liquidez: 35,3		
0,051	0,103	0,393198	0,0019990	51	45	IP - índice plasticidade: 10,8		
0,051	0,154					GRANULOMETRIA		
0,069	0,069					Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137					2"	50,8	100,0
0,069	0,206					1"	25,4	100,0
0,103	0,103					3/8"	9,525	100,0
0,103	0,206					n. 4	4,80	100,0
0,103	0,309					n. 10	2,00	99,9
0,137	0,137					n. 40	0,42	79,7
0,137	0,275					n. 200	0,075	52,7
0,137	0,412					COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		79	78	PEA máx. seca (g/cm ³):		1,617
		Desvio Padrão (MPa):		49,1	38,9	Umidade ótima (%):		17,4
		Coefic. de variação (%):		61,9	50,1	Energia (golpes):		29
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 3,12		
Deformação na fase de condicionamento:				0,000	0,0%	I. S. C.: 4,7		
Deformação na fase de ensaio:				3,766	100,0%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				3,766	100,0%	Classificação MCT: NS ^o NA ^o		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				196,234	98,1%	Índice de Grupo: 4		
GRÁFICO MR x δ_d EM FUNÇÃO DE δ_3								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa ✖ Sigma3 = 0,0686 MPa ✕ Sigma3 = 0,1029 MPa ○ Sigma3 = 0,1372 MPa - - ○ - - MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - □ - - MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - △ - - MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - ✖ - - MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - ✕ - - MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - ○ - - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		



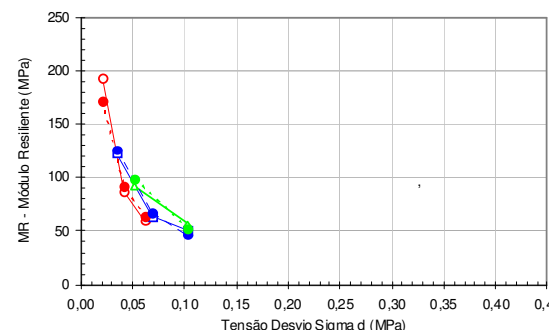
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para dis sertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Ribeirão das Neves - MG Rua 12 - Cidade Neviãna								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 05b (ensaio sem adição da CAL)				Tipo material: solo fino siltoso rosa				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 194,148		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010		
σ ₃ Tensão Confinante (MPa)	σ _d Tensão Desvio (MPa)	J _r Deform. real do CP (mm)	J _e Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = J _d / J _r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						MR ₂ = k ₁ x J ₃ ^{k₂} x J _d ^{k₃}		
0,021	0,021	0,023819	0,0001190	174	142	Coeficientes		
0,021	0,041	0,128625	0,0006460	64	72	k ₁	k ₂	k ₃
0,021	0,062	0,271494	0,0013690	45	49			
0,034	0,034	0,070431	0,0003550	97	102			
0,034	0,069	0,277463	0,0014000	49	52	R ² = 0,9844		
0,034	0,103	0,517726	0,0026270	39	35	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051	0,051	0,145918	0,0007410	69	79	LL - limite de liquidez: 35,3		
0,051	0,103	0,444983	0,0022600	46	40	IP - índice plasticidade: 10,8		
0,051	0,154					GRANULOMETRIA		
0,069	0,069					Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137					2"	50,8	100,0
0,069	0,206					1"	25,4	100,0
0,103	0,103					3/8"	9,525	100,0
0,103	0,206					n. 4	4,80	100,0
0,103	0,309					n. 10	2,00	99,9
0,137	0,137					n. 40	0,42	79,7
0,137	0,275					n. 200	0,075	52,7
0,137	0,412					COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA	Média Geral (MPa):		73	71	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,617			
	Desvio Padrão (MPa):		44,8	36,1	Umidade ótima (%): 17,4			
	Coefic. de variação (%):		61,6	50,6	Energia (golpes): 29			
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 3,12		
Deformação na fase de condicionamento:				2,345	40,1%	I. S. C.: 4,7		
Deformação na fase de ensaio:				3,507	59,9%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				5,852	100,0%	Classificação MCT: NS- NA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				194,148	97,1%	Índice de Grupo: 4		
GRÁFICO MR x J_d EM FUNÇÃO DE J₃								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa × - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa 		
						<ul style="list-style-type: none"> - - ● - MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		


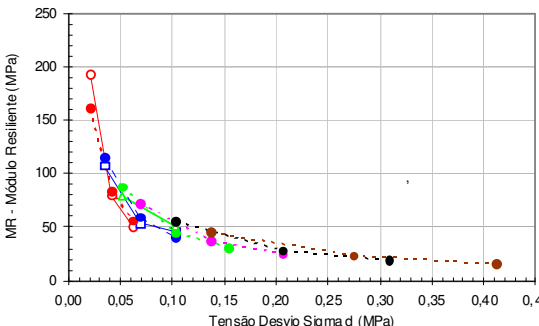
DER/MG		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO												
IDENTIFICAÇÃO														
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC														
Local: Riberão das Neves - MG Rua 12 - Cidade Neviãna														
DADOS DO ENSAIO:														
Amostra: 05a ±4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)						Tipo material: solo fino siltoso rosa								
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200			Lab. De estudos Ensaos Dinâmicos do DERMG								
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 196,700			Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo								
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010								
σ ₃ Tensão Confinante (MPa)		σ _d Tensão Desvio (MPa)		r Deform. real do CP (mm)		r Deform. espec. resil. (adim.)		MR ₁ = σ _d / r (MPa)		MR ₂ Modelo Composto (MPa)		MODELO COMPOSTO		
$MR_2 = k_1 \times \sigma_3^2 \times \sigma_d^3$														
Coeficientes														
0,021		0,021		0,040981		0,0002050		101		95				
0,021		0,041		0,123130		0,0006170		67		68		k ₁		
0,021		0,062		0,223454		0,0011200		55		56		k ₂		
0,034		0,034		0,060782		0,0003050		113		106		204,0		
0,034		0,069		0,204012		0,0010230		67		75		R ² = 0,9952		
0,034		0,103		0,337049		0,0016910		61		61		CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051		0,051		0,093888		0,0004710		109		114		LL - limite de liquidez: 33,1		
0,051		0,103		0,270411		0,0013570		76		81		IP - índice plasticidade: 9,5		
0,051		0,154		0,427316		0,0021470		72		66		GRANULOMETRIA		
0,069		0,069		0,109686		0,0005510		125		121		Poleg. mm % pass.		
0,069		0,137		0,315172		0,0015850		87		86		2" 50,8 100,0		
0,069		0,206		0,566678		0,0028580		72		70		1" 25,4 100,0		
0,103		0,103		0,163508		0,0008250		125		131		3/8" 9,525 100,0		
0,103		0,206		0,425173		0,0021480		96		93		n. 4 4,80 100,0		
0,103		0,309								76		n. 10 2,00 99,9		
0,137		0,137								138		n. 40 0,42 79,7		
0,137		0,275								98		n. 200 0,075 52,7		
0,137		0,412								80				
ESTATÍSTICA			Média Geral (MPa):		87		90		PEA máx. seca (g/cm ³):			1,596		
			Desvio Padrão (MPa):		23,8		24,3		Umidade ótima (%):			21,9		
			Coefic. de variação (%):		27,2		27,0		Energia (golpes):			29		
									Expansão (%):			2,50		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.						mm		%						
Deformação na fase de condicionamento:								0,0%		I. S. C.: 35,2				
Deformação na fase de ensaio:						3,300		100,0%		Classificação TRB: A - 4				
Deformação total (fase de condic. + ensaio):						3,300		100,0%		Classificação MCT: LA - LA'				
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):						196,700		98,4%		Índice de Grupo: 4				
GRÁFICO MR x σ_d EM FUNÇÃO DE σ₃														
<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa × - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa --- ○ --- MComp Sigma3= 0,0205 MPa --- □ --- MComp Sigma3= 0,0343 MPa --- △ --- MComp Sigma3= 0,0514 MPa --- × --- MComp Sigma3= 0,0686 MPa --- × --- MComp Sigma3= 0,1029 MPa --- ○ --- MComp Sigma3= 0,1372 MPa 														


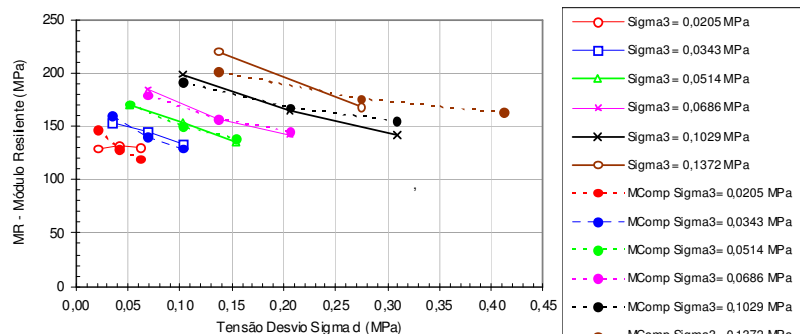
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Rua 12 - Cidade Nevána								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 05b+4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)				Tipo material: solo fino silteoso rosa				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaos Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 194,148		Operador: Engº Cláudio Alberraz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010		
Tensão Confinante (MPa)	Tensão Desvio (MPa)	Deform. real do CP (mm)	Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = $\frac{\sigma_d}{\sigma_3}$ (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						$MR_2 = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3}$		
0,021	0,021	0,019534	0,0000990	209	186	Coeficientes		
0,021	0,041	0,080689	0,0004090	101	120	k1	k2	k3
0,021	0,062	0,133810	0,0006780	91	93			
0,034	0,034	0,031734	0,0001610	213	171	95,5	0,4661	-0,6382
0,034	0,069	0,131111	0,0006650	103	110	$R^2 = 0,9847$		
0,034	0,103	0,225110	0,0011430	90	85	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051	0,051	0,067638	0,0003430	150	159	LL - limite de liquidez: 33,1		
0,051	0,103	0,195959	0,0009950	103	102	IP - índice de plasticidade: 9,5		
0,051	0,154	0,397827	0,0020290	76	79	GRANULOMETRIA		
0,069	0,069	0,109077	0,0005570	123	151	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137	0,283457	0,0014470	95	97	2"	50,8	100,0
0,069	0,206	0,511080	0,0026200	79	75	1"	25,4	100,0
0,103	0,103	0,148409	0,0007610	135	141	3/8"	9,525	100,0
0,103	0,206	0,377300	0,0019380	106	91	n. 4	4,80	100,0
0,103	0,309				70	n. 10	2,00	99,9
0,137	0,137				134	n. 40	0,42	79,7
0,137	0,275				86	n. 200	0,075	52,7
0,137	0,412				67	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		120	112	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,596		
		Desvio Padrão (MPa):		43,7	36,7	Umidade ótima (%): 21,9		
		Coef. de variação (%):		36,5	32,7	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 2,50		
Deformação na fase de condicionamento:				2,345	40,1%	I. S. C.: 35,2		
Deformação na fase de ensaio:				3,507	59,9%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				5,852	100,0%	Classificação MCT: LA - LA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				194,148	97,1%	Índice de Grupo: 4		
GRÁFICO MR x σ_d EM FUNÇÃO DE σ_3								
						<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3 = 0,0205 MPa —□— Sigma3 = 0,0343 MPa —△— Sigma3 = 0,0514 MPa —×— Sigma3 = 0,0686 MPa —×— Sigma3 = 0,1029 MPa —○— Sigma3 = 0,1372 MPa - - - ● - - MComp Sigma3 = 0,0205 MPa - - - ● - - MComp Sigma3 = 0,0343 MPa - - - ● - - MComp Sigma3 = 0,0514 MPa - - - ● - - MComp Sigma3 = 0,0686 MPa - - - ● - - MComp Sigma3 = 0,1029 MPa - - - ● - - MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 		



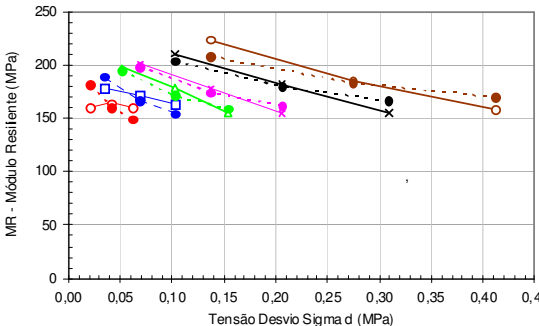
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO									
Pesquisa para dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC									
Local: Ribeirão das Neves - MG Rua 12 - Cidade Neviana									
DADOS DO ENSAIO:									
Amostra: 05a ±4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)						Tipo material: solo fino sítoso rosa			
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200			Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DERMG			
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 197,699			Operador: Eng ^o Cláudio Albarnaz / Eduardo			
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010			
Φ_3 Tensão Confinante (MPa)		Φ_d Tensão Desvio (MPa)	Φ_r Deform. real do CP (mm)	Φ Deform. espec. resil. (adim.)	$MR_1 = \Phi_d / \Phi$ (MPa)	MR_2 Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
							$MR_2 = k_1 \times \Phi_3^{k_2} \times \Phi_d^{k_3}$		
Coeficientes									
0,021		0,021	0,015900	0,000800	259	236			
0,021		0,041	0,049799	0,002500	165	197	k1		
0,021		0,062	0,065821	0,003310	187	177	k2		
0,034		0,034	0,022252	0,000120	306	260	k3		
0,034		0,069	0,070260	0,0003530	194	217	501,6 0,4564 -0,2620		
0,034		0,103	0,111648	0,0005610	183	195	$R^2 = 0,9830$		
0,051		0,051	0,035433	0,0001780	289	282	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA LL - limite de liquidez: 33,1		
0,051		0,103	0,096702	0,0004860	212	235	IP - índice plasticidade: 9,5		
0,051		0,154	0,139497	0,0007010	220	211	GRANULOMETRIA		
0,069		0,069	0,049317	0,0002480	277	298	Poleg.	mm	% pass.
0,069		0,137	0,112498	0,0005660	242	249	2"	50,8	100,0
0,069		0,206	0,153259	0,0007710	267	223	1"	25,4	100,0
0,103		0,103	0,061357	0,0003090	333	322	3/8"	9,525	100,0
0,103		0,206	0,130117	0,0006540	315	269	n. 4	4,80	100,0
0,103		0,309	0,251449	0,0012680	244	242	n. 10	2,00	99,9
0,137		0,137	0,092086	0,0004640	296	341	n. 40	0,42	79,7
0,137		0,275	0,192797	0,0009720	282	284	n. 200	0,075	52,7
0,137		0,412	0,334312	0,0016910	244	256	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):			251	250	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,596		
		Desvio Padrão (MPa):			49,3	44,3	Umidade ótima (%): 21,9		
		Coefic. de variação (%):			19,7	17,8	Energia (go/ps): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.					mm	%	Expansão (%): 1,45		
Deformação na fase de condicionamento:					0,859	37,3%	I. S. C.: 52,5		
Deformação na fase de ensaio:					1,442	62,7%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):					2,301	100,0%	Classificação MCT: LA - LA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):					197,699	98,8%	Índice de Grupo: 4		
GRÁFICO MR x Φ_d EM FUNÇÃO DE Φ_3									
							<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa × Sigma3 = 0,0686 MPa × Sigma3 = 0,1029 MPa ◇ Sigma3 = 0,1372 MPa --- ○ --- MComp Sigma3= 0,0205 MPa --- □ --- MComp Sigma3= 0,0343 MPa --- △ --- MComp Sigma3= 0,0514 MPa --- × --- MComp Sigma3= 0,0686 MPa --- × --- MComp Sigma3= 0,1029 MPa --- ◇ --- MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		



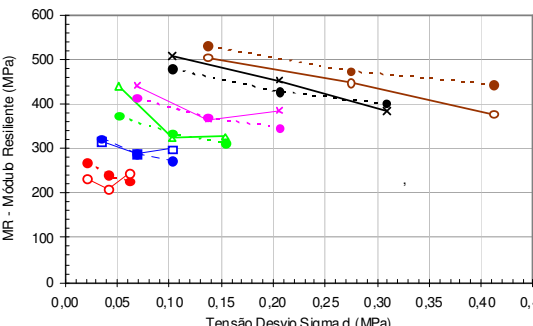
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para dis ssertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberião das Neves - MG Rua 12 - Cidade Nevinã								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 05b+4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)				Tipo material: solo fino siltooso rosa				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 196,863		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010		
σ ₃ Tensão Confinante (MPa)	σ _d Tensão Desvio (MPa)	ε _r Deform. real do CP (mm)	ε _s Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = σ _d / ε _s (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						MR ₂ = k ₁ x σ ₃ ^{k₂} x ε _d ^{k₃}		
0,021	0,021	0,013525	0,000680	304	215	Coeficientes		
0,021	0,041	0,050395	0,002540	162	170	413,6	0,5031	-0,3345
0,021	0,062	0,089524	0,004510	137	149			
0,034	0,034	0,026735	0,001350	254	234			
0,034	0,069	0,088921	0,004480	153	186	R ² = 0,9743		
0,034	0,103	0,143375	0,0007230	142	162	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051	0,051	0,041053	0,002070	249	251	LL - limite de liquidez: 35,3		
0,051	0,103	0,118376	0,005970	172	199	IP - índice plasticidade: 10,8		
0,051	0,154	0,168074	0,0008480	182	174	GRANULOMETRIA		
0,069	0,069	0,055985	0,002820	243	263	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137	0,136650	0,006890	199	209	2"	50,8	100,0
0,069	0,206	0,192224	0,0009700	212	182	1"	25,4	100,0
0,103	0,103	0,083791	0,004230	243	282	3/8"	9,525	100,0
0,103	0,206	0,165858	0,0008370	246	224	n. 4	4,80	100,0
0,103	0,309	0,281031	0,0014220	217	195	n. 10	2,00	99,9
0,137	0,137	0,100645	0,0005090	270	296	n. 40	0,42	79,7
0,137	0,275	0,216464	0,0010960	250	235	n. 200	0,075	52,7
0,137	0,412	0,364695	0,0018530	222	205	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA	Média Geral (MPa):			214	213	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,596		
	Desvio Padrão (MPa):			47,7	41,2	Umidade ótima (%): 21,9		
	Coef. de variação (%):			22,2	19,4	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 1,45		
Deformação na fase de condicionamento:				0,000	0,0%	I. S. C.: 52,5		
Deformação na fase de ensaio:				3,137	100,0%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				3,137	100,0%	Classificação MCT: LA - LA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				196,863	98,4%	Índice de Grupo: 4		
GRÁFICO MR x ε_d EM FUNÇÃO DE ε₃								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa × - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa --- ○ --- - MComp Sigma3= 0,0205 MPa --- □ --- - MComp Sigma3= 0,0343 MPa --- △ --- - MComp Sigma3= 0,0514 MPa --- × --- - MComp Sigma3= 0,0686 MPa --- × --- - MComp Sigma3= 0,1029 MPa --- ○ --- - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		



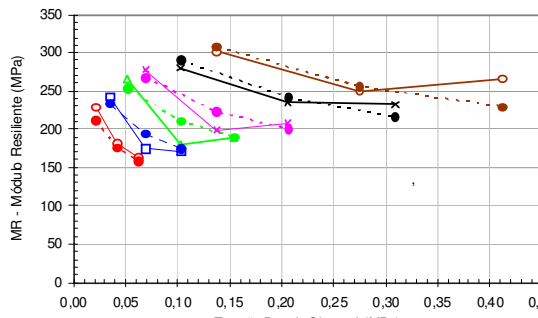
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Avenida "B" - San Remo								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 07a (Amostra sem adição da CAL)		Tipo material: solo fino sítoso rosa						
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 195,360		Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)		Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010				
ζ_3 Tensão Confinante (MPa)	ζ_d Tensão Desvio (MPa)	ζ_r Deform. real do CP (mm)	ζ_r Deform. espec. resil. (adim.)	$MR_1 =$ ζ_d / ζ_r (MPa)	MR_2 Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						$MR_2 = k_1 \times \zeta_3^{k_2} \times \zeta_d^{k_3}$		
0,021	0,021	0,021364	0,0001070	193	172	Coeficientes		
0,021	0,041	0,094327	0,0004740	87	92	k1	k2	k3
0,021	0,062	0,206635	0,0010410	59	63	16,1	0,3005	-0,9108
0,034	0,034	0,055678	0,0002800	123	126	$R^2 = 0,9907$		
0,034	0,069	0,216021	0,0010890	63	67	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,034	0,103	0,399952	0,0020240	51	46	LL - limite de liquidez: 34,6		
0,051	0,051	0,111333	0,0005630	91	98	IP - índice plasticidade: 7,3		
0,051	0,103	0,360346	0,0018240	56	52	GRANULOMETRIA		
0,051	0,154					Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,069					2"	50,8	100,0
0,069	0,137					1"	25,4	100,0
0,069	0,206					3/8"	9,525	100,0
0,103	0,103					n. 4	4,80	100,0
0,103	0,206					n. 10	2,00	99,9
0,103	0,309					n. 40	0,42	85,4
0,137	0,137					n. 200	0,075	62,8
0,137	0,275					COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		90	90	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,549		
		Desvio Padrão (MPa):		47,9	42,4	Umidade ótima (%): 17,5		
		Coefic. de variação (%):		53,0	47,3	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 4,68		
Deformação na fase de condicionamento:				1,259	27,1%	I. S. C.: 2,7		
Deformação na fase de ensaio:				3,381	72,9%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				4,640	100,0%	Classificação MCT: NS/NA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				195,360	97,7%	Índice de Grupo: 6		
GRÁFICO MR x ζ_d EM FUNÇÃO DE ζ_3								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa × Sigma3 = 0,0686 MPa × Sigma3 = 0,1029 MPa ○ Sigma3 = 0,1372 MPa - - ○ - - MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - □ - - MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - △ - - MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - × - - MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - × - - MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - ○ - - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		



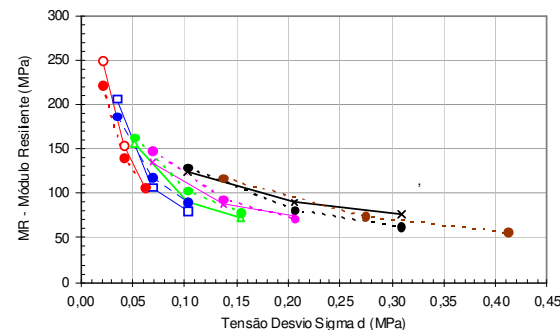
DER/MG		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO									
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC									
Local: Riberão das Neves - MG Avenida "B" - San Remo									
DADOS DO ENSAIO:									
Amostra: 07b (Amostra sem adição da CAL)			Tipo material: solo fino silteoso rosa						
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DERMG					
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 195,360		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo					
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010			
T ₃ Tensão Confinante (MPa)	T _d Tensão Desvio (MPa)	T _r Deform. real do CP (mm)	T _r Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = T _d / T _r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			
						MR ₂ = k ₁ x T ₃ ^{k₂} x T _d ^{k₃}			
0,021	0,021	0,021339	0,0001070	193	161	Coeficientes			
0,021	0,041	0,103746	0,0005210	79	83	k ₁	k ₂	k ₃	
0,021	0,062	0,243874	0,0012280	50	56	12,0	0,2890	-0,9577	
0,034	0,034	0,063505	0,0003200	107	115	R ² = 0,9854			
0,034	0,069	0,253209	0,0012770	54	59	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA			
0,034	0,103	0,446928	0,0022650	45	40	LL - limite de liquidez: 34,6			
0,051	0,051	0,129169	0,0006550	79	88	IP - índice plasticidade: 7,3			
0,051	0,103	0,395216	0,0020050	51	45	GRANULOMETRIA			
0,051	0,154				31	Poleg.	mm	% pass.	
0,069	0,069				72	2"	50,8	100,0	
0,069	0,137				37	1"	25,4	100,0	
0,069	0,206				25	3/8"	9,525	100,0	
0,103	0,103				55	n. 4	4,80	100,0	
0,103	0,206				28	n. 10	2,00	99,9	
0,103	0,309				19	n. 40	0,42	85,4	
0,137	0,137				45	n. 200	0,075	62,8	
0,137	0,275				23	COMPACTAÇÃO E ISC			
0,137	0,412				16	PEA máx. seca (g/cm ³):	1,549		
ESTATÍSTICA	Média Geral (MPa):			82	56	Umidade ótima (%):			17,5
	Desvio Padrão (MPa):			49,5	37,3	Energia (golpes):			29
	Coef. de variação (%):			60,1	67,2	Expansão (%):			4,68
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	I. S. C.:			2,7
Deformação na fase de condicionamento:				1,259	27,1%	Classificação TRB:			A - 4
Deformação na fase de ensaio:				3,381	72,9%	Classificação MCT:			NS/NA'
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				4,640	100,0%	Índice de Grupo:			6
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				195,360	97,7%				
GRÁFICO MR x T_d EM FUNÇÃO DE T₃									
						<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa × - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0205 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0343 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0514 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0686 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,1029 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 			


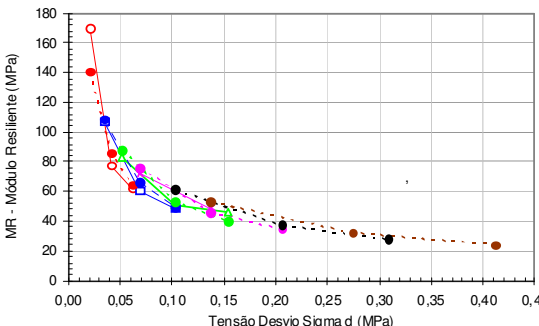
DER/MG		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO								
IDENTIFICAÇÃO										
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC										
Local: Riberão das Neves - MG Avenida "B" - San Remo										
DADOS DO ENSAIO:										
Amostra: 07a + 4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)			Tipo material: solo fino siltoso rosa							
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaos Dinâmicos do DERMG						
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 195,191		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo						
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Dat: 04/02/2010				
Tensão Confinante (MPa)		Tensão Desvio (MPa)	r Deform. real do CP (mm)	r Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = d / r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			
							$MR_2 = k_1 x _3^{k_2} x _d^{k_3}$			
							Coeficientes			
0,021	0,021	0,031851	0,0001600	129	146					
0,021	0,041	0,062441	0,0003140	131	128	k1	k2	k3		
0,021	0,062	0,094095	0,0004740	130	119	278,7	0,3576	-0,1922		
0,034	0,034	0,044413	0,0002240	153	160					
0,034	0,069	0,093704	0,0004720	145	140					
0,034	0,103	0,153265	0,0007720	133	129					
0,051	0,051	0,059967	0,0003020	170	171					
0,051	0,103	0,1133961	0,0006750	153	149					
0,051	0,154	0,226366	0,0011440	135	138					
0,069	0,069	0,073594	0,0003720	184	179	Poleg.	mm	% pass.		
0,069	0,137	0,174286	0,0008810	156	157	2"	50,8	100,0		
0,069	0,206	0,286140	0,0014500	142	145	1"	25,4	100,0		
0,103	0,103	0,102220	0,0005180	199	191	3/8"	9,525	100,0		
0,103	0,206	0,247491	0,0012550	164	167	n. 4	4,80	100,0		
0,103	0,309	0,426152	0,0021730	142	155	n. 10	2,00	99,9		
0,137	0,137	0,122208	0,0006230	220	201	n. 40	0,42	85,4		
0,137	0,275	0,320206	0,0016340	168	176	n. 200	0,075	62,8		
0,137	0,412				162					
ESTATÍSTICA					Média Geral (MPa):		156	156	PEA máx. seca (g/cm ³):	1,569
					Desvio Padrão (MPa):		25,8	22,0	Umidade ótima (%):	21,0
					Coefic. de variação (%):		16,5	14,1	Energia (golpes):	29
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.					mm	%	Expansão (%):			2,25
Deformação na fase de condicionamento:					1,295	26,9%	I. S. C.:			44,2
Deformação na fase de ensaio:					3,514	73,1%	Classificação TRB:			A - 4
Deformação total (fase de condic. + ensaio):					4,809	100,0%	Classificação MCT:			LA'
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):					195,191	97,6%	Índice de Grupo:			6
GRÁFICO MR x d EM FUNÇÃO DE 3										
										



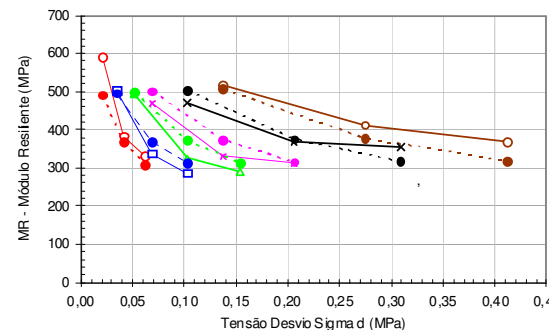
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Avenida "B" - San Remo								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 07b + 4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)				Tipo material: solo fino siltoso rosa				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DER/MG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 196,399		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010		
σ _d Tensão Confinante (MPa)	σ ₃ Tensão Desvio (MPa)	σ _d Deform. real do CP (mm)	σ _d Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = σ _d / σ ₃ (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						MR ₂ = k ₁ x σ ₃ ^{k₂} x σ _d ^{k₃}		
0,021	0,021	0,025795	0,0001290	160	182	Coeficientes		
0,021	0,041	0,050021	0,0002510	164	160	k ₁	k ₂	k ₃
0,021	0,062	0,076865	0,0003860	160	149			
0,034	0,034	0,038506	0,0001930	178	189			
0,034	0,069	0,079817	0,0004010	171	166	R ² = 0,9956		
0,034	0,103	0,125391	0,0006300	163	154	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051	0,051	0,052007	0,0002610	197	194	LL - limite de liquidez: 39,5		
0,051	0,103	0,115513	0,0005800	177	171	IP - índice plasticidade: 13,1		
0,051	0,154	0,198504	0,0009980	155	159	GRANULOMETRIA		
0,069	0,069	0,067947	0,0003420	201	198	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137	0,153515	0,0007720	178	174	2"	50,8	100,0
0,069	0,206	0,264555	0,0013330	154	162	1"	25,4	100,0
0,103	0,103	0,097144	0,0004900	210	204	3/8"	9,525	100,0
0,103	0,206	0,224853	0,0011340	182	179	n. 4	4,80	100,0
0,103	0,309	0,394636	0,0019980	155	166	n. 10	2,00	99,9
0,137	0,137	0,121425	0,0006150	223	208	n. 40	0,42	85,4
0,137	0,275	0,293504	0,0014870	185	183	n. 200	0,075	62,8
0,137	0,412	0,510982	0,0026020	158	170	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		176	176	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,569		
		Desvio Padrão (MPa):		20,4	17,3	Umidade ótima (%): 21,0		
		Coef. de variação (%):		11,6	9,8	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 2,25		
Deformação na fase de condicionamento:				0,764	21,2%	I. S. C.: 44,2		
Deformação na fase de ensaio:				2,837	78,8%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				3,601	100,0%	Classificação MCT: LA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				196,399	98,2%	Índice de Grupo: 6		
GRÁFICO MR x σ _d EM FUNÇÃO DE σ ₃								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa ● - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0205 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0343 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0514 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0686 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,1029 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 		


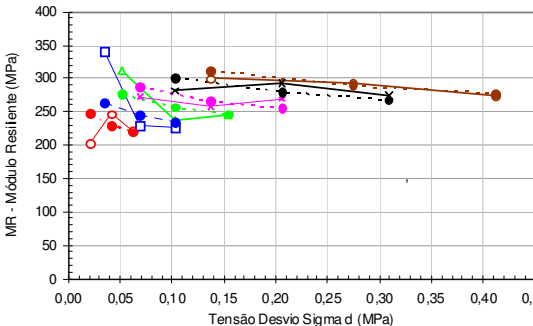
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para o desenvolvimento de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Avenida "B" - San Remo								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 07a +4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)				Tipo material: solo fino silteoso rosa				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DER/MG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 198,701		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010		
Π _k Tensão Confinante (MPa)	Π _k Tensão Desvio (MPa)	Π Deform. real do CP (mm)	Π Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = Π _k / Π (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						MR ₂ = k ₁ x Π _k ^{k₂} x Π _k ^{k₃}		
						Coeficientes		
0,021	0,021	0,017735	0,000890	232	269	k ₁	k ₂	k ₃
0,021	0,041	0,039287	0,001970	209	241	1,074,0	0,5164	-0,1598
0,021	0,062	0,050203	0,002520	245	226	R ² = 0,9801		
0,034	0,034	0,021790	0,0001090	315	323	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,034	0,069	0,047536	0,0002390	287	289	LL - limite de liquidez: 39,5		
0,034	0,103	0,068676	0,0003450	298	271	IP - índice de plasticidade: 13,1		
0,051	0,051	0,023233	0,0001170	440	373	GRANULOMETRIA		
0,051	0,103	0,063652	0,0003190	323	334	Poleg.	mm	% pass.
0,051	0,154	0,094232	0,0004730	326	313	2"	50,8	100,0
0,069	0,069	0,031157	0,0001560	440	413	1"	25,4	100,0
0,069	0,137	0,074986	0,0003760	365	370	3/8"	9,525	100,0
0,069	0,206	0,106581	0,0005350	385	347	n. 4	4,80	100,0
0,103	0,103	0,040508	0,0002030	507	477	n. 10	2,00	99,9
0,103	0,206	0,090408	0,0004540	453	427	n. 40	0,42	85,4
0,103	0,309	0,159583	0,0008020	385	401	n. 200	0,075	62,8
0,137	0,137	0,054141	0,0002720	505	529	COMPACTAÇÃO E ISC		
0,137	0,275	0,122284	0,0006150	446	474	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,569		
0,137	0,412	0,216516	0,0010900	378	444	Umidade ótima (%): 21,0		
ESTATÍSTICA				Média Geral (MPa):	363	362	Energia (golpes): 29	
				Desvio Padrão (MPa):	90,4	87,3	Expansão (%): 1,20	
				Coef. de variação (%):	24,9	24,1	I. S. C.: 45,1	
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação na fase de condicionamento:				0,643	49,5%	Classificação MCT: LA ¹		
Deformação na fase de ensaio:				0,656	50,5%	Índice de Grupo: 6		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				1,299	100,0%			
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				198,701	99,4%			
GRÁFICO MR x Π_k EM FUNÇÃO DE Π_k								
								



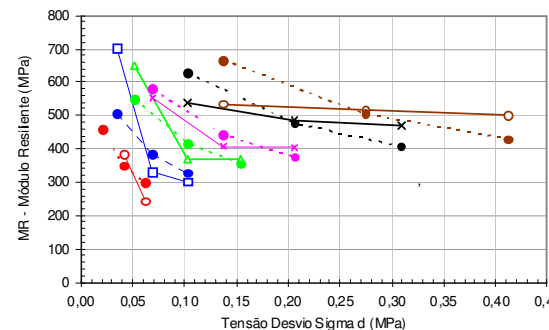
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO									
Pesquisa para dis sertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC									
Local: Riberão das Neves - MG Avenida "B" - San Remo									
DADOS DO ENSAIO:									
Amostra: 07b + 4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)				Tipo material: solo fino silteoso rosa					
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaíos Dinâmicos do DERMG					
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 198,701		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo					
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010				
σ ₃ Tensão Confinante (MPa)	σ _d Tensão Desvio (MPa)	ε _r Deform. real do CP (mm)	ε _r Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = σ _d / σ ₃ (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			
						MR ₂ = k ₁ x σ ₃ ^{k₂} x σ _d ^{k₃}			
0,021	0,021	0,017913	0,000900	230	211	Coeficientes			
0,021	0,041	0,045222	0,000270	181	176	k ₁	k ₂	k ₃	
0,021	0,062	0,075473	0,0003780	163	159	455,2	0,4622	-0,2649	
0,034	0,034	0,028089	0,0001410	243	234				
0,034	0,069	0,078317	0,0003930	175	195	R ² = 0,9912			
0,034	0,103	0,119899	0,0006010	171	175	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA			
0,051	0,051	0,038729	0,0001940	265	254	LL - limite de liquidez: 39,5			
0,051	0,103	0,114136	0,0005720	180	211	IP - índice plasticidade: 13,1			
0,051	0,154	0,163504	0,0008200	188	190	GRANULOMETRIA			
0,069	0,069	0,049201	0,0002470	278	268	Poleg.	mm	% pass.	
0,069	0,137	0,137608	0,0006900	199	223	2"	50,8	100,0	
0,069	0,206	0,197299	0,0009900	208	201	1"	25,4	100,0	
0,103	0,103	0,073110	0,0003670	280	291	3/8"	9,525	100,0	
0,103	0,206	0,173984	0,0008730	236	242	n. 4	4,80	100,0	
0,103	0,309	0,265024	0,0013300	232	217	n. 10	2,00	99,9	
0,137	0,137	0,090626	0,0004550	302	308	n. 40	0,42	85,4	
0,137	0,275	0,218283	0,0010960	250	256	n. 200	0,075	62,8	
0,137	0,412	0,307584	0,0015450	267	230	COMPACTAÇÃO E ISC			
ESTATÍSTICA				Média Geral (MPa):		225	224	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,569	
				Desvio Padrão (MPa):		43,2	40,4	Umidade ótima (%): 21,0	
				Coef. de variação (%):		19,2	18,0	Energia (golpes): 29	
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 1,20			
Deformação na fase de condicionamento:				0,643	49,5%	I. S. C.: 45,1			
Deformação na fase de ensaio:				0,656	50,5%	Classificação TRB: A - 4			
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				1,299	100,0%	Classificação MCT: LA'			
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				198,701	99,4%	Índice de Grupo: 6			
GRÁFICO MR x σ _d EM FUNÇÃO DE σ ₃									
						<ul style="list-style-type: none"> ○ — Sigma3 = 0,0205 MPa □ — Sigma3 = 0,0343 MPa △ — Sigma3 = 0,0514 MPa × — Sigma3 = 0,0686 MPa × — Sigma3 = 0,1029 MPa ○ — Sigma3 = 0,1372 MPa ● — MComp Sigma3 = 0,0205 MPa ● — MComp Sigma3 = 0,0343 MPa ● — MComp Sigma3 = 0,0514 MPa ● — MComp Sigma3 = 0,0686 MPa ● — MComp Sigma3 = 0,1029 MPa ● — MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 			



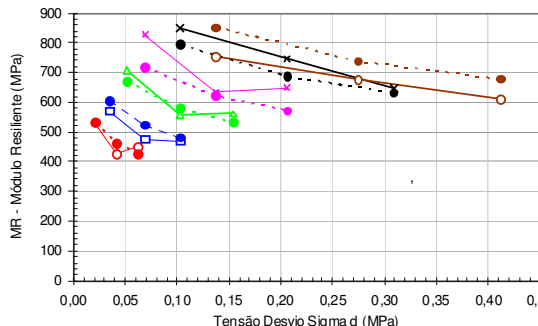
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Rua 02 - Bairro Francisca Driangela								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 08a (Amostra sem adição de cal)			Tipo material: solo fino sítoso rosa					
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 196,915		Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010		
P₃ Tensão Confinante (MPa)	P_d Tensão Desvio (MPa)	P_r Deform. real do CP (mm)	P_r Deform. espec. resil. (adim.)	MR₁ = P_d / P_r (MPa)	MR₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						MR₂ = k₁ x P₃^{k₂} x P_d^{k₃}		
						Coeficientes		
0,021	0,021	0,016649	0,000830	249	221	k ₁	k ₂	k ₃
0,021	0,041	0,053424	0,002680	154	140	60,3	0,3298	-0,6658
0,021	0,062	0,116024	0,005820	106	107			
0,034	0,034	0,033081	0,001660	207	187			
0,034	0,069	0,128137	0,006430	107	118	$R^2 = 0,9916$		
0,034	0,103	0,253959	0,012750	81	90	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051	0,051	0,065286	0,003280	157	163	LL - limite de liquidez: 35,4		
0,051	0,103	0,225909	0,011350	91	103	IP - índice plasticidade: 7,4		
0,051	0,154	0,417684	0,021030	73	79	GRANULOMETRIA		
0,069	0,069	0,101126	0,005090	135	148	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137	0,309822	0,015610	88	93	2"	50,8	100,0
0,069	0,206	0,545339	0,027520	75	71	1"	25,4	100,0
0,103	0,103	0,164950	0,008330	124	129	3/8"	9,525	100,0
0,103	0,206	0,455161	0,023000	90	82	n. 4	4,80	100,0
0,103	0,309	0,799174	0,040580	76	62	n. 10	2,00	99,9
0,137	0,137				117	n. 40	0,42	86,8
0,137	0,275				74	n. 200	0,075	52,6
0,137	0,412				57	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		121	113	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,596		
		Desvio Padrão (MPa):		52,0	44,9	Umidade ótima (%): 17,2		
		Coefic. de variação (%):		43,0	39,6	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 3,58		
Deformação na fase de condicionamento:				0,000	0,0%	I. S. C.: 3,7		
Deformação na fase de ensaio:				3,085	100,0%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				3,085	100,0%	Classificação MCT: NS' - NA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				196,915	98,5%	Índice de Grupo: 3		
GRÁFICO MR x P_d EM FUNÇÃO DE P₃								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa × Sigma3 = 0,0686 MPa × Sigma3 = 0,1029 MPa ○ Sigma3 = 0,1372 MPa ○ MComp Sigma3= 0,0205 MPa □ MComp Sigma3= 0,0343 MPa △ MComp Sigma3= 0,0514 MPa × MComp Sigma3= 0,0686 MPa × MComp Sigma3= 0,1029 MPa ○ MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		



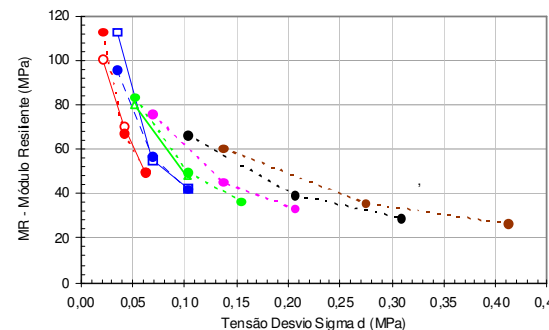
DER/MG		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO									
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC									
Local: Riberão das Neves - MG Rua 02 - Bairro Francisca Driangela									
DADOS DO ENSAIO:									
Amostra: 08b (Amostra sem a adição de cal)						Tipo material: solo fino silteoso rosa			
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200			Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DER/MG			
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 196,805			Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo			
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010			
γ_3 Tensão Confinante (MPa)	γ_d Tensão Desvio (MPa)	γ_r Deform. real do CP (mm)	γ_r Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = γ_d / γ_r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			
						$MR_2 = k_1 \times \gamma_3^{k_2} \times \gamma_d^{k_3}$			
0,021	0,021	0,024368	0,0001220	170	141	Coeficientes			
0,021	0,041	0,105717	0,0005300	78	86	k1	k2	k3	
0,021	0,062	0,198770	0,0009980	62	64	18,9	0,2024	-0,7209	
0,034	0,034	0,063641	0,0003200	107	109	$R^2 = 0,9912$			
0,034	0,069	0,225174	0,0011310	61	66	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA			
0,034	0,103	0,420739	0,0021190	49	49	LL - limite de liquidez: 35,4			
0,051	0,051	0,123671	0,0006230	83	88	IP - índice plasticidade: 7,4			
0,051	0,103	0,401039	0,0020210	51	53	GRANULOMETRIA			
0,051	0,154	0,659364	0,0033390	46	40	Poleg.	mm	% pass.	
0,069	0,069	0,187918	0,0009520	72	76	2"	50,8	100,0	
0,069	0,137	0,553581	0,0028040	49	46	1"	25,4	100,0	
0,069	0,206				34	3/8"	9,525	100,0	
0,103	0,103				61	n. 4	4,80	100,0	
0,103	0,206				37	n. 10	2,00	99,9	
0,103	0,309				28	n. 40	0,42	86,8	
0,137	0,137				53	n. 200	0,075	52,6	
0,137	0,275				32	COMPACTAÇÃO E ISC			
0,137	0,412				24	PEA máx. seca (g/cm³):	1,596		
ESTATÍSTICA	Média Geral (MPa):			75	60	Umidade ótima (%):			17,2
	Desvio Padrão (MPa):			36,4	30,4	Energia (golpes):			29
	Coef. de variação (%):			48,4	50,4	Expansão (%):			3,58
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	I. S. C.:			3,7
Deformação na fase de condicionamento:				0,000	0,0%	Classificação TRB:			A - 4
Deformação na fase de ensaio:				3,195	100,0%	Classificação MCT:			NS' - NA'
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				3,195	100,0%	Índice de Grupo:			3
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				196,805	98,4%				
GRÁFICO MR x γ_d EM FUNÇÃO DE γ_3									
						<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa × - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0205 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0343 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0514 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,0686 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,1029 MPa ● - MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 			



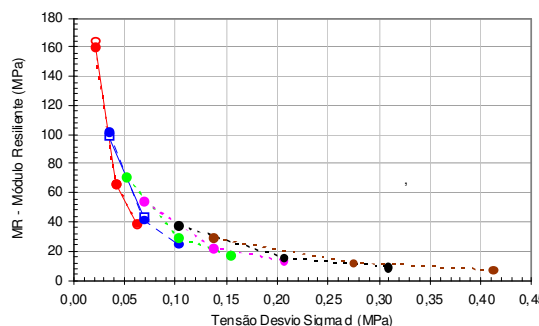
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO									
Pesquisa para dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC									
Local: Riberão das Neves - MG Rua 02 - Bairro Francisca Driangela									
DADOS DO ENSAIO:									
Amostra: 08a ±4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)						Tipo material: solo fino sítoso rosa			
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200			Lab. De estudos Ensaos Dinâmicos do DERMG			
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 198,062			Operador: Eng ^o Cláudio Albarnaz / Eduardo			
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)						Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010	
σ_3 Tensão Confinante (MPa)		σ_d Tensão Desvio (MPa)	ϵ_r Deform. real do CP (mm)	ϵ_r Deform. espec. resil. (adim.)	$MR_1 = \frac{\sigma_d}{\sigma_3}$ (MPa)	MR_2 Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO $MR_2 = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3}$		
Coeficientes									
0,021		0,021	0,006947	0,000350	591	491			
0,021		0,041	0,021186	0,0001070	385	367	k1		
0,021		0,062	0,037054	0,0001870	330	310	k2		
0,034		0,034	0,013494	0,000680	505	496	k3		
0,034		0,069	0,040359	0,0002030	338	370	523,4		
0,034		0,103	0,071147	0,0003590	287	311	0,4389		
0,051		0,051	0,020651	0,0001040	495	499	-0,4228		
0,051		0,103	0,062816	0,0003170	325	372	$R^2 = 0,9899$		
0,051		0,154	0,106246	0,0005360	288	314	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA LL - limite de liquidez: 30,1 IP - índice plasticidade: 8,5		
GRANULOMETRIA									
0,069		0,069	0,028884	0,0001460	470	501	Poleg.	mm	% pass.
0,069		0,137	0,082291	0,0004150	331	374	2"	50,8	100,0
0,069		0,206	0,130683	0,0006590	312	315	1"	25,4	100,0
0,103		0,103	0,043131	0,0002180	472	505	3/8"	9,525	100,0
0,103		0,206	0,110880	0,0005590	368	376	n. 4	4,80	100,0
0,103		0,309	0,172974	0,0008730	354	317	n. 10	2,00	99,9
0,137		0,137	0,052610	0,0002650	518	507	n. 40	0,42	86,8
0,137		0,275	0,131924	0,0006660	412	378	n. 200	0,075	52,6
0,137		0,412	0,220344	0,0011130	370	319	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA					Média Geral (MPa): 397		PEA máx. seca (g/cm ³): 1,628		
					Desvio Padrão (MPa): 89,8		Umidade ótima (%): 21,6		
					Coefic. de variação (%): 22,6		Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.					mm	%	Expansão (%): 0,90		
Deformação na fase de condicionamento:					1,499	77,3%	I. S. C.: 42,2		
Deformação na fase de ensaio:					0,439	22,7%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):					1,938	100,0%	Classificação MCT: LA - LA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):					198,062	99,0%	Índice de Grupo: 3		
GRÁFICO MR x σ_d EM FUNÇÃO DE σ_3									
					<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3 = 0,0205 MPa —□— Sigma3 = 0,0343 MPa —△— Sigma3 = 0,0514 MPa —×— Sigma3 = 0,0686 MPa —×— Sigma3 = 0,1029 MPa —○— Sigma3 = 0,1372 MPa - - -●- - MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - -●- - MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - -●- - MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - -●- - MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - -●- - MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - -●- - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 				



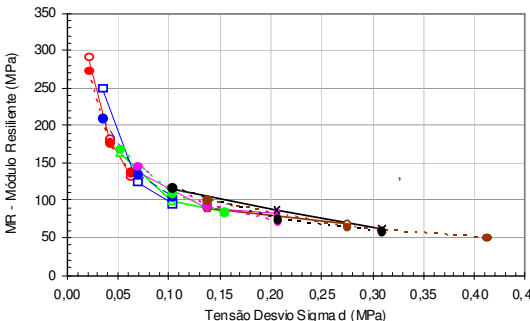
DER/MG		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO									
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC									
Local: Riberão das Neves - MG Rua 02 - Bairro Francisca Driangela									
DADOS DO ENSAIO:									
Amostra: 08b+4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)						Tipo material: solo fino siltoso rosa			
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200			Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DERMG			
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 198,622			Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo			
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010			
H ₃ Tensão Confinante (MPa)	H ₁ Tensão Desvio (MPa)	H Deform. real do CP (mm)	H Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = H ₁ / H ₃ (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			
						MR ₂ = k ₁ x H ₃ ^{k₂} x H ₁ ^{k₃}			
0,021	0,021	0,020363	0,0001020	203	247	Coeficientes			
0,021	0,041	0,033330	0,0001670	247	230	k ₁	k ₂	k ₃	
0,021	0,062	0,055545	0,0002790	221	220				
0,034	0,034	0,020186	0,0001010	340	263				
0,034	0,069	0,059661	0,0003000	229	244	R ² = 0,9854			
0,034	0,103	0,090643	0,0004550	226	234	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA			
0,051	0,051	0,032746	0,0001650	312	277	LL - limite de liquidez: 30,1			
0,051	0,103	0,086336	0,0004340	237	257	IP - índice plasticidade: 8,5			
0,051	0,154	0,125922	0,0006330	244	246	GRANULOMETRIA			
0,069	0,069	0,050130	0,0002520	272	287	Poleg.	mm	% pass.	
0,069	0,137	0,106051	0,0005330	258	266	2"	50,8	100,0	
0,069	0,206	0,152347	0,0007650	269	255	1"	25,4	100,0	
0,103	0,103	0,072810	0,0003660	281	301	3/8"	9,525	100,0	
0,103	0,206	0,139917	0,0007030	293	280	n. 4	4,80	100,0	
0,103	0,309	0,224023	0,0011260	274	268	n. 10	2,00	99,9	
0,137	0,137	0,091092	0,0004580	300	312	n. 40	0,42	86,8	
0,137	0,275	0,187198	0,0009410	292	290	n. 200	0,075	52,6	
0,137	0,412	0,297659	0,0014990	275	277	COMPACTAÇÃO E ISC			
ESTATÍSTICA				Média Geral (MPa):	265	264	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,628		
				Desvio Padrão (MPa):	35,3	24,9	Umidade ótima (%): 21,6		
				Coef. de variação (%):	13,3	9,4	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 0,90			
Deformação na fase de condicionamento:				0,829	60,2%	I. S. C.: 42,2			
Deformação na fase de ensaio:				0,549	39,8%	Classificação TRB: A - 4			
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				1,378	100,0%	Classificação MCT: LA - LA'			
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				198,622	99,3%	Índice de Grupo: 3			
GRÁFICO MR x H₁ EM FUNÇÃO DE H₃									
						<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa × - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0205 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0343 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0514 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,0686 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,1029 MPa - - ● - MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 			



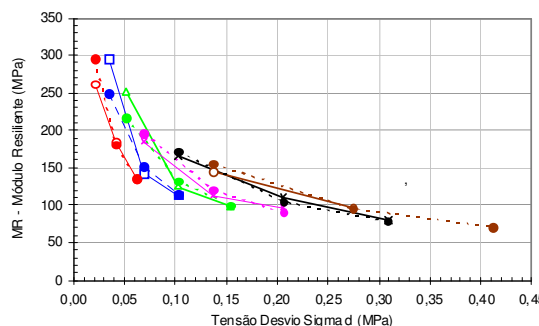
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO											
IDENTIFICAÇÃO													
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC													
Local: Riberão das Neves - MG Rua 02 - Bairro Francisca Driangela													
DADOS DO ENSAIO:													
Amostra: 08a ±4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)						Tipo material: solo fino sítoso rosa							
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200			Lab. De estudos Ensaos Dinâmicos do DERMG							
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 199,344			Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo							
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)						Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010					
T₃ Tensão Confinante (MPa)		T_d Tensão Desvio (MPa)		T_r Deform. real do CP (mm)		T_r Deform. espec. resil. (adim.)		MR₁ = T_d / T_r (MPa)	MR₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			
MR₂ = k1 x T₃^{k2} x T_d^{k3}													
Coeficientes													
0,021		0,021		0,021304		0,0001070		385	348	k1	k2	k3	
0,021		0,041		0,021304		0,0001070		385	348	982,1	0,5931	-0,3967	
0,021		0,062		0,050479		0,0002530		244	297				
0,034		0,034		0,009779		0,0000490		700	506				
0,034		0,069		0,041553		0,0002080		330	385	R ² = 0,9620			
0,034		0,103		0,068136		0,0003410		302	328	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA			
0,051		0,051		0,015820		0,0000790		652	548	LL - limite de liquidez: 30,1			
0,051		0,103		0,055559		0,0002780		370	417	IP - índice plasticidade: 8,5			
0,051		0,154		0,083712		0,0004200		368	355	GRANULOMETRIA			
0,069		0,069		0,024786		0,0001240		553	580	Poleg.	mm	% pass.	
0,069		0,137		0,066983		0,0003360		408	441	2"	50,8	100,0	
0,069		0,206		0,101455		0,0005090		404	375	1"	25,4	100,0	
0,103		0,103		0,038055		0,0001910		539	628	3/8"	9,525	100,0	
0,103		0,206		0,084279		0,0004230		487	477	n. 4	4,80	100,0	
0,103		0,309		0,131335		0,0006580		469	406	n. 10	2,00	99,9	
0,137		0,137		0,051337		0,0002570		534	665	n. 40	0,42	86,8	
0,137		0,275		0,105965		0,0005310		517	505	n. 200	0,075	52,6	
0,137		0,412		0,164072		0,0008230		500	430	COMPACTAÇÃO E ISC			
ESTATÍSTICA				Média Geral (MPa):		457		453		PEA máx. seca (g/cm ³):			1,628
				Desvio Padrão (MPa):		121,7		103,7		Umidade ótima (%):			21,6
				Coefic. de variação (%):		26,6		22,9		Energia (golpes):			29
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.						mm		%		Expansão (%):			1,40
Deformação na fase de condicionamento:						0,337		51,4%		I. S. C.:			44,6
Deformação na fase de ensaio:						0,319		48,6%		Classificação TRB:			A - 4
Deformação total (fase de condic. + ensaio):						0,656		100,0%		Classificação MCT:			LA - LA'
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):						199,344		99,7%		Índice de Grupo:			3
GRÁFICO MR x T_d EM FUNÇÃO DE T₃													
									<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa × Sigma3 = 0,0686 MPa × Sigma3 = 0,1029 MPa ○ Sigma3 = 0,1372 MPa --- ● --- MComp Sigma3= 0,0205 MPa --- ● --- MComp Sigma3= 0,0343 MPa --- ● --- MComp Sigma3= 0,0514 MPa --- ● --- MComp Sigma3= 0,0686 MPa --- ● --- MComp Sigma3= 0,1029 MPa --- ● --- MComp Sigma3= 0,1372 MPa 				



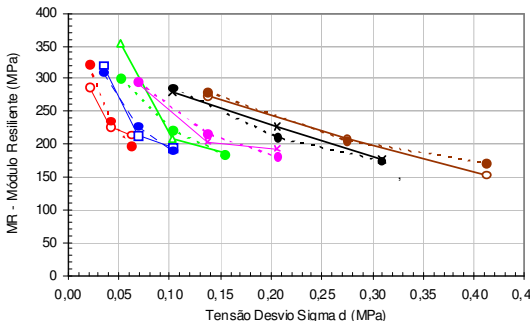
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Rua 02 - Bairro Francisca Driangela								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 08b+4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)					Tipo material: solo fino siltoso rosa			
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaios Dinâmicos do DER/MG			
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 199,387		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo			
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010			
σ_3 Tensão Confinante (MPa)	σ_d Tensão Desvio (MPa)	ϵ_r Deform. real do CP (mm)	ϵ_r Deform. espec. resil. (adim.)	$MR_1 = \frac{\sigma_d}{\sigma_3}$ (MPa)	MR_2 Módulo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						$MR_2 = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3}$		
0,021	0,021	0,007731	0,0000390	530	534	Coeficientes		
0,021	0,041	0,019334	0,0000970	424	462	k_1	k_2	k_3
0,021	0,062	0,027403	0,0001370	451	426			
0,034	0,034	0,012067	0,0000600	572	606	1.390,5	0,4543	-0,2079
0,034	0,069	0,028761	0,0001440	477	524	$R^2 = 0,9884$		
0,034	0,103	0,043775	0,0002190	470	482	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,051	0,051	0,014618	0,0000730	705	669	LL - limite de liquidez: 30,1		
0,051	0,103	0,037015	0,0001850	556	580	IP - índice plasticidade: 8,5		
0,051	0,154	0,054956	0,0002750	561	533	GRANULOMETRIA		
0,069	0,069	0,016595	0,0000830	827	719	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137	0,043082	0,0002160	635	622	2"	50,8	100,0
0,069	0,206	0,063227	0,0003170	649	572	1"	25,4	100,0
0,103	0,103	0,024083	0,0001210	851	794	3/8"	9,525	100,0
0,103	0,206	0,055039	0,0002760	746	687	n. 4	4,80	100,0
0,103	0,309	0,095663	0,0004790	645	632	n. 10	2,00	99,9
0,137	0,137	0,036313	0,0001820	754	852	n. 40	0,42	86,8
0,137	0,275	0,081033	0,0004060	676	738	n. 200	0,075	52,6
0,137	0,412	0,133962	0,0006720	613	678	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		619	617	PEA máx. seca (g/cm³): 1,628		
		Desvio Padrão (MPa):		126,0	115,9	Umidade ótima (%): 21,6		
		Coef. de variação (%):		20,3	18,8	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 1,40		
Deformação na fase de condicionamento:				0,319	52,0%	I. S. C.: 44,6		
Deformação na fase de ensaio:				0,294	48,0%	Classificação TRB: A - 4		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				0,613	100,0%	Classificação MCT: LA - LA¹		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				199,387	99,7%	Índice de Grupo: 3		
GRÁFICO $MR \times \sigma_d$ EM FUNÇÃO DE σ_3								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ - Sigma3 = 0,0205 MPa □ - Sigma3 = 0,0343 MPa △ - Sigma3 = 0,0514 MPa × - Sigma3 = 0,0686 MPa × - Sigma3 = 0,1029 MPa ○ - Sigma3 = 0,1372 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - ● - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		



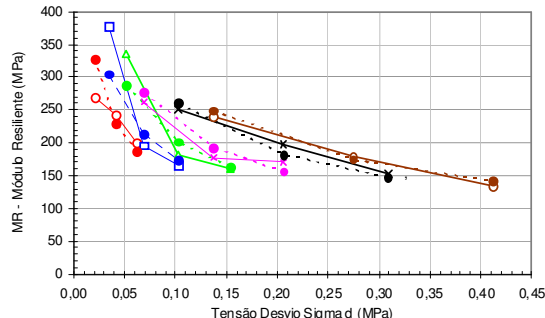
		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO							
IDENTIFICAÇÃO									
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC									
Local: Ribeirão das Neves - MG Alameda dos Tico-ticos - Vale Verde									
DADOS DO ENSAIO:									
Amostra: 12a (ensaio sem adição da CAL)			Tipo material: solo fino sítoso laranjaço						
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG					
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio (mm): 196,651		Operador: Engº Cláudio Albarnaz / Eduardo					
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010			
V ₃ Tensão Confinante (MPa)	V _d Tensão Desvio (MPa)	Vr Deform. real do CP (mm)	Vr Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = V _d / Vr (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO			
						MR ₂ = k ₁ x v ₃ ^{k₂} x v _d ^{k₃}			
0,021	0,021	0,041221	0,0002060	100	113	Coeficientes			
0,021	0,041	0,116858	0,0005860	70	67	k ₁	k ₂	k ₃	
0,021	0,062	0,245711	0,0012360	50	50	31,3	0,4188	-0,7498	
0,034	0,034	0,060389	0,0003040	113	96				
0,034	0,069	0,246084	0,0012390	55	57	R ² = 0,9914			
0,034	0,103	0,480812	0,0024330	42	42	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA			
0,051	0,051	0,127176	0,0006440	80	84	LL - limite de liquidez: 36,9			
0,051	0,103	0,426088	0,0021580	48	50	IP - índice plasticidade: 8,3			
0,051	0,154				37	GRANULOMETRIA			
0,069	0,069				76	Poleg.	mm	% pass.	
0,069	0,137				45	2"	50,8	100,0	
0,069	0,206				33	1"	25,4	100,0	
0,103	0,103				66	3/8"	9,525	99,9	
0,103	0,206				39	n. 4	4,80	99,9	
0,103	0,309				29	n. 10	2,00	99,7	
0,137	0,137				60	n. 40	0,42	95,2	
0,137	0,275				36	n. 200	0,075	87,2	
0,137	0,412				26	COMPACTAÇÃO E ISC			
ESTATÍSTICA				Média Geral (MPa):	70	56	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,495		
				Desvio Padrão (MPa):	26,0	23,9	Umidade ótima (%): 24,1		
				Coefic. de variação (%):	37,3	42,8	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 5,20			
Deformação na fase de condicionamento:				0,000	0,0%	I. S. C.: 2,4			
Deformação na fase de ensaio:				3,349	100,0%	Classificação TRB: A-7-6			
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				3,349	100,0%	Classificação MCT: NS' - NA'			
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				196,651	98,3%	Índice de Grupo: 7			
GRÁFICO MR x Vd EM FUNÇÃO DE V3									
						<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa × Sigma3 = 0,0686 MPa × Sigma3 = 0,1029 MPa ○ Sigma3 = 0,1372 MPa --- ○ --- MComp Sigma3= 0,0205 MPa --- □ --- MComp Sigma3= 0,0343 MPa --- △ --- MComp Sigma3= 0,0514 MPa --- × --- MComp Sigma3= 0,0686 MPa --- × --- MComp Sigma3= 0,1029 MPa --- ○ --- MComp Sigma3= 0,1372 MPa 			

		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Alameda dos Tico-ticos - Vale Verde								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 12b (ensaio sem adição da CAL)					Tipo material: solo fino sítoso laranja			
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 196,658		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010	
σ_3 Tensão Confinante (MPa)	σ_1 Tensão Desvio (MPa)	r Deform. real do CP (mm)	r Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = d / r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						$MR_2 = k_1 x_3^2 x_d^3$		
0,021	0,021	0,025161	0,0001260	164	161	Coeficientes		
0,021	0,041	0,123505	0,0006220	66	66	k1	k2	k3
0,021	0,062	0,314819	0,0015910	39	40	4,9	0,380 0	-1,2824
0,034	0,034	0,068877	0,0003480	99	102	$R^2 = 0,9993$		
0,034	0,069	0,313149	0,0015850	43	42	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,034	0,103				25	LL - limite de liquidez: 36,9		
0,051	0,051				71	IP - índice de plasticidade: 8,3		
0,051	0,103				29	GRANULOMETRIA		
0,051	0,154				17	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,069				55	2"	50,8	100,0
0,069	0,137				22	1"	25,4	100,0
0,069	0,206				13	3/8"	9,525	99,9
0,103	0,103				38	n. 4	4,80	99,9
0,103	0,206				16	n. 10	2,00	99,7
0,103	0,309				9	n. 40	0,42	95,2
0,137	0,137				29	n. 200	0,075	87,2
0,137	0,275				12	COMPACTAÇÃO E ISC		
0,137	0,412				7	Média Geral (MPa): 82		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		82	42	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,495		
		Desvio Padrão (MPa):		51,6	38,8	Umidade ótima (%): 24,1		
		Coefic. de variação (%):		62,7	92,7	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 5,20		
Deformação na fase de condicionamento:				0,000	0,0%	I. S. C.: 2,4		
Deformação na fase de ensaio:				3,342	100,0%	Classificação TRB: A-7-6		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				3,342	100,0%	Classificação MCT: NS' - NA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				196,658	98,3%	Índice de Grupo: 7		
GRÁFICO MR x d EM FUNÇÃO DE σ_3								
						<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3 = 0,0205 MPa —□— Sigma3 = 0,0343 MPa —△— Sigma3 = 0,0514 MPa —×— Sigma3 = 0,0686 MPa —●— Sigma3 = 0,1029 MPa —○— Sigma3 = 0,1372 MPa - - - ● - MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - - □ - MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - - △ - MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - - × - MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - - ● - MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - - ○ - MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		

		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local:		Ribeirão das Neves - MG		Alameda dos Tico-ticos - Vale Verde				
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 12a+4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)				Tipo material: solo fino silteoso laranjaado				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaíos Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 194,956		Operador: Eng ^o Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)		Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010				
Σ ₃ Tensão Confinante (MPa)	Σ _d Tensão Desvio (MPa)	Σ Deform. real do CP (mm)	Σ Deform. espec. resil. (adim.)	MR ₁ = Σ _d / Σ ₃ (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO MR ₂ = k ₁ x Σ ₃ ^{k₂} x Σ _d ^{k₃}		
						Coeficientes k ₁ k ₂ k ₃		
0,021	0,021	0,0140330	0,000071	291	274			
0,021	0,041	0,0449380	0,000227	181	178			
0,021	0,062	0,0921010	0,000466	133	138			
0,034	0,034	0,0271380	0,000137	250	210			
0,034	0,069	0,1083630	0,000548	125	136			
0,034	0,103	0,2127510	0,001077	96	105	R ² = 0,9944		
0,051	0,051	0,0627220	0,000317	162	169	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA LL - limite de liquidez: 42		
0,051	0,103	0,2064320	0,001045	99	109	IP - índice de plasticidade: 10,2		
0,051	0,154	0,3637450	0,001841	84	85	GRANULOMETRIA		
0,069	0,069	0,0978070	0,000495	139	146	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,137	0,3040240	0,001539	89	94	2"	50,8	100,0
0,069	0,206	0,4895860	0,002479	83	73	1"	25,4	100,0
0,103	0,103	0,1765910	0,000894	115	118	3/8"	9,525	99,9
0,103	0,206	0,4644240	0,002353	87	76	n. 4	4,80	99,9
0,103	0,309	0,9940440	0,005066	61	59	n. 10	2,00	99,7
0,137	0,137	0,2987000	0,001522	90	101	n. 40	0,42	95,2
0,137	0,275	0,7948230	0,004054	68	65	n. 200	0,075	87,2
0,137	0,412				51	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		127	121	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,475		
		Desvio Padrão (MPa):		63,5	57,9	Umidade ótima (%): 26,8		
		Coefic. de variação (%):		50,2	47,7	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 2,05		
Deformação na fase de condicionamento:				2,232	44,3%	I. S. C.: 36,4		
Deformação na fase de ensaio:				2,812	55,7%	Classificação TRB: A-7-6		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				5,044	100,0%	Classificação MCT: LA - LA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				194,956	97,5%	Índice de Grupo: 7		
GRÁFICO MR x Σ_d EM FUNÇÃO DE Σ₃								
						<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3 = 0,0205 MPa —□— Sigma3 = 0,0343 MPa —△— Sigma3 = 0,0514 MPa —×— Sigma3 = 0,0686 MPa —×— Sigma3 = 0,1029 MPa —○— Sigma3 = 0,1372 MPa - - - - - :MComp Sigma3 = 0,0205 MPa - - - - - :MComp Sigma3 = 0,0343 MPa - - - - - :MComp Sigma3 = 0,0514 MPa - - - - - :MComp Sigma3 = 0,0686 MPa - - - - - :MComp Sigma3 = 0,1029 MPa - - - - - :MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 		

		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Ribeirão das Neves - MG Alameda dos Tico-ticos - Vale Verde								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 12b+4% de cal CH-III (ensaio com 07 dias de cura)						Tipo material: solo fino sítoso laranja		
Diâmetro CP (mm): 100			Dist. entre apoios (mm): 200			Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG		
Altura do CP (mm): 200			Alt. CP após ensaio. (mm): 194,815			Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo		
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)			Energia: P. INTERMEDIÁRIO			Data: 04/02/2010		
Λ_3 Tensão Confinante (MPa)	Λ_2 Tensão Desvio (MPa)	Δ Deform. real do CP (mm)	Δ Deform. espec. resil. (adim.)	$MR_1 = \frac{\Delta d}{\Lambda}$ (MPa)	MR_2 Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						$MR_2 = k_1 \times \Lambda_3^{k_2} \times \Lambda_2^{k_3}$		
0,021	0,021	0,0156000	0,000079	262	295	Coeficientes		
0,021	0,041	0,0443080	0,000224	184	181	k1	k2	k3
0,021	0,062	0,0897990	0,000455	136	136	79,1	0,3698	-0,7093
0,034	0,034	0,0228110	0,000116	296	249	$R^2 = 0,9951$		
0,034	0,069	0,0950530	0,000482	142	152	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,034	0,103	0,1786360	0,000906	114	114	LL - limite de liquidez: 42		
0,051	0,051	0,0404470	0,000205	251	217	IP - índice de plasticidade: 10,2		
0,051	0,103	0,1620860	0,000822	125	133	GRANULOMETRIA		
0,051	0,154	0,3116660	0,001581	98	99	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,069	0,0729520	0,000370	185	197	2"	50,8	100,0
0,069	0,137	0,2399760	0,001217	113	120	1"	25,4	100,0
0,069	0,206	0,4167030	0,002115	97	90	3/8"	9,525	99,9
0,103	0,103	0,1223390	0,000621	166	171	n. 4	4,80	99,9
0,103	0,206	0,3664950	0,001861	111	105	n. 10	2,00	99,7
0,103	0,309	0,7606530	0,003882	80	79	n. 40	0,42	95,2
0,137	0,137	0,1864210	0,000952	144	155	n. 200	0,075	87,2
0,137	0,275	0,5605370	0,002863	96	95	COMPACTAÇÃO E ISC		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		153	148	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,475		
		Desvio Padrão (MPa):		63,8	61,3	Umidade ótima (%): 26,8		
		Coefic. de variação (%):		41,7	41,5	Energia (golpes): 29		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%): 2,05		
Deformação na fase de condicionamento:				2,528	48,8%	I. S. C.: 36,4		
Deformação na fase de ensaio:				2,657	51,2%	Classificação TRB: A-7-6		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				5,185	100,0%	Classificação MCT: LA - LA'		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				194,815	97,4%	Índice de Grupo: 7		
GRÁFICO MR x Δd EM FUNÇÃO DE Λ_3								
						<ul style="list-style-type: none"> —○— Sigma3 = 0,0205 MPa —□— Sigma3 = 0,0343 MPa —△— Sigma3 = 0,0514 MPa —×— Sigma3 = 0,0686 MPa —●— Sigma3 = 0,1029 MPa —○— Sigma3 = 0,1372 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - -●- MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		

		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para o 1º semestre de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Alameda dos Tico-licos - Vale Verde								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 12a-4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)				Tipo material: solo fino silteoso laranja				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaíes Dinâmicos do DER/MG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 197,612		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)				Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010		
Σ_3 Tensão Confinante (MPa)	Σ_4 Tensão Desvio (MPa)	Σ_2 Deform. real do CP (mm)	Σ_1 Deform. espec. resil. (adim.)	$MR_1 = \frac{\Sigma_4}{\Sigma_3}$ (MPa)	MR_2 Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						$MR_2 = k_1 \times \Sigma_3^{k_2} \times \Sigma_4^{k_3}$		
						Coeficientes		
0,021	0,021	0,014329	0,000720	287	321	k1	k2	k3
0,021	0,041	0,036217	0,0001820	226	236	241,5	0,3720	-0,4459
0,021	0,062	0,057321	0,0002880	214	197			
0,034	0,034	0,021297	0,0001070	321	310	$R^2 = 0,9947$		
0,034	0,069	0,063854	0,0003210	214	227	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,034	0,103	0,104732	0,0005270	195	190	LL - limite de liquidez: 42		
0,051	0,051	0,028866	0,0001450	355	301	IP - índice de plasticidade: 10,2		
0,051	0,103	0,098770	0,0004970	207	221	GRANULOMETRIA		
0,051	0,154	0,165209	0,0008310	186	184	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,069	0,046477	0,0002340	293	294	2"	50,8	100,0
0,069	0,137	0,133531	0,0006720	204	216	1"	25,4	100,0
0,069	0,206	0,211462	0,0010640	193	180	3/8"	9,525	99,9
0,103	0,103	0,072850	0,0003670	280	286	n. 4	4,80	99,9
0,103	0,206	0,179720	0,0009050	227	210	n. 10	2,00	99,7
0,103	0,309	0,348140	0,0017550	176	175	n. 40	0,42	95,2
0,137	0,137	0,099418	0,0005010	274	280	n. 200	0,075	87,2
0,137	0,275	0,261046	0,0013170	208	205	COMPACTAÇÃO E ISC		
0,137	0,412	0,531860	0,0026910	153	171	Média Geral (MPa):	234	234
ESTATÍSTICA		Desvio Padrão (MPa):		54,7	51,0	PEA máx. seca (g/cm³):	1,475	
		Coefic. de variação (%):		23,3	21,8	Umidade ótima (%):	26,8	
						Energia (gobpes):	29	
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	Expansão (%):	2,10	
Deformação na fase de condicionamento:				1,079	45,2%	I. S. C.:	43,1	
Deformação na fase de ensaio:				1,309	54,8%	Classificação TRB:	A-7-6	
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				2,388	100,0%	Classificação MCT:	LA - LA'	
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				197,612	98,8%	Índice de Grupo:	7	
GRÁFICO MR x Σ_d EM FUNÇÃO DE Σ_3								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa × Sigma3 = 0,0686 MPa × Sigma3 = 0,1029 MPa ○ Sigma3 = 0,1372 MPa - - - ○ - - - MComp Sigma3 = 0,0205 MPa - - - □ - - - MComp Sigma3 = 0,0343 MPa - - - △ - - - MComp Sigma3 = 0,0514 MPa - - - × - - - MComp Sigma3 = 0,0686 MPa - - - × - - - MComp Sigma3 = 0,1029 MPa - - - ○ - - - MComp Sigma3 = 0,1372 MPa 		

		UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL ENSAIO TRIAXIAL DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA MODELO COMPOSTO						
IDENTIFICAÇÃO								
Pesquisa para a dissertação de mestrado em Engenharia Civil da UFSC								
Local: Riberão das Neves - MG Alameda dos Tico-ticos - Vale Verde								
DADOS DO ENSAIO:								
Amostra: 12b+4% de cal CH-III (ensaio com 28 dias de cura)				Tipo material: solo fino silteoso laranja				
Diâmetro CP (mm): 100		Dist. entre apoios (mm): 200		Lab. De estudos Ensaio Dinâmicos do DERMG				
Altura do CP (mm): 200		Alt. CP após ensaio. (mm): 197,011		Operador: Engº Cláudio Albernaz / Eduardo				
Interessado: Eduardo de Oliveira (CEFET-MG)		Energia: P. INTERMEDIÁRIO		Data: 04/02/2010				
→ ₃ Tensão Confinante (MPa)	→ ₃ Tensão Desvio (MPa)	→ _r Deform. real do CP (mm)	→ _d Deform. espec. resil. (adim.)	MR = → _d / → _r (MPa)	MR ₂ Modelo Composto (MPa)	MODELO COMPOSTO		
						MR ₂ = k ₁ x → ₃ ^{k₂} x → _d ^{k₃}		
0,021	0,021	0,015280	0,0000770	269	328	Coeficientes		
0,021	0,041	0,033819	0,0001700	242	230	k ₁	k ₂	k ₃
0,021	0,062	0,061411	0,0003090	200	187	186,9	0,3713	-0,5164
0,034	0,034	0,018140	0,0000910	377	305	R ² = 0,9910		
0,034	0,069	0,069499	0,0003500	196	213	CARACT. GEOT. DA AMOSTRA		
0,034	0,103	0,123142	0,0006200	166	173	LL - limite de liquidez: 42		
0,051	0,051	0,030593	0,0001540	334	287	IP - índice de plasticidade: 10,2		
0,051	0,103	0,111991	0,0005640	183	201	GRANULOMETRIA		
0,051	0,154	0,191873	0,0009670	160	163	Poleg.	mm	% pass.
0,069	0,069	0,052056	0,0002620	262	276	2"	50,8	100,0
0,069	0,137	0,153891	0,0007750	177	193	1"	25,4	100,0
0,069	0,206	0,239373	0,0012060	171	156	3/8"	9,525	99,9
0,103	0,103	0,081649	0,0004120	250	260	n. 4	4,80	99,9
0,103	0,206	0,206783	0,0010430	197	182	n. 10	2,00	99,7
0,103	0,309	0,401890	0,0020310	152	147	n. 40	0,42	95,2
0,137	0,137	0,112953	0,0005710	240	249	n. 200	0,075	87,2
0,137	0,275	0,303708	0,0015360	179	174	COMPACTAÇÃO E ISC		
0,137	0,412	0,609287	0,0030930	133	141	PEA máx. seca (g/cm ³): 1,475		
ESTATÍSTICA		Média Geral (MPa):		216	215	Umidade ótima (%): 26,8		
		Desvio Padrão (MPa):		64,6	57,0	Energia (golpes): 29		
		Coefic. de variação (%):		29,9	26,6	Expansão (%): 2,10		
DEFORMAÇÃO REAL DO C. P.				mm	%	I. S. C.: 43,1		
Deformação na fase de condicionamento:				1,319	44,1%	Classificação TRB: A-7-6		
Deformação na fase de ensaio:				1,670	55,9%	Classificação MCT: LA - LA'		
Deformação total (fase de condic. + ensaio):				2,989	100,0%	Índice de Grupo: 7		
Altura final do CP (% em relação à altura inicial):				197,011	98,5%			
GRÁFICO MR x → _d EM FUNÇÃO DE → ₃								
						<ul style="list-style-type: none"> ○ Sigma3 = 0,0205 MPa □ Sigma3 = 0,0343 MPa △ Sigma3 = 0,0514 MPa × Sigma3 = 0,0686 MPa • Sigma3 = 0,1029 MPa ◊ Sigma3 = 0,1372 MPa - - ○ MComp Sigma3= 0,0205 MPa - - □ MComp Sigma3= 0,0343 MPa - - △ MComp Sigma3= 0,0514 MPa - - × MComp Sigma3= 0,0686 MPa - - • MComp Sigma3= 0,1029 MPa - - ◊ MComp Sigma3= 0,1372 MPa 		

APÊNDICE C – Classificação MCT – Amostras com adição de 2% de cal



Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC
Mestrado em Engenharia Civil

MÉTODO DAS PASTILHAS PARA CLASSIFICAÇÃO EXPEDITA DE SOLOS TROPICAIS

AMOSTRAS COM ADIÇÃO DE 2% DE CAL - ENSAIO APÓS 14 DIAS DE MOLDAGEM DAS PASTILHAS																	
AMOSTRA	PENETRAÇÃO (mm)									CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)			CLASSIFICAÇÃO M C T				
		CP 01			CP 02			CP 03			MÉDIA	ANG.		CP 01	CP 02	CP 03	MÉDIA
AMOSTRA 01	LEIT. Inicial	3,0	5,3	7,6	3,0	4,3	8,4	3,0	4,6	7,3	2,19	0°	0,4	0,2	0,4	0,31	NA'/NS'
	LEIT. Final	5,3	7,6	9,5	4,3	8,4	9,0	4,6	7,3	10,2		60°	0,3	0,2	0,4		
	DIFERENÇA	2,3	2,3	1,9	1,3	4,1	0,6	1,6	2,7	2,9		120°	0,3	0,3	0,3		
AMOSTRA 02	LEIT. Inicial	3,0	9,8	17,2	3,0	10,2	17,6	3,0	9,8	17,3	6,26	0°	0,4	0,5	0,5	0,48	NS'-NA'
	LEIT. Final	9,8	17,2	21,7	10,2	17,6	21,9	9,8	17,3	21,7		60°	0,4	0,6	0,5		
	DIFERENÇA	6,8	7,4	4,5	7,2	7,4	4,3	6,8	7,5	4,4		120°	0,3	0,5	0,6		
AMOSTRA 03	LEIT. Inicial	3,0	9,3	17,0	3,0	10,4	18,0	3,0	10,0	17,2	6,26	0°	0,3	0,3	0,3	0,31	NS'-NA'
	LEIT. Final	9,3	17,0	21,7	10,4	18,0	21,8	10,0	17,2	21,8		60°	0,3	0,2	0,3		
	DIFERENÇA	6,3	7,7	4,7	7,4	7,6	3,8	7,0	7,2	4,6		120°	0,4	0,4	0,3		
AMOSTRA 04	LEIT. Inicial	3,0	7,5	14,0	3,0	8,3	11,1	3,0	6,9	11,7	4,83	0°	0,5	0,7	0,8	0,64	NS'/NA'
	LEIT. Final	7,5	14,0	18,8	8,3	11,1	17,2	6,9	11,7	16,5		60°	0,6	0,7	0,7		
	DIFERENÇA	4,5	6,5	4,8	5,3	4,8	6,1	3,9	4,8	4,8		120°	0,5	0,6	0,7		
AMOSTRA 05	LEIT. Inicial	3,0	7,9	15,0	3,0	9,0	16,3	3,0	10,5	17,3	6,23	0°	0,7	0,7	0,3	0,53	NS'-NA'
	LEIT. Final	7,9	15,0	21,6	9,0	16,3	21,7	10,5	17,3	21,8		60°	0,6	0,6	0,3		
	DIFERENÇA	4,9	7,1	6,6	6,0	7,3	5,4	7,5	6,8	4,5		120°	0,7	0,5	0,4		
AMOSTRA 06	LEIT. Inicial	3,0	4,8	7,8	3,0	6,1	8,4	3,0	6,0	8,0	2,38	0°	2,0	2,0	2,0	2,00	NG'
	LEIT. Final	4,8	7,8	9,6	6,1	8,4	9,8	6,0	8,0	11,0		60°	2,0	2,0	2,0		
	DIFERENÇA	1,8	3,0	1,8	3,1	2,3	1,4	3,0	2,0	3,0		120°	2,0	2,0	2,0		
AMOSTRA 07	LEIT. Inicial	3,0	8,6	10,0	3,0	5,2	8,5	3,0	6,6	9,6	3,28	0°	0,9	0,9	1,0	0,92	NA'/(NG'-NS')
	LEIT. Final	8,6	10,0	14,7	5,2	8,5	11,2	6,6	9,6	12,6		60°	0,9	0,9	0,9		
	DIFERENÇA	5,6	1,4	4,7	2,2	3,3	2,7	3,6	3,0	3,0		120°	0,9	0,9	1,0		
AMOSTRA 08	LEIT. Inicial	3,0	4,8	6,8	3,0	4,0	5,0	3,0	4,3	6,0	1,24	0°	0,7	0,6	0,7	0,68	LA'
	LEIT. Final	4,8	6,0	7,6	4,0	5,0	5,6	4,3	6,0	7,8		60°	0,8	0,5	0,7		
	DIFERENÇA	1,8	1,2	0,8	1,0	1,0	0,6	1,3	1,7	1,8		120°	0,7	0,6	0,8		
AMOSTRA 09	LEIT. Inicial	3,0	5,2	8,0	3,0	8,8	15,0	3,0	8,6	13,0	4,67	0°	0,3	0,4	0,4	0,31	LA-LA'
	LEIT. Final	5,2	8,0	12,0	8,8	15,0	20,2	8,6	13,0	18,8		60°	0,3	0,3	0,3		
	DIFERENÇA	2,2	2,8	4,0	5,8	6,2	5,2	5,6	4,4	5,8		120°	0,2	0,4	0,2		
AMOSTRA 10	LEIT. Inicial	3,0	3,6	4,5	3,0	4,5	5,9	3,0	3,5	4,2	1,01	0°	1,3	1,4	1,4	1,32	LA'-LG'
	LEIT. Final	3,6	4,5	5,2	4,5	5,9	6,9	3,5	4,2	6,0		60°	1,2	1,3	1,3		
	DIFERENÇA	0,6	0,9	0,7	1,5	1,4	1,0	0,5	0,7	1,8		120°	1,4	1,3	1,3		
AMOSTRA 11	LEIT. Inicial				3,0	3,3	4,2	3,0	3,5	4,5	0,65	0°	0,8	0,7	0,7	0,72	LA'
	LEIT. Final				3,3	4,2	4,9	3,5	4,5	5,0		60°	0,7	0,7	0,7		
	DIFERENÇA				0,3	0,9	0,7	0,5	1,0	0,5		120°	0,8	0,7	0,7		
AMOSTRA 12	LEIT. Inicial	3,0	7,0	14,8	3,0	8,5	15,7	3,0	8,6	15,5	6,23	0°	0,3	0,4	0,3	0,33	NA-NS'
	LEIT. Final	7,0	14,8	21,1	8,5	15,7	22,0	8,6	15,5	22,0		60°	0,3	0,3	0,3		
	DIFERENÇA	4,0	7,8	6,3	5,5	7,2	6,3	5,6	6,9	6,5		120°	0,4	0,4	0,3		

APÊNDICE D – Classificação MCT – Amostras com adição de 4% da cal



Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC
Mestrado em Engenharia Civil

MÉTODO DAS PASTILHAS PARA CLASSIFICAÇÃO EXPEDITA DE SOLOS TROPICAIS

AMOSTRAS COM ADIÇÃO DE 4% DE CAL - ENSAIO APÓS 14 DIAS DE MOLDAGEM DAS PASTILHAS																	
AMOSTRA	PENETRAÇÃO (mm)									CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)			CLASSIFICAÇÃO MCT				
	CP 01			CP 02			CP 03			MÉDIA	ANG.	CP 01		CP 02	CP 03	MÉDIA	
AMOSTRA 01	LEIT. Inicial	3,0	4,3	4,5	3,0	4,0	4,8	3,0	3,8	4,4	0,72	0°	0,3	0,3	0,2	0,27	LA-LA'
	LEIT. Final	4,3	4,5	5,0	4,0	4,8	5,5	3,8	4,4	5,0		60°	0,2	0,3	0,3		
	DIFERENÇA	1,3	0,2	0,5	1,0	0,8	0,7	0,8	0,6	0,6		120°	0,3	0,2	0,3		
AMOSTRA 02	LEIT. Inicial	3,0	5,5	7,9	3,0	4,5	6,8	3,0	6,2	9,5	2,68	0°	0,3	0,4	0,3	0,34	NA'/NS'
	LEIT. Final	5,5	7,9	11,2	4,5	6,8	9,8	6,2	9,5	12,1		60°	0,3	0,4	0,3		
	DIFERENÇA	2,5	2,4	3,3	1,5	2,3	3,0	3,2	3,3	2,6		120°	0,3	0,4	0,4		
AMOSTRA 03	LEIT. Inicial	3,0	4,3	5,6	3,0	3,9	6,7	3,0	4,4	6,2	1,63	0°	0,4	0,3	0,4	0,36	LA-LA'
	LEIT. Final	4,3	5,6	6,7	3,9	6,7	8,9	4,4	6,2	8,1		60°	0,3	0,3	0,4		
	DIFERENÇA	1,3	1,3	1,1	0,9	2,8	2,2	1,4	1,8	1,9		120°	0,4	0,3	0,4		
AMOSTRA 04	LEIT. Inicial	3,0	4,3	5,2	3,0	4,4	5,4	3,0	4,4	6,5	1,60	0°	0,5	0,6	0,7	0,60	LA'
	LEIT. Final	4,3	5,2	6,9	4,4	5,4	8,5	4,5	6,5	8,0		60°	0,6	0,6	0,7		
	DIFERENÇA	1,3	0,9	1,7	1,4	1,0	3,1	1,5	2,0	1,5		120°	0,5	0,6	0,6		
AMOSTRA 05	LEIT. Inicial	3,0	4,0	5,6	3,0	5,6	7,6	3,0	5,1	7,1	1,91	0°	0,5	0,3	0,3	0,37	LA-LA'
	LEIT. Final	4,0	5,6	6,9	5,6	7,6	10,2	5,1	7,1	9,1		60°	0,5	0,3	0,3		
	DIFERENÇA	1,0	1,6	1,3	2,6	2,0	2,6	2,1	2,0	2,0		120°	0,6	0,2	0,3		
AMOSTRA 06	LEIT. Inicial	3,0	3,1	3,2	3,0	3,2	3,3	3,0	3,5	3,7	0,22	0°	0,5	0,5	0,5	0,50	LA-LA'
	LEIT. Final	3,1	3,2	3,6	3,2	3,3	3,5	3,5	3,7	3,9		60°	0,5	0,5	0,5		
	DIFERENÇA	0,1	0,1	0,4	0,2	0,1	0,2	0,5	0,2	0,2		120°	0,5	0,5	0,5		
AMOSTRA 07	LEIT. Inicial	3,0	3,5	4,6	3,0	4,0	5,9	3,0	3,6	4,1	0,98	0°	0,8	0,8	0,8	0,83	LA'
	LEIT. Final	3,5	4,6	6,0	4,0	5,9	6,6	3,6	4,1	5,2		60°	0,9	0,8	0,9		
	DIFERENÇA	0,5	1,1	1,4	1,0	1,9	0,7	0,6	0,5	1,1		120°	0,8	0,8	0,9		
AMOSTRA 08	LEIT. Inicial	3,0	4,6	6,3	3,0	4,0	4,7	3,0	3,7	4,2	1,03	0°	0,5	0,6	0,4	0,49	LA-LA'
	LEIT. Final	4,6	6,3	7,5	4,0	4,7	5,8	3,7	4,2	5,0		60°	0,6	0,5	0,4		
	DIFERENÇA	1,6	1,7	1,2	1,0	0,7	1,1	0,7	0,5	0,8		120°	0,5	0,5	0,4		
AMOSTRA 09	LEIT. Inicial	3,0	5,6	8,0	3,0	4,4	6,9	3,0	6,0	8,8	2,82	0°	0,3	0,3	0,2	0,29	NA'/NS'
	LEIT. Final	5,6	8,0	11,9	4,4	6,9	10,3	6,0	8,8	12,2		60°	0,3	0,3	0,4		
	DIFERENÇA	2,6	2,4	3,9	1,4	2,5	3,4	3,0	2,8	3,4		120°	0,2	0,3	0,3		
AMOSTRA 10	LEIT. Inicial	3,0	3,2	3,5	3,0	3,3	3,6	3,0	3,3	3,5	0,27	0°	1,5	1,3	1,1	1,26	LA'-LG'
	LEIT. Final	3,2	3,5	3,7	3,3	3,6	3,8	3,3	3,5	3,9		60°	1,3	1,2	1,2		
	DIFERENÇA	0,2	0,3	0,2	0,3	0,3	0,2	0,3	0,2	0,4		120°	1,3	1,2	1,2		
AMOSTRA 11	LEIT. Inicial				3,0	3,8	4,4	3,0	3,1	3,2	0,35	0°	0,7	0,7	0,7	0,68	LA
	LEIT. Final				3,8	4,4	4,8	3,1	3,2	3,3		60°	0,6	0,7	0,6		
	DIFERENÇA				0,8	0,6	0,4	0,1	0,1	0,1		120°	0,7	0,7	0,7		
AMOSTRA 12	LEIT. Inicial	3,0	4,0	5,3	3,0	4,0	5,7	3,0	4,5	6,5	1,44	0°	0,2	0,4	0,3	0,31	LA-LA'
	LEIT. Final	4,0	5,3	6,6	4,0	5,7	7,0	4,5	6,5	8,4		60°	0,3	0,4	0,4		
	DIFERENÇA	1,0	1,3	1,3	1,0	1,7	1,3	1,5	2,0	1,9		120°	0,2	0,3	0,3		

APÊNDICE E – Classificação MCT – Amostras com adição de 6% da cal



Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC
Mestrado em Engenharia Civil

MÉTODO DAS PASTILHAS PARA CLASSIFICAÇÃO EXPEDITA DE SOLOS TROPICAIS															
AMOSTRAS COM ADIÇÃO DE 6% DE CAL - ENSAIO APÓS 14 DIAS DE MOLDAGEM DAS PASTILHAS															
AMOSTRA 01	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	3,1	3,2	3,0	3,1	3,2	3,0	3,1	3,2	0,11	0°	0,2	0,3	0,4	0,31
LEIT. Final	3,1	3,2	3,3	3,1	3,2	3,4	3,1	3,2	3,3		60°	0,3	0,3	0,4	
DIFERENÇA	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1		120°	0,2	0,3	0,4	
AMOSTRA 02	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	3,9	4,3	3,0	3,4	4,1	3,0	3,7	4,5	0,68	0°	0,4	0,4	0,6	0,53
LEIT. Final	3,9	4,3	4,8	3,4	4,1	4,7	3,7	4,5	5,6		60°	0,5	0,5	0,7	
DIFERENÇA	0,9	0,4	0,5	0,4	0,7	0,6	0,7	0,8	1,1		120°	0,5	0,5	0,7	
AMOSTRA 03	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	4,9	6,9	3,0	4,0	5,1				1,40	0°	0,3	0,3	0,5	0,33
LEIT. Final	4,9	6,9	8,4	4,0	5,1	6,0					60°	0,3	0,3	0,4	
DIFERENÇA	1,9	2,0	1,5	1,0	1,1	0,9					120°	0,3	0,2	0,4	
AMOSTRA 04	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	4,3	5,7	3,0	3,9	4,6	3,0	5,8	8,3	1,69	0°	0,6	0,6	0,7	0,62
LEIT. Final	4,3	5,7	8,3	3,9	4,6	5,4	5,8	8,3	10,5		60°	0,5	0,6	0,7	
DIFERENÇA	1,3	1,4	2,6	0,9	0,7	0,8	2,8	2,5	2,2		120°	0,7	0,6	0,6	
AMOSTRA 05	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	4,0	5,5	3,0	3,6	4,0	3,0	3,6	5,0	0,92	0°	0,5	0,4	0,3	0,39
LEIT. Final	4,0	5,5	6,3	3,6	4,0	4,8	3,6	5,0	6,2		60°	0,5	0,3	0,3	
DIFERENÇA	1,0	1,5	0,8	0,6	0,4	0,8	0,6	1,4	1,2		120°	0,6	0,3	0,3	
AMOSTRA 06	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	3,4	3,6	3,0	3,3	3,5	3,0	3,2	3,4	0,27	0°	2,1	2,0	2,0	2,02
LEIT. Final	3,4	3,6	4,0	3,3	3,5	3,8	3,2	3,4	3,6		60°	2,0	2,0	2,0	
DIFERENÇA	0,4	0,2	0,4	0,3	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2		120°	2,1	2,0	2,0	
AMOSTRA 07	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	3,6	4,0	3,0	3,5	3,8	3,0	3,7	4,3	0,53	0°	0,8	0,9	0,9	0,83
LEIT. Final	3,6	4,0	4,5	3,5	3,8	4,4	3,7	4,3	4,9		60°	0,6	0,9	0,9	
DIFERENÇA	0,6	0,4	0,5	0,5	0,3	0,6	0,7	0,6	0,6		120°	0,8	0,9	0,9	
AMOSTRA 08	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	3,6	4,6	3,0	3,6	4,2	3,0	4,0	4,8	0,87	0°	0,8	0,5	0,6	0,62
LEIT. Final	3,6	4,6	5,5	3,6	4,2	5,4	4,0	4,8	5,9		60°	0,7	0,4	0,7	
DIFERENÇA	0,6	1,0	0,9	0,6	0,6	1,2	1,0	0,8	1,1		120°	0,7	0,6	0,6	
AMOSTRA 09	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	5,4	7,5	3,0	5,8	6,8	3,0	6,1	8,4	2,22	0°	0,7	0,8	0,6	0,72
LEIT. Final	5,4	7,5	9,0	5,8	6,8	9,4	6,1	8,4	10,6		60°	0,8	0,7	0,7	
DIFERENÇA	2,4	2,1	1,5	2,8	1,0	2,6	3,1	2,3	2,2		120°	0,8	0,8	0,6	
AMOSTRA 10	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	3,0	3,5	4,9	3,0	3,8	4,5	3,0	3,8	4,7	0,76	0°	1,6	1,8	1,5	1,62
LEIT. Final	3,5	4,9	6,0	3,8	4,5	4,8	3,8	4,7	5,0		60°	1,7	1,6	1,7	
DIFERENÇA	0,5	1,4	1,1	0,8	0,7	0,3	0,8	0,9	0,3		120°	1,7	1,5	1,5	
AMOSTRA 11	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial				3,0	4,3	6,0	3,0	4,5	6,2	1,48	0°	1,2	1,2	1,2	1,12
LEIT. Final				4,3	6,0	7,2	4,5	6,2	7,7		60°	1,1	1,1	1,2	
DIFERENÇA				1,3	1,7	1,2	1,5	1,7	1,5		120°	1,1	1,0	1,0	
AMOSTRA 12	PENETRAÇÃO (mm)									MÉDIA	CONTRAÇÃO DIAMETRAL (mm)				CLASSIFICAÇÃO M C T
	CP 01			CP 02			CP 03				ANG.	CP 01	CP 02	CP 03	
LEIT. Inicial	4,0	6,6	7,8	3,0	4,8	7,0	3,0	5,2	6,1	1,80	0°	0,3	0,6	0,5	0,51
LEIT. Final	6,6	7,8	10,0	4,8	7,0	8,6	5,2	6,1	7,7		60°	0,3	0,7	0,6	
DIFERENÇA	2,4	1,2	2,2	1,8	2,2	1,6	2,2	0,9	1,6		120°	0,4	0,7	0,5	

ANEXO A – Análise de Cal Hidratada – CH III



ICAL – INDÚSTRIA DE CALCINAÇÃO LTDA.

RODOVIA MG-424, km 06 – SÃO JOSÉ DA LAPA / MG – CEP 33.350-000 – FONE: (31) 3629-4172 – FAX: (31) 3623-

DATA: SETEMBRO/2010

REF. : ANÁLISE DE CAL HIDRATADA – CH III

DETERMINAÇÕES(%):

P.P.C.	26,23
CaO total	69,06
MgO	0,35
SiO ₂ + RI	2,85
Fe ₂ O ₃	0,20
Al ₂ O ₃	0,41
SO ₃	0,62
TOTAL	99,72
S	0,248
CO ₂	8,97
CaO disp. (sacarose)	53,78
Umidade	0,62
Plasticidade	115,78
CaO ñ hydr. (*)	5,83
MgO ñ hydr. (*)	0,51
Óxidos ñ hydr. (*)	5,48
Óxidos totais (*)	94,09

Obs.: (*) Calculado pela Norma ABNT 71 75/03.

FINURA(%):

Peneiras (mesh)	Ret. acum.
30	0,22
150	3,49
200	7,35

Atenciosamente,

José Carlos Pinto
Coord. do Laboratório
CRQ N° 02405349 2ª Região