

GIOVANI LEVI SANT' ANNA

**ESTRADAS FLORESTAIS: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS E MISTURAS SOLO-GRITS,
CARGAS DE TRÁFEGO E SEUS EFEITOS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestal, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS – BRASIL
2006

GIOVANI LEVI SANT' ANNA

**ESTRADAS FLORESTAIS: CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS E MISTURAS SOLO-GRITS,
CARGAS DE TRÁFEGO E SEUS EFEITOS**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestal, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

APROVADA: 31 de agosto de 2006.

Prof. Carlos Alexandre Braz de
Carvalho
(Co-orientador)

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Co-orientador)

Pesq. Dalila Campos de Medeiros
Fernandes

Prof. Reginaldo Sérgio Pereira

Prof. Carlos Cardoso Machado
(Orientador)

A Deus...

À minha mãe Efigênia.

Ao meu sobrinho Antônio.

Aos meus bolsistas.

À toda minha família.

A São Judas Tadeu ...

AGRADECIMENTO

À Universidade Federal de Viçosa, pela oportunidade de treinamento no Programa de Pós-Graduação em Ciência Florestal.

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

À FAPEMIG, pelo apoio financeiro à pesquisa.

À empresa Cenibra S.A., pelo fornecimento de material.

Ao Professor Carlos Cardoso Machado, pela oportunidade concedida, pela orientação, pelos ensinamentos e pela amizade.

Aos Professores Dario Cardoso de Lima, Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Reginaldo Sérgio Pereira e à Pesquisadora Dalila Campos de Medeiros Fernandes, pelos ensinamentos, críticas, convivência e amizade ao longo de todo o trabalho.

Aos bolsistas de iniciação científica e de apoio técnico, Tales, Árina, Priscila, e Isadora, pelo indispensável auxílio nos ensaios de laboratório.

Aos colegas de curso, Tiago, Fernando, Rodrigo, Flávio e Gersonito, pela amizade e pelo incentivo e apoio.

Especial a Danilo, pela amizade e pela valiosíssima colaboração em todas as etapas da pesquisa.

Enfim, a todos que apesar de não mencionados aqui, que tiveram sua parcela de contribuição direta ou indireta, durante todas as etapas da pesquisa; a todos vocês meu muito obrigado.

BIOGRAFIA

GIOVANI LEVI SANT'ANNA, filho de Antônio Inácio Sant'Anna (*in memoriam*) e Efigênia Marinho Dias Sant' Anna, nasceu em Viçosa, Minas Gerais, no dia 29 de julho de 1969.

Em 1987, concluiu o Segundo Grau na Escola Estadual Dr. Raimundo Alves Torres, em Viçosa, M. G.

Em setembro de 1996, graduou-se em Engenharia Florestal pela Universidade Federal de Viçosa (UFV), em Viçosa, MG.

Em fevereiro de 2000, ingressou no Programa de Pós-Graduação, em nível de mestrado, em Ciência Florestal da UFRV, na área de Colheita e Transporte Florestal, submetendo-se à defesa de tese em maio de 2002.

Em setembro de 2002, iniciou o Curso de Doutorado em Ciência Florestal na UFRV, concentrando seus estudos na área de Estradas Florestais, submetendo-se à defesa de tese em agosto de 2006.

CONTEÚDO

LISTA DE FIGURAS	x
LISTA DE QUADROS	xii
RESUMO.....	xiii
ABSTRACT	xv
1. CAPÍTULO 1	1
1.1. introdução geral	1
1.1.1. Generalidades	1
1.1.2. O problema	1
1.1.3. Justificativas	2
1.1.4. Objetivos	4
1.1.5. Hipóteses	4
1.1.6. Escopo do trabalho	4
1.1.7. Referências bibliográficas	6
2. CAPÍTULO 2	7
2.1. Deformação permanente de solos estabilizados quimicamente com vistas à aplicação em estradas florestais	7
2.1.1. Introdução.....	8
2.1.2. Materiais e métodos	9
2.1.2.1. Solos e aditivo químico	9
2.1.2.2. Caracterização geotécnica dos solos	9
2.1.2.3. Dosagens das misturas e período de cura	10
2.1.2.4. Moldagem dos corpos-de-prova	10
2.1.2.5. Ensaios de compactação	11
2.1.2.6. Ensaios triaxiais de cargas repetidas	11
2.1.2.7. Ensaios realizados com e sem condicionamento das amostras	14
2.1.2.8. Equipamento triaxial de cargas repetidas	14
2.1.2.9. Metodologia para a realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas	16
2.1.3. Resultados e discussão	16
2.1.3.1. Caracterização geotécnica das amostras de solos ..	16
2.1.3.2. Compactação	17
2.1.3.3. Ensaios triaxiais de cargas repetidas – deformação permanente	18

2.1.3.4. Contribuição de cada camada na deformação total do pavimento	22
2.1.3.5. Condicionamento das amostras	24
2.1.4. Conclusões	24
2.1.5. Referências bibliográficas	25
3. CAPÍTULO 3	27
3.1. Módulo de resiliência de solos estabilizados quimicamente com vistas à aplicação em estradas florestais	27
3.1.1. Introdução.....	28
3.1.2. Materiais e métodos	31
3.1.2.1. Solos	32
3.1.2.2. Resíduo industrial grits	32
3.1.2.3. Coleta, preparo das amostras e realização de ensaios geotécnicos	32
3.1.2.4. Misturas solo resíduo e período de cura	33
3.1.2.5. Compactação e moldagem das amostras	33
3.1.2.6. Ensaio de laboratório realizados com os solos e misturas solo-grits	35
3.1.2.7. Equipamento e metodologia para a realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas	36
3.1.3. Resultados e discussão	37
3.1.3.1. Caracterização geotécnica das amostras de solo ...	37
3.1.3.2. Compactação	37
3.1.3.3. Módulo de resiliência	38
3.1.4. Conclusões	44
3.1.5. Referências bibliográficas	44
4. CAPÍTULO 4	47
4.1. Classificação MCT de solos estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em estradas florestais	47
4.1.1. Introdução.....	48
4.1.2. Materiais e métodos	49
4.1.2.1. Identificação dos materiais	49
4.1.2.1.1. Solos e resíduo industrial	49
4.1.2.2. Ensaio de laboratório	49
4.1.2.2.1. Misturas solo-resíduo	49
4.1.2.2.2. Determinação da perda de massa por imersão ..	50
4.1.2.2.3. Ensaio de perda de massa por imersão	51
4.1.3. Resultados e discussão	52

4.1.3.1. Resultados dos ensaios de perda de massa por imersão	52
4.1.3.1.1. Solos Cenibra amarelo e vermelho	57
4.1.3.1.2. Solo Cenibra rosa	58
4.1.3.1.3. Solo VS	58
4.1.3.1.4. Utilização do resíduo grits na estabilização dos solos	59
4.1.4. Conclusão	59
4.1.5. Agradecimentos	60
4.1.6. Referências bibliográficas	60
5. CAPÍTULO 5	62
5.1. Durabilidade de solos estabilizados quimicamente com vistas à aplicação em estradas florestais	62
5.1.1. Introdução.....	63
5.1.2. Materiais e métodos	65
5.1.2.1. Identificação dos materiais	65
5.1.2.1.1. Solos	65
5.1.2.1.2. Resíduo industrial	66
5.1.2.1.3. Cal e cimento	66
5.1.2.2. Ensaio de laboratório	66
5.1.2.2.1. Misturas	66
5.1.2.2.1.1. Solo-resíduo	66
5.1.2.2.1.2. Solo melhorado com cal ou cimento	67
5.1.2.2.1.3. Solo-resíduo melhorado com cal ou cimento.....	67
5.1.2.2.1.4. Ensaio de compactação	68
5.1.2.2.1.5. Ensaio de durabilidade	68
5.1.3. Resultados e discussão	69
5.1.3.1. Resultados dos ensaios de compactação	69
5.1.3.2. Resultado dos ensaios de durabilidade	71
5.1.4. Conclusões	75
5.1.5. Agradecimentos	76
5.1.6. Bibliografias consultadas	76
6. CAPÍTULO 6	78
6.1. Cargas de tráfego e seus efeitos	78
6.1.1. Introdução.....	78
6.1.2. Principais problemas referentes às CVCs	81
6.1.3. Materiais e métodos	83

6.1.4. Resultados e discussão	85
6.1.5. Considerações finais	86
6.1.6. Referências bibliografias	87
7. CAPÍTULO 7	88
7.1. Considerações sobre danos em estradas florestais e sobre sistema de gerência de pavimentos	88
7.1.1. Introdução.....	88
7.1.2. Estradas florestais	90
7.1.2.1. Padrão das estradas florestais	91
7.1.2.1.1. Geometria horizontal (GH)	91
7.1.2.1.2. Geometria vertical (GV)	92
7.1.2.1.3. Irregularidade da superfície da pista de rolamento	93
7.1.2.1.4. Largura da pista de rolamento	93
7.1.2.1.5. Classificação de pavimentos	94
7.1.3. Defeitos em estradas florestais não pavimentadas	95
7.1.3.1. Ondulações, rodeiros e atoleiros	97
7.1.3.2. Areiões	97
7.1.3.2.1. Areiões de espigão	98
7.1.3.2.2. Areiões de baixada	98
7.1.3.3. Segregação de agregados	98
7.1.3.4. Afundamento das trilhas-de-roda	99
7.1.3.5. Excesso de pó	101
7.1.3.6. Rocha aflorante	102
7.1.3.7. Pista derrapante	102
7.1.3.7.1. Pista molhada derrapante	102
7.1.3.7.2. Pista seca derrapante	103
7.1.3.8. Costela de vaca	103
7.1.3.9. Segregação lateral	104
7.1.3.10. Buracos	104
7.1.3.11. Erosões	105
7.1.3.11.1. Erosões em ravina	105
7.1.4. Levantamento da freqüência e intensidade de defeitos....	106
7.1.5. Sistema de gerência de pavimentos	106
7.1.6. Conclusões	108
7.1.7. Referências bibliográficas	108
8. CAPÍTULO 8	111
8.1. Conclusões finais	111

ANEXO A 114
ANEXO B 123

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Equipamento triaxial cíclico da UFV	15
Figura 2.2 – Detalhes do equipamento triaxial cíclico da UFV: (a) corpo-de-prova instalado na câmara triaxial, (b) sistema de ar comprimido e, (c) sistema de aquisição de dados	15
Figura 2.3 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho natural na energia normal ..	20
Figura 2.4 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho + grits na energia modificada	20
Figura 2.5 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo natural na energia normal ..	21
Figura 2.6 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo + grits na energia modificada	21
Figura 2.7 – Efeitos do condicionamento da amostra solo Cenibra vermelho energia normal ($W_{ót} + 2\%$)	24
Figura 3.1 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel	29
Figura 3.2 – Relação módulo de resiliência x tensão desvio dos solos e misturas estudadas	39
Figura 3.3 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho natural na energia normal	42
Figura 3.4 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho + grits na energia modificada ...	42
Figura 3.5 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo natural na energia normal	43
Figura 3.6 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo + grits na energia modificada	43
Figura 4.1 – Compactação de corpos-de-prova em miniatura: (a) prensa, (b) compactação do corpo-de-prova e (c) corpo-de-prova	51

Figura 4.2 – Corpo-de-prova em imersão	52
Figura 4.3 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo Cenibra amarelo e a mistura solo Cenibra amarelo + grits	53
Figura 4.4 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo Cenibra vermelho e a mistura solo Cenibra vermelho + grits	54
Figura 4.5 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo Cenibra rosa e a mistura solo Cenibra rosa + grits	55
Figura 4.6 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo VS e a mistura solo VS + grits	56
Figura 4.7 – Ábaco utilizado para a classificação MCT	57
Figura 5.1 – Corpos-de-prova do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem (2a) e escova de aço (2b)	71
Figura 6.1 – Modelo de rodotrem	80
Figura 6.2 – Rodotrens durante etapas do carregamento	80
Figura 6.3 – Rodotrem: (a) eixo simples roda simples e (b) eixo em tandem duplo	83
Figura 6.4 – Representação dos eixos: (a) simples de roda simples e simples de rodas duplas e, (b) eixo em tandem duplo	84
Figura 6.5 – Representação esquemática da estrutura do pavimento hipotético estudado	84
Figura 7.1 – Estradas florestais	90
Figura 7.2 – Superposição de defeitos de médio e alto nível de severidade	96
Figura 7.3 – Perda de agregado de baixo nível de severidade	99
Figura 7.4 – Trilhas-de-roda de médio nível de severidade	100
Figura 7.5 – Excesso de poeira com médio nível de severidade	102
Figura 7.6 – Ocorrência de corrugações ou “Costelas de Vaca”	103
Figura 7.7 – Buracos: (a) com baixo nível de severidade e, (b) com médio nível de severidade	105

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos visando à obtenção da deformação permanente dos solos e misturas solo-grits	13
Quadro 2.2 – Coeficientes da equação de deformação permanente e coeficientes de determinação	14
Quadro 2.3 – Classificações dos solos	17
Quadro 2.4 – Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia modificada	17
Quadro 2.5 – Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia normal	18
Quadro 2.6 – Deformação permanente de solos e amostras estabilizadas com o grits	19
Quadro 3.1 – Classificações dos solos de Ipatinga – MG	37
Quadro 3.2 – Limites de consistência dos solos de Ipatinga-MG no estado natural	37
Quadro 3.3 – Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia modificada	38
Quadro 3.4 – Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia normal	38
Quadro 3.5 – Classificações textural e TRB dos solos de Ipatinga-MG	39
Quadro 3.6 – Módulo de resiliência de solos e amostras estabilizadas com o grits	41
Quadro 4.1 – Resultados dos ensaios de compactação e respectivas perdas de massa por imersão	52
Quadro 4.2 – Materiais analisados e a sua classificação MCT	57
Quadro 5.1 – Parâmetros dos ensaios de compactação	70
Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo + 24 % grits	71

Quadro 5.3 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-cal	72
Quadro 5.4 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-cimento	72
Quadro 5.5 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-grits-cal	73
Quadro 5.6 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-grits-cimento	73
Quadro 6.1 – Estrutura do pavimento hipotético	84
Quadro 6.2 – Dados de carga e eixos das combinações veiculares de carga	85
Quadro 6.3 – Resultados das tensões normais verticais e horizontais a várias profundidades	86
Quadro 7.1 – Resultados do índice de GH	91
Quadro 7.2 – Critério de avaliação de buracos usando níveis de severidade	104

RESUMO

SANT'ANNA, Giovani Levi, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, agosto de 2006. **Estradas florestais: caracterização geotécnica e comportamento mecânico de solos e misturas solo-grits, cargas de tráfego e seus efeitos.** Orientador: Carlos Cardoso Machado. Co-Orientadores: Carlos Alexandre Braz de Carvalho e Dario Cardoso de Lima.

A crescente mecanização e o aumento da produção da indústria florestal têm exigido veículos mais rápidos e mais especializados mecanicamente para se adaptarem às condições topográficas do local e para atender às exigências do setor de engenharia florestal com relação ao transporte de madeira. O uso de veículos extra pesados no transporte de madeira impõe um alto nível de tensão, bem como duração da aplicação de carga variável, frequência e magnitude das camadas do pavimento, que geralmente apresentam um baixo padrão construtivo, associado com mudanças severas nas condições climáticas, produzindo um alto grau de deformação e, conseqüentemente, danos graves nas estruturas do pavimento de estradas florestais. Portanto, é obrigatório o desenvolvimento de pesquisas de laboratório para o estudo do comportamento estático e dinâmico dos materiais de engenharia de estrada para reproduzir as condições de campo. Esta pesquisa é direcionada para a determinação da deformação permanente de dois solos da cidade de Ipatinga-MG, usando amostras de solos compactadas no esforço de compactação Proctor normal e modificada em diferentes teores de umidade e testado sob condições de carga triaxial repetida. Este aparato do teste triaxial também foi

aplicado no estudo da tensão desvio na resposta resiliente de três solos e de suas misturas com o resíduo da indústria de celulose chamado grits. Outros tópicos também foram estudados, como a durabilidade das misturas, danos à estrutura do pavimento causados por diferentes configurações de eixos, efeito da adição de grits na classificação MCT do solo e revisão bibliográfica sobre os defeitos das estradas florestais. Concluindo, observa-se o seguinte: (i) as deformações permanentes dos solos são fortemente influenciadas pelo teor de umidade com relação a ambas as energias de compactação empregadas; (ii) os módulos resilientes dos solos e de suas misturas são dependentes da tensão desvio; (iii) a classificação das misturas seguindo os procedimentos MCT mostrou que todas as misturas testadas, à exceção da Cenibra rosa, apresentaram uma perda de massa maior do que aquelas apresentadas pelos solos em seu estado natural, quando do teste de imersão; (iv) a adição do Grits ao solo aumentou sua durabilidade como material de construção de estrada e, (v) o eixo tandem duplo causou menor nível de danos à estrutura do pavimento.

ABSTRACT

SANT'ANNA, Giovani Levi, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, August, 2006. **Forest roads: geotechnical characterization and mechanical behavior of soils and soil-grits, loads of traffic and their effects.** Adviser: Carlos Cardoso Machado. Co-advisers: Carlos Alexandre Braz de Carvalho and Dario Cardoso de Lima.

Production increase and crescent mechanization in forest industry have been demanding vehicle speed increase and vehicle mechanical specialization in order to adapt to field topographical conditions and to attend forest engineering corporation demands on wood transportation. The use of heavyweight vehicles in wood transportation, which imposes high stress levels, as well as variable load application duration, frequency and magnitude to the pavement layers, generally presenting low construction standards, associated with severe changes in environmental conditions, produce high deformation degrees and, consequently, severe damages in the forest road pavement structures. Therefore, it is mandatory to develop laboratory researches directed to the study of static and dynamic road materials engineering behaviors in order to reproduce field conditions. This research is directed to the determination of the permanent deformations of two soils from the Ipatinga-MG city using soil specimens compacted at the standard and modified Proctor compaction efforts at different moisture contents and tested under triaxial repeated loading

conditions. This triaxial testing apparatus was also applied to the study of the influence of deviator stress on the resilient response of three soils and on their mixtures with an industrial waste from the cellulose industry named *grits*. Other topics also addressed were mixtures durability, pavement structure damage caused by different vehicle axes configurations, effects of addition of grits in MCT soils classification and literature review on forest road damages. Concluding remarks are as follows: (i) soils permanent deformation are strongly influenced by moisture content, regarding both tested compaction efforts; (ii) the resilient modulus of soils and their admixtures are deviator stress dependent; (iii) admixtures classification following the MCT procedure showed that all tested mixtures but pink Cenibra presented larger soil losses than soils in the immersion tests; (iv) addition of grits to soils increased their durability as road construction materials; (v) double tandem axes caused lower damage level to pavement structures.

CAPÍTULO 1

1.1. Introdução geral

1.1.1. Generalidades

O aumento da produção do setor florestal, principalmente das empresas de celulose e papel, e a sua crescente mecanização criou uma necessidade de deslocamento mais rápido de uma região para outra, uma demanda maior por caminhões mais especializados e com flexibilidade de atuação em todas as regiões e condições topográficas. Este fato tem levado as empresas desse setor a buscarem novos modelos de equipamentos e de operações no transporte rodoviário de madeira (STEIN et al., 2003). Passou-se a utilizar de veículos extra pesados que transmitem ao pavimento das estradas florestais, cargas muito variáveis quanto à magnitude, à frequência e à duração que levam ao surgimento de diferentes níveis de tensões que se distribuem ao longo de toda a estrutura da rodovia e, associados aos efeitos do clima, causam deformações que culminam em defeitos afetando, assim, as condições de trafegabilidade nestas estradas (CARVALHO, 1997).

Um pavimento rodoviário submetido à ação do tráfego transiente está sujeito a sofrer deformações permanentes (ou de caráter plástico) e recuperáveis (ou elásticas). As deformações permanentes ocorrem quando um ou mais dos materiais constituintes da estrutura absorve parte da deformação total produzida por essa carga podendo, pelo seu acúmulo, levar ao desenvolvimento das trilhas-de-roda; já as deformações resilientes ocorrem no momento da solicitação do pavimento, cessando após a retirada da carga podendo, pelo seu acúmulo, levar ao rompimento do pavimento por fadiga.

1.1.2. O problema

A exigência de uma demanda diária de madeira, posto fábrica, por parte das empresas de papel e celulose, durante todo o ano, principalmente nas estações chuvosas, depende da qualidade das estradas florestais, que devem ser construídas, de acordo com determinados padrões técnicos, de forma que, as composições veiculares, possam trafegar sem interrupções, com segurança

e conforto. Entretanto, as estradas florestais, em sua maioria, não são pavimentadas, ou seja, não são revestidas por qualquer tipo de tratamento superficial, betuminoso ou de cimento Portland, tendo, geralmente, sua camada superficial constituída por solo local, às vezes com mistura com agregado granular.

Essas estradas, por apresentarem sua superfície exposta estão sujeitas a um processo contínuo de deterioração. O estado da superfície é função, diretamente, do tipo de solo, da capacidade de suporte, das solicitações do tráfego, das condições climáticas, dos dispositivos de drenagem presentes, da geometria da estrada e das atividades de manutenção e reabilitação correntemente utilizadas.

1.1.3. Justificativas

As seguintes constatações dão o alicerce para o desenvolvimento dessa pesquisa: (i) baixo padrão construtivo, freqüentemente, encontrado nas estradas florestais que, em sua maioria, não são revestidas por qualquer tipo de tratamento superficial, betuminoso ou de cimento Portland; (ii) utilização de combinações veiculares de cargas com diferentes configurações por eixo; (iii) reaproveitamento de resíduos da indústria de celulose; (iv) necessidade de classificação dos solos de acordo com as condições brasileiras e (v) realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas em solos direcionados a estradas florestais para estudo das deformações permanentes e resilientes decorrentes do tráfego transiente.

O transporte principal de madeira envolve longas distâncias a serem percorridas e tráfego em estradas florestais pavimentadas e não pavimentadas, o que exige o emprego de caminhões com maior capacidade de carga, sendo o peso bruto total combinado (PBTC) entre 30 e 45 toneladas (SEIXAS, 1992). Hoje, com a utilização das Combinações Veiculares de Carga (CVC_s) o peso bruto total combinado já se aproxima das 75 toneladas.

Normalmente, as estradas florestais têm como principal característica um tráfego reduzido, às vezes temporário, mas de elevado peso, ocorrendo normalmente em um único sentido (MACHADO et al., 2000).

O setor de estradas florestais tem ganhado destaque, uma vez que os custos do binômio estrada-transporte incidem significativamente sobre o valor final da madeira. Assim, é importante o conhecimento dos parâmetros de qualidade da rodovia e que afetam o desempenho dos veículos e, conseqüentemente, os custos de transporte.

O custo de transporte varia diretamente com a distância percorrida e a distância de transporte varia diretamente com a localização da fábrica em relação ao povoamento florestal, tornando-se, portanto fator determinante nos custos de transporte uma vez que definem o volume de madeira a ser transportado por turno de trabalho, por viagem, por unidade de transporte e, conseqüentemente, o tamanho e a capacidade do veículo de transporte. Quanto mais longo o trajeto percorrido maior será o custo unitário por volume de madeira transportada (SILVERSIDES, 1976). Uma maneira de diminuir o custo em percursos longos tem sido a utilização de veículos com maior capacidade de carga (LEITE, 1992).

Atualmente, o número de eixos na composição e o peso em cada eixo são fatores de preocupação para o transportador que busca a otimização da quantidade de madeira transportada por veículo sem, contudo, ultrapassar os limites estabelecidos na legislação (SEIXAS, 2001).

Vários fatores influenciam no transporte de cargas pelo modal rodoviário e no caso florestal não poderia ser diferente, onde ganham destaque os tipos de veículo, a distância de transporte, o frete, as condições em que se encontram a malha rodoviária, o tempo de espera no carregamento e descarregamento, a capacidade de carga em volume que o veículo transporta, as condições locais da região e os tipos de equipamentos de carregamento e descarregamento (MACHADO et al., 2000).

A qualidade do pavimento e a capacidade de aclave de cada veículo são condicionantes importantes na tomada de decisão da escolha da composição veicular a se utilizar (SEIXAS, 1992).

Para estudo da qualidade do pavimento torna-se necessário o conhecimento dos tipos de solos, onde este está assente, bem como a sua classificação tropical o que permitirá o estudo dos defeitos decorrentes da qualidade das vias e das configurações de eixos que atuam sobre estes.

1.1.4. Objetivos

Nesta pesquisa se introduz e se avalia o potencial técnico da ação de um resíduo industrial da indústria de celulose, denominado grits, como estabilizante químico de solos para fins de construção de estradas florestais. Objetivos específicos foram, como se segue:

- caracterizar geotecnicamente os materiais e realizar ensaios triaxiais de deformação permanente e de módulo de resiliência em solos e em misturas solo-grits com vistas à aplicação em estradas florestais;
- estudar a classificação MCT aplicada a solos estabilizados com grits com vistas a aplicações em estradas florestais;
- avaliar a durabilidade de solos estabilizados quimicamente com vistas à aplicação em estradas florestais;
- estudar as Influências de diferentes configurações de eixos na estrutura do pavimento de uma estrada florestal hipotética e,
- fazer uma revisão de literatura sobre defeitos em estradas florestais e o desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos.

1.1.5. Hipóteses

O estudo dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, a qualidade das rodovias florestais e as solicitações dinâmicas, causadas pelas cargas transientes do tráfego, são alternativas de soluções para resolver a problemática da pavimentação e da conservação das estradas florestais não pavimentadas.

1.1.6. Escopo do trabalho

Além do Capítulo 1, este trabalho é composto por mais seis Capítulos que apresentam os resultados na forma de seis artigos científicos dos quais cinco artigos são direcionados à construção de estradas florestais e um artigo aborda os danos nessas vias enfatizando a necessidade do desenvolvimento de um sistema de gerenciamento para a malha de vias florestais, no Brasil;

traz, também, um Capítulo abordando as conclusões finais, podendo-se referir a:

- o segundo capítulo aborda um artigo sobre os ensaios de caracterização geotécnica e ensaios triaxiais de cargas repetidas, deformação permanente, de interesse para a construção de rodovias e apresenta os resultados desses ensaios realizados com os solos e com suas misturas com o resíduo sólido industrial grits;
- o terceiro capítulo aborda um artigo que trata dos ensaios triaxiais de cargas repetidas visando à determinação do módulo de resiliência dos solos e de suas misturas com o resíduo sólido industrial grits;
- o quarto capítulo contempla um artigo sobre a influência da adição de grits na classificação MCT dos solos analisados no presente trabalho;
- o quinto capítulo diz respeito a um artigo direcionado à determinação da durabilidade das misturas dos solos com 24 % de grits, a partir de resultados de ensaios de durabilidade por molhagem e secagem realizadas com corpos-de-provas moldados nas energias de compactação dos ensaios Proctor normal e modificado;
- o sexto capítulo apresenta um artigo que aborda as considerações sobre os efeitos de diferentes combinações de eixos na estrutura de um pavimento hipotético de uma estrada florestal;
- o sétimo capítulo apresenta um artigo referente a uma revisão de literatura sobre danos em estradas florestais, com maior ênfase para as estradas não pavimentadas, bem como a uma abordagem da necessidade de se desenvolver um sistema de gerência de pavimentos e,
- o oitavo capítulo traz um artigo que faz o fechamento do trabalho, no tópico “Conclusões Finais”, onde se descreveram as principais conclusões sobre o extenso programa de ensaios de laboratório realizados para se investigar a eficiência do emprego do resíduo industrial grits com vistas á aplicações em estradas florestais e analisa a influência da combinação de diferentes tipos de eixos na estrutura de um pavimento hipotético de uma estrada florestal, além de comentários sobre danos em estradas florestais enfatizando-se a necessidade do desenvolvimento de um sistema de gerenciamento para a malha de vias florestais, no Brasil.

1.1.7. Referências bibliográficas

CARVALHO, C. A. B. **Estudo da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas-de-roda num pavimento flexível.** São Carlos: EESC-USP, 1997. 206p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, 1997.

LEITE, A.M.P. **Análise dos fatores que afetam o desempenho de veículo e o custo de transporte de madeira no distrito florestal do Vale do Rio Doce/MG.** Viçosa, UFV, 1992. 105p. Dissertação (Mestrado em Ciência Florestal). Universidade Federal de Viçosa, 1992.

MACHADO, C.C.; LOPES, E. S.; BIRRO, M.H. **Elementos básicos do transporte florestal rodoviário.** Viçosa, MG: UFV, 2000. 167 p.

SEIXAS, F. Novas tecnologias no transporte rodoviário de madeira. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE COLHEITA E TRANSPORTE FLORESTAL, V. Porto Seguro, 2001 **Anais...SIF**, 2001. p.1-27.

SEIXAS, F. **Uma metodologia de seleção e dimensionamento da frota de veículos rodoviários para o transporte principal da madeira.** 1992. 106 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes)-Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 1992.

SILVERSIDES, C.R. Survey of trucks for raw material transport. **World wood**, 17 (12): 42-52, 1976.

STEIN, F. R.; RODRIGUES, L. A.; SCHETTINO, S. Sistema de transporte rodoviário da Celulose Nipo-Brasileira – CENIBRA. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE COLHEITA E TRANSPORTE FLORESTAL. 5, 2003, Porto Seguro, BA. **Anais...** Porto Seguro, BA: SIF/UFV, 2001. p.109-121.

CAPÍTULO 2

2.1. Deformação permanente de solos estabilizados quimicamente com vistas à aplicação em estradas florestais

RESUMO – Este artigo é direcionado ao estudo da deformação permanente de dois solos típicos da microrregião de Ipatinga, Minas Gerais, para fins de aplicação em estradas florestais, considerando-se, para tanto, as seguintes condições: (a) solos em seu estado natural e, (b) solos estabilizados com o resíduo industrial grits, a partir da realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Trabalhou-se com dois solos residuais maduros da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil. O programa de ensaios de laboratório envolveu: (a) teor de grits: 24 % calculado em relação ao peso de solo seco; (b) energias de compactação: referentes aos ensaios Proctor normal e modificado nos teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), compactados por método dinâmico; (c) período de cura: sete dias em câmara úmida e, (d) efeitos do condicionamento das amostras nos resultados dos ensaios de deformação permanente. Os resultados do programa de ensaios indicaram que: (a) as misturas compactadas no teor de umidade ($W_{ót} + 2\%$) apresentaram uma maior deformação permanente em relação aos outros teores de umidade empregados e, (b) o condicionamento das amostras não interferiu nos resultados dos ensaios executados.

Palavras-chave: Estradas florestais, deformação permanente, misturas solo-grits

Permanent deformation of chemically stabilized soils for forest roads applications

ABSTRACT – This paper is focused on study of the permanent deformation of two typical soils of the city of Ipatinga, Minas Gerais aiming the application in forest road observing the following conditions: (a) soils in their natural state and, (b) soils stabilized with the industrial waste grits, through the realization of test of triaxial repeated load, Wrought with two nature residual soils of the Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brazil. The program of laboratory test comprised:

(a) contents of grits 24 % calculated regarding to the dry weight, (b) energies of compactation regarding the normal and modified proctor test in the contents of moisture compacted, (c) dynamic method, (d) period of curing time: seven days in wet chamber and, (e) effects of the conditioning of the samples in the results of tests showed: (a) the compacted moisture in the content of moisture showed greater permanent deformation regarding the other used content of moisture and (b) the conditioning of the samples didn't influence the results of the realized tests.

Keywords: Forest roads, permanent deformation, soil-grits mixtures

2.1.1. Introdução

A utilização de veículos extra pesados transmite ao pavimento das estradas florestais, cargas muito variáveis quanto à magnitude, à frequência e à duração que levam ao surgimento de diferentes níveis de tensões que se distribuem ao longo de toda a estrutura da rodovia e, associados aos efeitos do clima, causam deformações que culminam em defeitos afetando, assim, as condições de trafegabilidade nestas estradas.

Entre as deformações que um pavimento rodoviário submetido à ação do tráfego transiente está sujeito destaca-se a deformação permanente que ocorre quando um ou mais dos materiais constituintes da estrutura absorve parte da deformação total produzida por essa carga podendo, pelo seu acúmulo, levar ao desenvolvimento das trilhas-de-roda. A deformação permanente é representada pela Equação 2.1.

$$\varepsilon_p = \Delta h / h_0$$

Equação 2.1

Onde:

ε_p = deformação permanente; Δh = deslocamento plástico e, h_0 = altura inicial do corpo-de-prova.

A estimativa para o estudo do acúmulo da deformação permanente em pavimentos flexíveis pode ser obtida através da utilização do método proposto por Barksdale em 1972 (CARVALHO, 1997). Para aplicação desse método,

que é associado ao afundamento das trilhas-de-roda utilizando-se as deformações plásticas axiais obtidas em ensaios triaxiais de carga repetida, cada camada é dividida em subcamadas de espessuras convenientes.

A Equação 2.2, empregada neste trabalho, foi utilizada segundo Carvalho (1997) no ajuste dos dados obtidos ao se investigar as características de deformação permanente de um solo arenoso, proveniente do subleito de uma rodovia, sob várias condições de pressão confinante, diferença de tensão principal cíclica, massa específica aparente seca e teor de umidade por Pumphrey e Lentz.

$$\varepsilon_p = a + b \log N \qquad \text{Equação 2.2}$$

Onde,

ε_p = deformação permanente; a = intercepto na ordenada para $N = 1$; b = declividade da reta e, N = número de aplicações da carga cíclica.

2.1.2. Materiais e métodos

2.1.2.1. Solos e aditivo químico

Os solos do presente estudo são provenientes da microrregião de Ipatinga, Minas Gerais, em áreas pertencentes à empresa florestal Cenibra S.A. duas amostras do horizonte B designadas por Cenibra amarelo e Cenibra vermelho, representativos da região, foram coletadas em taludes próximos às estradas, em quantitativos unitários aproximados de 500 kg.

O resíduo sólido industrial grits fornecido, também, pela empresa Cenibra S.A. foi coletado no quantitativo aproximado de 1.000 kg. Ressalta-se que o teor de umidade em que o resíduo se encontrava era de 18 %.

2.1.2.2. Caracterização geotécnica dos solos

Os ensaios geotécnicos realizados nas amostras de solo abrangeram as seguintes determinações: (i) granulometria (DNER, 1994 – ME 051); (ii) peso específico dos grãos do solo (DNER, 1994 – ME 093); (iii) limites de Atterberg (DNER, 1994 – ME 122 e DNER, 1994 – ME 082) e (iv) compactação nas

energias Proctor Normal e Modificada (NBR 7182/86), nos teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$) para obtenção dos parâmetros ótimos de compactação ($W_{ót}$ e $\gamma_{dmáx.}$). Com base nestas umidades executou-se a molhagem dos solos e das misturas solo-grits para obtenção de corpos-de-prova que foram utilizados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas. Após a realização dos ensaios de caracterização foi feita a identificação dos solos, empregando-se o sistema americano rodoviário internacionalmente utilizado TRB (*Transportation Research Board*) para a classificação geotécnica das amostras de solo provenientes da microrregião de Ipatinga-MG.

2.1.2.3. Dosagens das misturas e período de cura

Baseado nas experiências de estabilização química de solos da microrregião de Viçosa-MG e nos trabalhos de Pereira (2005), definiu-se o traço de 24 % de resíduo sólido industrial grits como o mais promissor a ser empregado nas misturas com os solos, calculados em relação a massa de solo seco ao ar.

As misturas solo-grits foram preparadas, em laboratório, da seguinte forma: (i) adição de resíduo no quantitativo pré-determinado aos solos; (ii) processamento da mistura em peneira de abertura nominal 4,8 mm para homogeneização; (iii) adição de água à mistura, seguida por nova homogeneização e empacotamento em sacolas plásticas; e (iv) descanso da mistura por período de 24 horas antes da execução dos ensaios de laboratório, tempo esse representativo da molhagem de misturas e compactação no campo. O período de cura utilizado foi de sete dias, com base em trabalho de Pereira (2005) obtido através da análise da reatividade no tempo de misturas solo-grits.

2.1.2.4. Moldagem dos corpos-de-prova

De posse dos parâmetros de compactação obtidos nas energias e nos teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$) estudados, compactou-se o solo e as misturas solo-grits, por processo dinâmico, utilizando-se os cilindros de compactação do ensaio Proctor recomendado para solos contendo pedregulho, ou

seja, molde cilíndrico de 15,24 cm de diâmetro e 17 cm de altura. Entretanto, como o corpo-de-prova obtido desse ensaio apresenta uma altura inferior à necessária à realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, retirou-se o disco espaçador e, com o auxílio da Equação 2.3, calculou-se o número de camadas e de golpes necessários para aplicação da mesma energia correspondente aos ensaios Proctor normal e modificado. Assim, a compactação, em ambas as energias trabalhadas, passou a ser feita em sete camadas sendo necessária a aplicação de 13 e 61 golpes por camada para a energia Proctor normal e Proctor modificado, respectivamente. Os corpos-de-prova obtidos foram colocados em repouso por sete dias e, depois, moldados com estilete até que se atingisse, aproximadamente, um diâmetro de 73 mm e uma altura de 152 mm; obedecendo a uma relação altura diâmetro variando de 2 a 2,5, para obtenção dos corpos-de-prova que foram utilizados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

$$E_c = \frac{M \times H \times N_g \times N_c}{V}$$

Equação 2.3

Onde, E_c – energia de compactação, kgf/cm²; M – massa do soquete, kg; H – altura de queda do soquete, cm; N_g – número de golpes aplicados; N_c – número de camadas a compactar e V – volume do molde, cm³.

2.1.2.5. Ensaio de compactação

Foram determinados os parâmetros ótimos de compactação, nas energias do ensaio de compactação Proctor normal e modificado, segundo a NBR 7182/82 – Solo – Ensaio de Compactação (ABNT, 1986).

2.1.2.6. Ensaio triaxiais de cargas repetidas

A partir do dimensionamento de um pavimento típico de estradas florestais (composto por subleito, reforço do subleito e base), levando-se em consideração o aspecto da distribuição ao subleito das tensões aplicadas pelo tráfego, e empregando-se o método de dimensionamento de pavimentos

flexíveis do DER-MG e o método proposto pela “Federal Highway Administration” (FHA, 1985) para análise de tensões e deformações em pavimentos rodoviários, conhecido internacionalmente como ELSYM-5, obteve-se as tensões normais verticais e horizontais utilizadas no ensaio de deformação permanente para os solos e misturas analisadas.

As deformações permanentes dos solos e das misturas solo-grits foram determinadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas, em corpos-de-prova moldados nas energias do ensaio de compactação Proctor normal e modificado nos teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), compactados por método dinâmico. As tensões aqui aplicadas foram determinadas a partir da utilização do programa ELSYM-5, resultando em tensão normal vertical de 119 kPa e tensão normal horizontal de 25 kPa, aproximadamente. Para determinação da deformação permanente dos solos e das misturas solo-grits, trabalhou-se com os dados presentes no Quadro 2.1. Cada leitura de deformação por ciclo foi submetida a 0,1 segundo de carregamento e 2,9 segundos de descarregamento, totalizando um ciclo de 3 segundos.

Quadro 2.1 – Etapas para realização dos ensaios triaxiais dinâmicos visando à obtenção da deformação permanente dos solos e misturas solo-grits

Passo	Nº. de Ciclos		Tensão de Confinamento (kPa)	Tensão Desvio (kPa)
	Não Condicionado	Condicionado		
1	10	-	25,76	119
2	50	-	25,76	119
3	100	-	25,76	119
4	150	-	25,76	119
5	200	-	25,76	119
6	250	50	25,76	119
7	300	100	25,76	119
8	400	200	25,76	119
9	500	300	25,76	119
10	600	400	25,76	119
11	700	500	25,76	119
12	800	600	25,76	119
13	900	700	25,76	119
14	1000	800	25,76	119
15	1500	1300	25,76	119
16	2000	1800	25,76	119
17	2500	2300	25,76	119
18	3000	2800	25,76	119
19	3500	3300	25,76	119
20	4000	3800	25,76	119
21	4500	4300	25,76	119
22	5000	4800	25,76	119
23	5500	5300	25,76	119
24	6000	5800	25,76	119
25	6500	6300	25,76	119
26	7000	6800	25,76	119
27	7500	7300	25,76	119
28	8000	7800	25,76	119
29	8500	8300	25,76	119
30	9000	8800	25,76	119
31	9500	9300	25,76	119
32	10000	9800	25,76	119

2.1.2.7. Ensaios realizados com e sem condicionamento das amostras

Procurando corrigir pequenas imperfeições que possam ocorrer durante a confecção do corpo-de-prova e na sua montagem na câmara triaxial, procedeu-se ao estudo da influência do condicionamento sobre as amostras estudadas. Trabalhou-se com os materiais mencionados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 – Coeficientes da equação de deformação permanente e coeficientes de determinação

$\varepsilon_p = a.N^b$	A	B	R ²
Solo Cenibra Vermelho E. Normal ($W_{ót} + 2\%$)	0,008210855	0,045215740	0,9668
	0,008970209	0,034718072	0,9312
Solo Cenibra Vermelha + grits E. Modificada ($W_{ót} - 2\%$)	0,006965954	0,007642000	0,9910
	0,039320508	0,028330652	0,9765
Solo Cenibra Vermelho + grits E. Modificada ($W_{ót}$)	0,005491364	0,005782114	0,8712
	0,022287001	0,015986875	0,9567
Solo Cenibra Amarelo + grits E. Modificada. ($W_{ót} - 2\%$)	0,014736072	0,018184605	0,9235
	0,062116231	0,036570164	0,9922
Solo Cenibra Amarelo + grits E. Modificada. ($W_{ót} + 2\%$)	0,002325780	0,002569869	0,9157
	0,029004942	0,016884522	0,9098

2.1.2.8. Equipamento triaxial de cargas repetidas

O sistema triaxial de cargas repetidas (Load Trac II), todo automatizado, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (DEC/UFV), foi adquirido através do projeto TEC 243/97, com financiamento da FAPEMIG. Após posicionar o corpo-de-prova na câmara triaxial e selecionar as condições em que o ensaio será realizado, o sistema executa todo o ensaio, sem a necessidade de qualquer intervenção nos procedimentos de ensaios. Os resultados do ensaio são gravados num arquivo, estando disponíveis para posterior visualização no monitor e impressão (Rezende, 2004).

As Figuras 2.1 e 2.2 apresentam uma visão geral do equipamento triaxial cíclico da UFV com o sistema de aquisição de dados e um corpo-de-prova instalado na câmara triaxial e o sistema de ar comprimido, respectivamente.



Figura 2.1 – Equipamento triaxial cíclico da UFV.

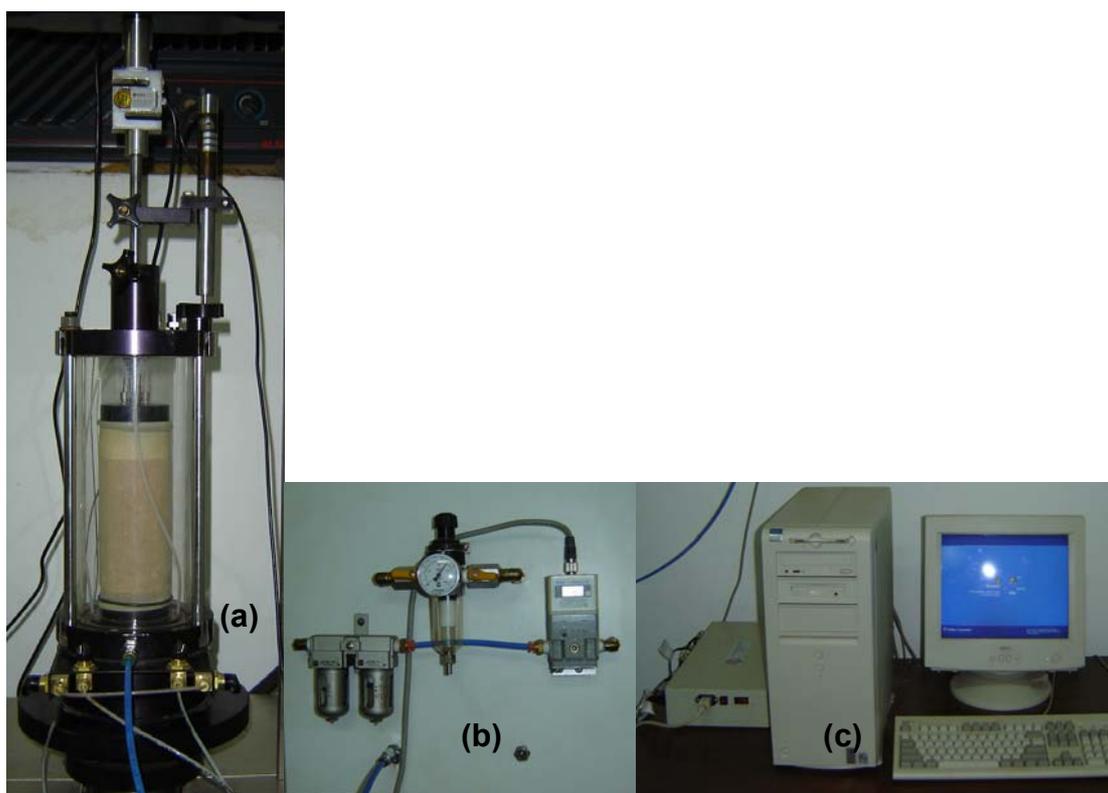


Figura 2.2 – Detalhes do equipamento triaxial cíclico da UFV: (a) corpo-de-prova instalado na câmara triaxial, (b) sistema de ar comprimido e, (c) sistema de aquisição de dados.

2.1.2.9. Metodologia para a realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas

A moldagem, o acondicionamento da amostra até o início do ensaio e a sua posterior instalação na câmara triaxial são operações que exigem cuidados, pois interferem significativamente na qualidade da experimentação e compreendem as seguintes etapas:

- colocação de um papel filtro e de uma pedra porosa sobre a base da câmara triaxial e assentamento do corpo-de-prova sobre estes;
- colocação de um papel filtro e de uma pedra porosa sobre o corpo-de-prova e do cabeçote sobre este que será envolto por uma membrana de borracha;
- verificação do alinhamento do corpo-de-prova e do cabeçote, a fim de se garantir que a carga seja aplicada axialmente;
- fechamento da câmara triaxial;
- posicionamento do transdutor de deslocamento (LVDT) e fixação do duto de injeção de ar comprimido na câmara triaxial;
- aplicação de uma pequena carga axial, visando o contato entre o cabeçote e o cilindro hidráulico, e
- realização dos ensaios triaxiais em estudo.

2.1.3. Resultados e discussão

2.1.3.1. Caracterização geotécnica das amostras de solo

As classificações texturais e as obtidas pelo sistema TRB encontram-se apresentadas no Quadro 2.3. A classificação, quanto à textura das amostras de solo de Ipatinga-MG mostra dois materiais bem próximos que, à luz das recomendações do sistema TRB, são dois exemplares considerados integrantes do grupo de materiais argilosos, solos finos, podendo apresentar um comportamento de fraco a pobre como camada de subleito.

Quadro 2.3 – Classificações dos solos

AMOSTRA	CLASSIFICAÇÕES	
	TEXTURAL	TRB
Cenibra amarela	Argilo-areno-siltoso	A-7-5 (16)
Cenibra vermelha	Argilo-areno-siltoso	A-7-5 (20)

2.1.3.2. Compactação

Os Quadros 2.4 e 2.5 contêm os teores ótimos de umidade e os pesos específicos aparentes secos máximos dos solos e das misturas estabilizadas quimicamente, para a energia de compactação Proctor modificada e normal, respectivamente.

Quadro 2.4 - Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia modificada

Amostra	Energia de compactação Proctor modificado			
	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
Parâmetros de compactação	$W_{ót - 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót - 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
Solo 24 % grits	21,5	17,50	19,5	17,57
Amostra	Energia de compactação Proctor modificado			
	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
Parâmetros de compactação	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
Solo 24 % grits	23,5	17,46	21,5	17,54
Amostra	Energia de compactação Proctor modificado			
	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
Parâmetros de compactação	$W_{ót + 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót + 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
Solo 24 % grits	25,5	17,43	23,5	17,52

Quadro 2.5 - Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia normal

Amostra	Energia de compactação Proctor normal			
	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
Parâmetros de compactação	$W_{ót} - 2$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót} - 2$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
Solo natural	26,09	16,67	23,20	15,93
Amostra	Energia de compactação Proctor normal			
	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
Parâmetros de compactação	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
Solo natural	28,00	16,60	25,20	15,81
Amostra	Energia de compactação Proctor normal			
	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
Parâmetros de compactação	$W_{ót} + 2$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót} + 2$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
Solo natural	30,00	16,43	27,20	15,65

2.1.3.3. Ensaios triaxiais de cargas repetidas - deformação permanente

O Quadro 2.6 traz as deformações permanentes encontradas para os solos Cenibra vermelho e Cenibra amarelo quando compactados na energia Proctor normal nos teores de umidade ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$) e, também, as deformações permanentes encontradas para estes solos quando estabilizados com o grits, na energia Proctor modificado para os mesmos teores de umidade.

Nas Figuras 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6 estão representados os resultados dos ensaios contidos no Quadro 2.6, agrupados em função do seu comportamento devido variação de seus teores de umidade.

Quadro 2.6 – Deformação permanente de solos e amostras estabilizadas com o grits

C.p. nº.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE (%)												
	Estado de Tensão (kPa): $\sigma_d = 119$; $\sigma_3 = 25$												
	Número de Aplicações da Tensão Desvio												
	10	100	500	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
1	1,5397	3,2001	4,2127	4,5467	4,7613	4,8536	4,8986	4,9207	4,9424	4,9567	4,9690	4,9804	4,9892
2	1,0807	1,5108	1,7727	1,8590	1,8835	1,9058	1,9240	1,9370	1,9483	1,9585	1,9634	1,9702	1,9764
3	0,8668	1,0365	1,0683	1,1209	1,1895	1,1869	1,1958	1,2040	1,2131	1,2236	1,2310	1,2337	1,2372
4	0,7416	0,8387	0,8954	0,9189	0,9395	0,9506	0,9618	0,9702	0,9820	0,9848	0,9872	0,9934	1,0006
5	0,5424	0,6272	0,6331	0,6386	0,6454	0,6550	0,6598	0,6633	0,6655	0,6678	0,6694	0,6696	0,6724
6	0,2669	0,2825	0,2872	0,2919	0,2948	0,2948	0,2937	0,2929	0,2929	0,2960	0,3041	0,3018	0,3062
7	1,7499	4,2838	6,5829	7,4303	8,3834	8,7925	8,9933	9,1104	9,1880	9,2499	9,2909	9,3113	9,3349
8	1,5007	3,1200	4,0018	4,872	4,896	4,9583	4,9406	4,9658	4,9786	4,9860	4,9825	4,9916	5,0863
9	1,6852	2,8084	3,3395	3,4772	3,5863	3,6356	3,8620	3,6813	3,6940	3,7025	3,7124	3,7295	3,7337
10	1,4816	1,9933	2,2258	2,3154	2,3950	2,4305	2,4544	2,4770	2,4990	2,5165	2,5245	2,5357	2,5436
11	0,6511	0,7979	0,8716	0,9069	0,9406	0,9576	0,9695	0,9762	0,9827	0,9978	1,0046	1,0106	1,0143
12	0,2347	0,2669	0,2824	0,2872	0,2919	0,2948	0,2946	0,2937	0,2929	0,2960	0,3041	0,3018	0,3016

Legenda:

Os c.p.nº. 1,2 e 3 – Solo Cenibra Vermelho ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$), na energia normal, respectivamente; os c.p.nº. 4, 5 e 6 – Solo Cenibra Vermelho + grits ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$), na energia modificada, respectivamente; os c.p.nº. 7, 8 e 9 – Solo Cenibra Amarelo ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$), na energia normal, respectivamente e, os c.p.nº. 10, 11 e 12 – Solo Cenibra Amarelo + grits ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$), na energia modificada, respectivamente.

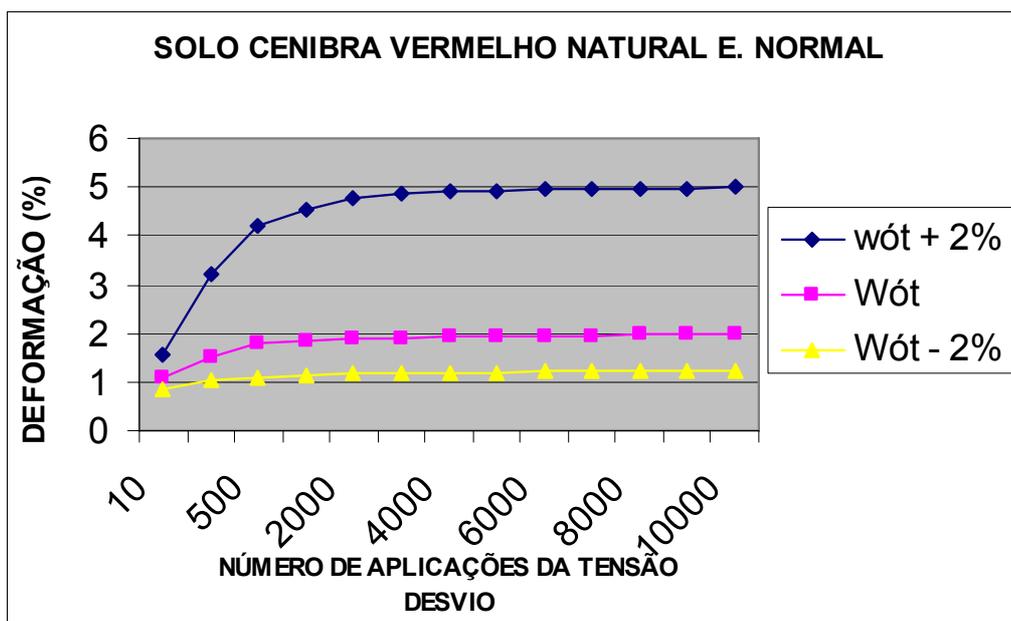


Figura 2.3 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho natural na energia normal

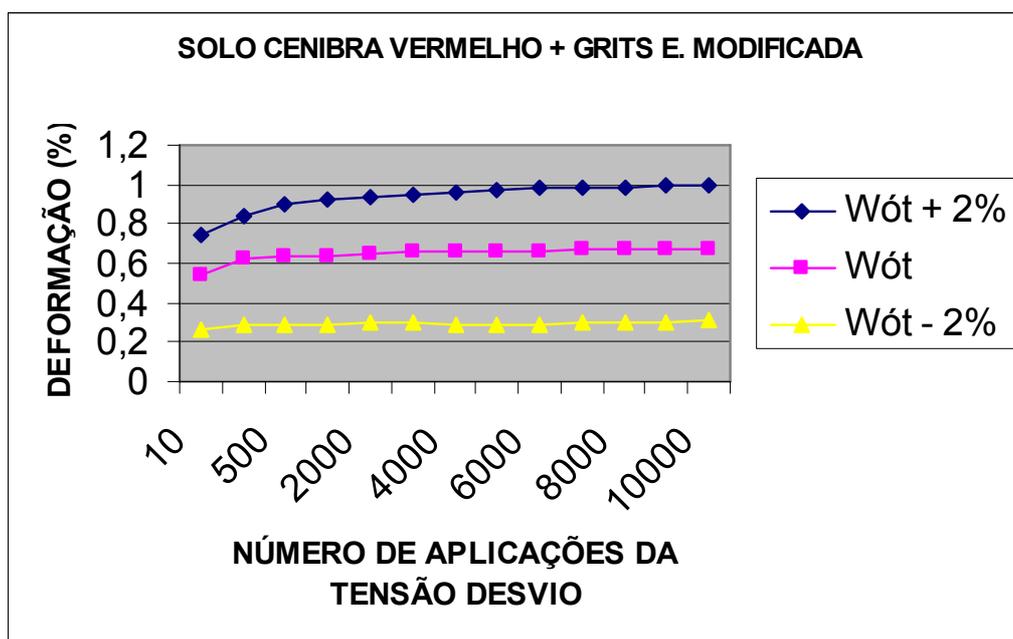


Figura 2.4 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho + grits na energia modificada

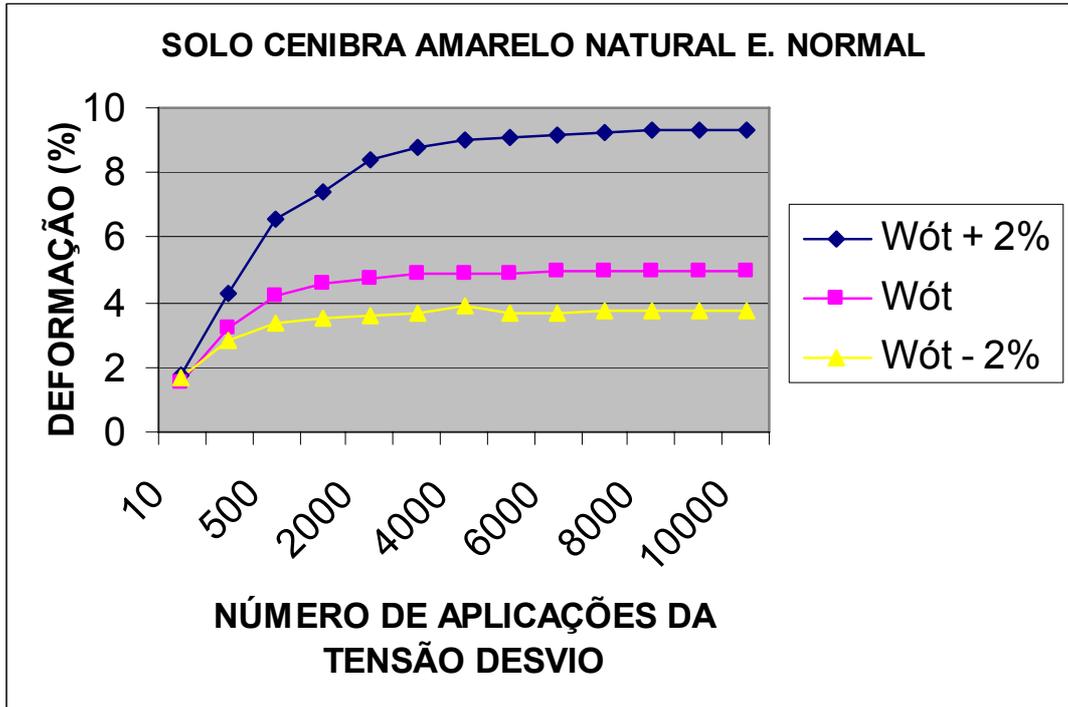


Figura 2.5 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo natural na energia normal

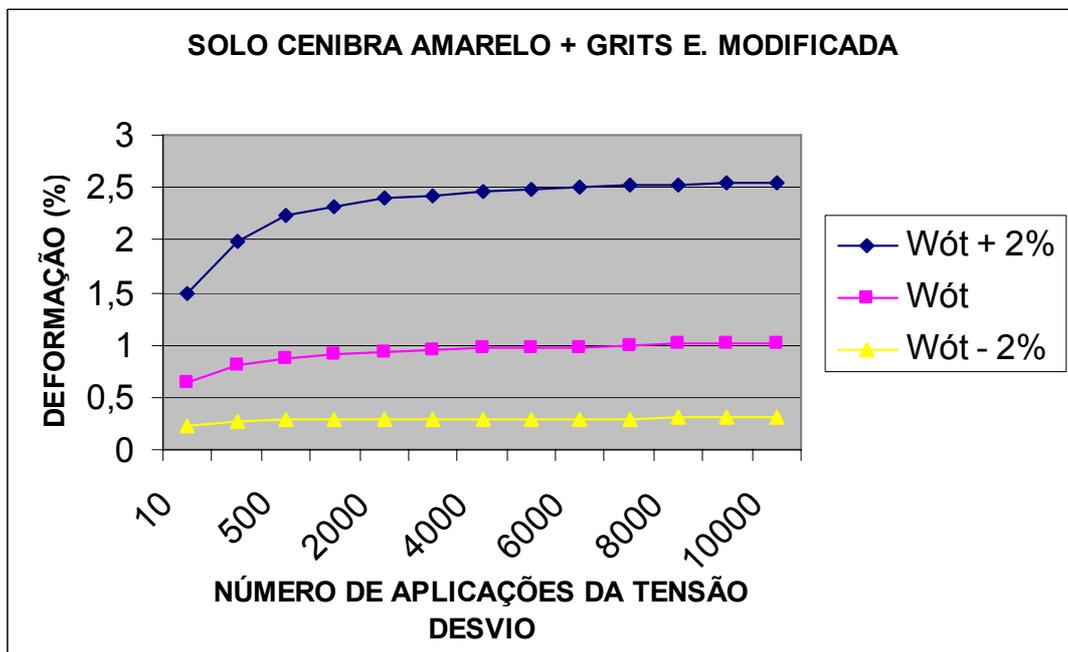


Figura 2.6 – Deformação permanente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo + grits na energia modificada

Com base nos dados apresentados no Quadro 2.6, verifica-se que houve um crescimento bastante acentuado da deformação permanente até os 500 primeiros ciclos de tensão, para todos os ensaios. A partir deste limite, observa-se um crescimento bem menos acentuado e mais uniforme, com o aumento no número de aplicações da tensão desvio. Essa variação sugere a necessidade de se considerar o condicionamento das amostras no estudo da deformabilidade permanente dos materiais, quando submetidos a carregamentos repetidos.

Com relação aos teores de umidade estudados, de modo geral, observou-se que as deformações permanentes são maiores quando se trabalha nos teores ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$), respectivamente.

As amostras Cenibra amarela natural compactados na energia normal, nos teores de umidade ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$), apresentaram os maiores valores de deformações permanentes: 9,3349; 5,0863 e 3,7337 %, respectivamente. Ao se trabalhar com amostras Cenibra vermelha observou-se que o maior valor de deformação permanente encontrado diz respeito à mistura compactada no teor ótimo de umidade ($W_{ót}$), que forneceu uma deformação permanente de 4,9892 %.

2.1.3.4. Contribuição de cada camada na deformação total do pavimento

Para um pavimento hipotético constituído de base composta por solo Cenibra vermelho + grits, reforço do subleito também composto por solo Cenibra vermelho + grits e subleito de solo Cenibra vermelho natural, obtêm-se, como contribuição de cada camada usando-se a equação de deformação permanente dada por $\epsilon_p = \Delta h / h_0$, os seguintes resultados:

- contribuição da camada de base (para $\epsilon_p = 0,6724\%$ e $h_0 = 15,20$ cm): o deslocamento plástico (Δh) que ocorre na camada estudada é da ordem de $0,006724 \times 15,20 \times 10 = 1,02$ mm.
- contribuição da camada de reforço de subleito: (para $\epsilon_p = 0,3062\%$ e $h_0 = 15,20$ cm): o deslocamento plástico (Δh) que ocorre na camada estudada é da ordem de $0,003062 \times 15,20 \times 10 = 0,46$ mm.

- contribuição do subleito: (para $\varepsilon_p = 1,9754 \%$ e $h_0 = 15,20 \text{ cm}$): o deslocamento plástico (Δh) que ocorre na camada estudada é da ordem de $0,019754 \times 15,20 \times 10 = 3,00 \text{ mm}$.

Assim, as contribuições das camadas de base, reforço do subleito e subleito são de 22,77, 10,27 e 66,96 %, respectivamente.

Para um segundo pavimento hipotético constituído de base composta por solo Cenibra amarelo + grits, reforço do subleito também composto por solo Cenibra amarelo + grits e subleito de solo Cenibra amarelo natural, obtêm-se como contribuição de cada camada usando-se a equação de deformação permanente dada por $\varepsilon_p = \Delta h / h_0$, os seguintes resultados:

- contribuição da camada de base (para $\varepsilon_p = 2,5436 \%$ e $h_0 = 15,10 \text{ cm}$): o deslocamento plástico (Δh) que ocorre na camada estudada é da ordem de $0,025436 \times 15,10 \times 10 = 3,84 \text{ mm}$.

- contribuição da camada de reforço de subleito: (para $\varepsilon_p = 1,0143 \%$ e $h_0 = 15,00 \text{ cm}$): o deslocamento plástico (Δh) que ocorre na camada estudada é da ordem de $0,010143 \times 15,00 \times 10 = 1,52 \text{ mm}$.

- contribuição do subleito: (para $\varepsilon_p = 5,0863 \%$ e $h_0 = 15,10 \text{ cm}$): o deslocamento plástico (Δh) que ocorre na camada estudada é da ordem de $0,050863 \times 15,10 \times 10 = 7,68 \text{ mm}$.

Assim, as contribuições das camadas de base, reforço do subleito e subleito será de 29,45, 11,66 e 58,89 %, respectivamente.

Com relação ao primeiro pavimento hipotético: este apresenta um deslocamento total da ordem de 4,48 mm, ficando bem abaixo do valor admissível do afundamento de trilha-de-roda para auto-estradas que é de 10 mm e de estradas de menor volume de tráfego que pode chegar a 16 mm.

Quanto ao segundo pavimento hipotético, este apresenta um deslocamento total da ordem de 13,04 mm, ficando acima do valor admissível do afundamento de trilha-de-roda para auto-estradas que é de 10 mm; e próximo do valor aceitável para estradas de menor volume de tráfego que é de 16 mm. Em se considerando o deslocamento de 10 mm, este pavimento não atende às recomendações e deve ser dimensionado novamente; para o segundo caso, de 16 mm, seria aceito sem problemas.

2.1.3.5. Condicionamento das amostras

A Figura 2.7 ilustra o comportamento da amostra solo Cenibra vermelho compactada na energia Proctor normal ($W_{ót} + 2\%$), que foi idêntico ao comportamento das demais amostras analisadas, onde se observa que com até 10.000 ciclos de aplicação da tensão desvio e nas condições em que foram ensaiadas todas as amostras deste trabalho, o condicionamento das mesmas não causou nenhuma alteração significativa nos resultados encontrados.

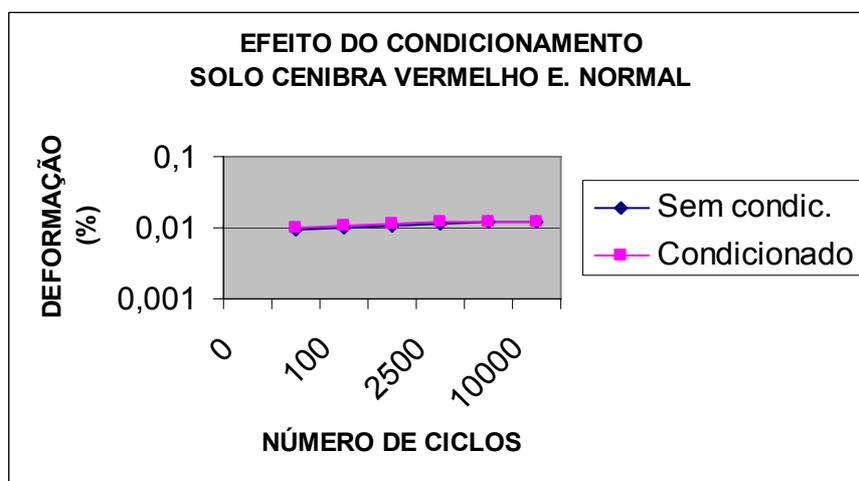


Figura 2.7 – Efeitos do condicionamento da amostra solo Cenibra vermelho energia normal ($W_{ót} + 2\%$)

2.1.4. Conclusões

Para os solos e suas misturas analisadas, verificou-se que o teor de umidade exerceu influência bastante significativa na relação entre as deformações permanentes e elásticas e o número de aplicações de tensão desvio.

Com relação à deformação permanente, os solos e as amostras estabilizadas que foram moldados acima do teor ótimo de umidade, ou seja, ($W_{ót} + 2\%$) deformaram-se bem mais quando comparadas aos outros teores de umidade estudados. É fundamental a realização de dimensionamentos criteriosos uma vez que nem sempre as amostras analisadas atendem as exigências de deslocamento plástico estipulado pela literatura.

2.1.5. Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182/86**, Solo; ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: 1986. 10p.

CARVALHO, C.A.B. **Estudo da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas-de-roda num pavimento flexível**. 1997. 206 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes)- Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de pavimentação**, 3. ed., Rio de Janeiro, 2006. 274 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 051**: solos: análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 1994. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 093**: solos: determinação da densidade real. Rio de Janeiro, RJ, 1994, 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 122**: solos: determinação do limite de liquidez: método de referência e método expedito. Rio de Janeiro, RJ, 1994. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 082**: solos: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 1994. 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 129**: solos: compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **CLA 259**: classificação de solos tropicais para finalidades viárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamentos miniatura. São Paulo, SP, 1996. 6 p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **ELSYM5 Interactive Microcomputer System – user’s manual**. Virginia, FHWA-RD-85, p. 1-33, September. 1985.

MACHADO, C. C.; MALINOVSKI, J. R. **Rede viária florestal**. Curitiba: UFPr, FUPEF, 1986. 157p.

PEREIRA, R. S. (2005) **viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais**. Viçosa, MG: UFV. 355 f. Tese (Doutorado em Ciências Florestais) - Universidade Federal de Viçosa.

REZENDE, D.S.V. **Módulos resilientes de dois solos da Zona da Mata Mineira**: correlações com resultados de ensaios de compressão não-confinada. Viçosa: UFV, 2004. 84 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)- Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2004.

CAPÍTULO 3

3.1. Módulo de resiliência de solos estabilizados quimicamente com vistas à aplicação em estradas florestais

RESUMO: O estudo das características resilientes dos solos de subleito e das misturas estabilizadas quimicamente justifica-se pela necessidade de conhecer o seu comportamento mecânico, sob a ação de cargas repetidas e transientes, quando constituintes do pavimento de estradas florestais. Buscou-se, com a realização deste trabalho, identificar o módulo de resiliência de três solos comuns na região de Ipatinga-MG, em seu estado natural e quando melhorado com o resíduo sólido industrial grits. Estudou-se, também, o módulo de resiliência obtido durante a realização do ensaio de deformação permanente de dois desses solos, em seu estado natural e quando estabilizados. O programa de ensaios de laboratório envolveu: (a) teor de grits: 24 % calculado em relação ao peso de solo seco; (b) energias de compactação: referentes aos ensaios Proctor normal, no teor ótimo de umidade ($W_{ót}$), para os ensaios específicos de determinação de módulos de resiliência, e Proctor normal e modificado, para os módulos de resiliência obtidos durante execução dos ensaios de deformação permanente, nos teores de umidade ($W_{ót} + 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} - 2\%$), compactados por método dinâmico e; (c) período de cura: sete dias em câmara úmida. Os resultados do programa de ensaios indicaram que: (a) com relação aos ensaios específicos de determinação de módulos de resiliência, obtidos ao se trabalhar com o solo natural e estabilizado verificou-se que o comportamento desses materiais sofre grande influência da tensão desvio aplicada e, (b) com relação aos módulos de resiliência obtidos durante execução da deformação permanente, os solos e as amostras estabilizadas que foram moldados acima do teor ótimo de umidade, ou seja, ($W_{ót} + 2\%$) apresentaram uma deformação bem menor que aqueles moldados nos outros teores de umidade, ou seja, resultaram em módulos de resiliência maiores.

Palavras-chave: Estradas florestais, módulos de resiliência, misturas solo-grits

Resilient modulus of chemically stabilized soils for forest roads applications

ABSTRACT: The study of the resilient characteristics of the soils and of the chemically stabilized mixtures is justified by the need of knowing their mechanical behavior under the repeated and transient action, when they are constituent of the forest road pave. Through the realization of this study, the modulus of resilience of Three common soils in the region of Ipatinga-MG was identified in their natural state and when improved with the industrial solid waste grits. The modulus of resilience obtained during the realization of the test of permanent deformation of these two soils, in their natural estate and when stabilized. The laboratory test program comprised: (a) content of grits 24 % calculated regarding the weight of the dry soil; (b) compactation energy; concerning the proctor normal test, in the content of moist optimum ($W_{ót}$) for the specific test of determination of the modulus of resilience, and normal and modified proctor, for the modulus of resilience obtained during the execution of the tests of permanent deformation, in the contents of moist ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$) compacted by dynamical method and (c) curing time: seven days in wet chamber. The results of the program of test showed that (a) regarding the specific tests of the determination of the modulus of resilience, obtained working with the natural and stabilized soil showed that the behavior of these material are heavily influenced by the deviator applied stress and (b) regarding the modulus of resilience obtained during the execution of the permanent deformation, the soils and the stabilized tests that were shaped over the optimum content of moisture , that is ($W_{ót} + 2\%$) show a smaller deformation than those shaped in the other content of moisture, that is, resulted in greater modulus of resilience

Keywords: Forest roads, modulus of resilience, soil-grits mixtures.

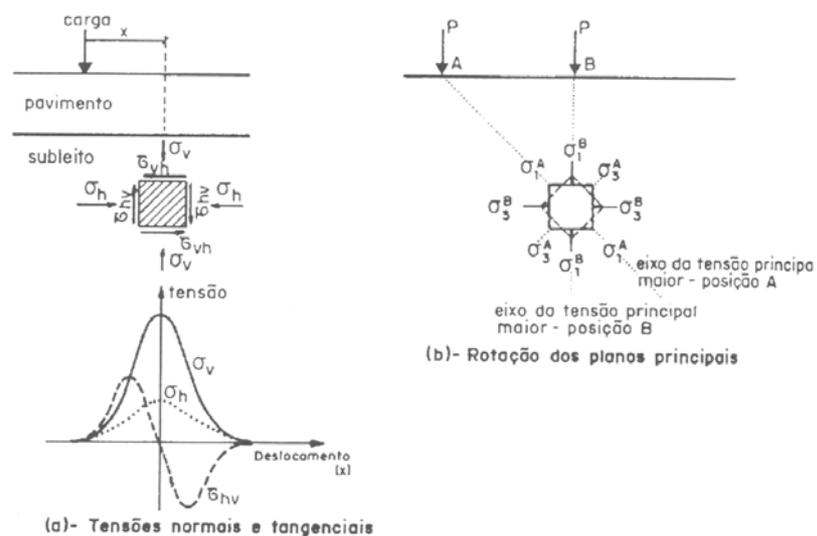
3.1.1. Introdução

Um pavimento rodoviário submetido à ação do tráfego transiente está sujeito a sofrer deformações permanentes (ou de caráter plástico) e

recuperáveis (ou elásticas). Essas deformações recuperáveis ou elásticas ocorrem no momento da sollicitação do pavimento, cessando após a retirada da carga podendo, pelo seu acúmulo, levar ao rompimento do pavimento por fadiga.

De acordo com Senço (1997), a pavimentação de estradas deve dar estabilidade à superfície de rolamento, permitindo o tráfego de veículos em qualquer época do ano, representando benefícios para os usuários, como redução dos custos de operação, dos tempos de viagem e de percurso, além de outras vantagens, que podem ser resumidas em economia no custo geral de transporte.

Ao longo de toda a estrutura de uma estrada ocorrem, devido ao tráfego dos veículos, diferentes tipos de tensão com as mais variadas amplitudes. Na Figura 3.1, observa-se que o estado de tensões num elemento do subleito ou de camada do pavimento varia em função da posição de uma determinada carga móvel.



Fonte: Medina e Motta (2005)

Figura 3.1 – Variações de tensões causadas por uma carga móvel

Na Figura 3.1a, a carga que atua no pavimento possui um afastamento horizontal x em relação ao elemento considerado. Nessas condições, o estado de tensão no referido elemento é caracterizado por tensões normais e cisalhantes.

Na Figura 3.1b, as tensões normais que atuam no elemento do solo considerado coincidem com as tensões principais, ou seja, $\sigma_v = \sigma_1^B$ e $\sigma_h = \sigma_3^B$. Nessa posição, as tensões cisalhantes que atuam na face do elemento são nulas.

Utilizando-se dos métodos de elementos finitos e/ou diferenças finitas, existem inúmeros programas de computador, aplicáveis a um sistema elástico de múltiplas camadas, para a estimativa das tensões e deformações que se distribuem ao longo de toda a estrutura do pavimento, oriundas das solicitações dos veículos. Esses programas são muito utilizados nos estudos do comportamento estrutural de pavimentos.

Por estarem sujeitos à ação de cargas dinâmicas, os materiais que compõem um pavimento rodoviário devem ser estudados, em laboratório, sob condições de carregamentos cíclicos, visando reproduzir, as condições de campo. Esses estudos são direcionados à determinação do parâmetro conhecido como módulo de resiliência (M_R), definido de acordo com a Equação 3.1, extraída dos trabalhos de Medina (1997) e Carvalho (1997).

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_a}$$

Equação 3.1

Em que,

M_R – Módulo resiliente, em kPa; σ_d – tensão desvio axial aplicada repetidamente, em kPa e, ϵ_a – deformação axial correspondente a um número de repetições de σ_d , em mm/mm.

Para a determinação da deformação axial ϵ_a emprega-se a Equação 3.2.

$$\epsilon_a = \frac{\Delta h}{h_0}$$

Equação 3.2

Em que, Δh – deslocamento vertical máximo, mm e, h_0 – comprimento inicial de referência do corpo-de-prova.

No Brasil, o módulo de resiliência é normatizado pelo DNIT (1994) e determinado através dos ensaios triaxiais dinâmicos, em equipamentos que aplicam carregamentos cíclicos de curta duração, demandando sistemas automáticos de controle e monitoramento e aquisição de dados dos ensaios. Permitindo, assim, a simulação das condições de carregamento dos materiais quando submetidos à ação do tráfego (LELIS, 2004). Essa autora descreveu da seguinte forma a execução do ensaio em amostras de solos indeformadas ou compactadas em laboratório:

[...] uma força de compressão atua, de forma cíclica, de zero até um máximo, sendo retirada para nova aplicação, após um período de repouso; são simulados assim, a velocidade e o fluxo do tráfego através do tempo de pulso e da frequência de carga aplicada.

Medina (1997) mencionou que a amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas, e a frequência espelha o fluxo de veículos.

3.1.2. Materiais e métodos

O desenvolvimento da parte prática do trabalho foi realizado no Laboratório de Geotecnia do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (UFV).

A investigação experimental foi conduzida no sentido de se obter a deformação permanente e o módulo de resiliência de dois solos da microrregião de Ipatinga-MG e de suas misturas estabilizadas quimicamente com o resíduo sólido industrial grits em função dos níveis de tensões obtidos a partir do programa Elsym-5 e dos níveis de tensões especificados na norma do DNER-ME 131/94 (DNER, 1994).

3.1.2.1. Solos

Os solos do presente estudo são provenientes da microrregião de Ipatinga, Minas Gerais, em áreas pertencentes à empresa florestal Cenibra S.A. As duas amostras do horizonte B designadas por Cenibra amarelo e Cenibra vermelho, representativos da região, foram coletadas em taludes próximos às estradas, em quantitativos unitários aproximados de 500 kg.

3.1.2.2. Resíduo industrial grits

O resíduo sólido industrial grits fornecido, também, pela empresa Cenibra S.A. foi coletado em aterro de descarte de resíduo onde o mesmo é atualmente disposto, e, posteriormente, encaminhado ao Laboratório de Geotecnia da UFV no quantitativo aproximado de 1.000 kg. Ressalta-se que o teor de umidade em que o resíduo se encontrava era de 18 %.

O grits é um resíduo sólido industrial proveniente da Indústria de papel e celulose, de coloração acinzentada e granulometria diversificada. De acordo com a caracterização química efetuada por Machado et al., (2003), o grits apresenta em sua composição química cerca de 20 % de cálcio, dos quais 42 % encontram-se na forma de óxido de cálcio (CaO), que é um componente significativo para a estabilização de solos.

Pereira (2005) traz maiores informações a cerca deste resíduo incluindo a viabilidade técnica de seu emprego na construção de estradas florestais

3.1.2.3. Coleta, preparo das amostras e realização de ensaios geotécnicos

Após a coleta, as amostras de solo e de grits foram transportadas para o Laboratório de Geotecnia da UFV. Os procedimentos para o processamento dos solos podem ser assim resumidos: peneiramento das amostras na peneira número 4 (4,8 mm), secagem das amostras ao ar e armazenamento em tonéis metálicos. Idem para o grits à exceção da secagem das amostras que não foi efetuada uma vez que se pretendia a manutenção de suas propriedades hidráulicas. Posteriormente, as amostras foram acondicionadas em sacos plásticos para serem submetidas aos ensaios de laboratório.

Os ensaios geotécnicos realizados nas amostras de solo abrangeram as seguintes determinações: (i) granulometria (DNER, 1994 – ME 051); (ii) peso específico dos grãos do solo (DNIT, 1994 – ME 093); (iii) limites de Atterberg (DNIT, 1994 – ME 122 e DNIT, 1994 – ME 082) e (iv) compactação nas energias Proctor Normal e Modificada (NBR 7182/86), nos teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$) obtendo-se os parâmetros ótimos de compactação ($W_{ót}$ e $\gamma_{dmáx.}$).

Com base nestas umidades executou-se a molhagem dos solos e das misturas solo-grits para obtenção de corpos-de-prova que foram utilizados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Empregou-se o sistema americano rodoviário internacionalmente utilizado TRB (*Transportation Research Board*) para a classificação geotécnica das amostras de solo provenientes da microrregião de Ipatinga-MG.

Baseado nas experiências de estabilização química de solos da microrregião de Viçosa-MG e nos trabalhos de Pereira (2005) definiu-se o traço de 24 % de resíduo sólido industrial grits como o mais promissor a ser empregado nas misturas com os solos, calculados em relação à massa de solo seco ao ar.

3.1.2.4. Misturas solo-resíduo e período de cura

As misturas solo-grits foram preparadas, em laboratório, da seguinte forma: (i) adição de resíduo no quantitativo pré-determinado aos solos; (ii) processamento da mistura em peneira de abertura nominal 4,8 mm para homogeneização; (iii) adição de água à mistura, seguida por nova homogeneização e empacotamento em sacolas plásticas; e (iv) descanso da mistura por período de 24 horas antes da execução dos ensaios de laboratório, tempo esse representativo da molhagem de misturas e compactação no campo.

3.1.2.5. Compactação e moldagem das amostras

De posse dos parâmetros de compactação determinados nas energias de compactação Proctor normal e modificado e nos teores de umidade ($W_{ót} -$

2 %), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$) estudados, compactaram-se o solo e as misturas solo-grits, por processo dinâmico, utilizando-se os cilindros de compactação do ensaio Proctor recomendado para solos contendo pedregulho, ou seja, molde cilíndrico de 15,24 cm de diâmetro e 17 cm de altura.

Entretanto, como o corpo-de-prova obtido desse ensaio apresenta uma altura inferior à necessária à realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas, retirou-se o disco espaçador e, com o auxílio da Equação 3.3, calculou-se o número de camadas e de golpes necessários para aplicação da mesma energia correspondente aos ensaios Proctor normal e modificado. Assim, a compactação, em ambas as energias trabalhadas, passou a ser feita em sete camadas sendo necessária a aplicação de 13 e 61 golpes por camada para a energia Proctor Normal e Proctor Modificada, respectivamente.

Logo após, os corpos-de-prova foram extraídos dos cilindros CBR, pesados, identificados, embalados em sacos plásticos e levados para a câmara úmida onde permaneceram em repouso por sete dias, em conformidade com trabalho desenvolvido por Pereira (2005). Em seguida, com auxílio de um estilete, foram moldados corpos-de-prova até que se atingisse, aproximadamente, um diâmetro de 73 mm e uma altura de 152 mm; obedecendo a uma relação altura diâmetro variando de 2 a 2,5, para obtenção dos corpos-de-prova que foram utilizados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

$$E_c = \frac{M \times H \times N_g \times N_c}{V}$$

Equação 3.3

Onde, E_c – energia de compactação, kgf/cm²; M – massa do soquete, kg; H – altura de queda do soquete, cm; N_g – número de golpes aplicados; N_c – número de camadas a compactar e V – volume do molde, cm³.

O período de cura utilizado foi de sete dias, com base em trabalho de Pereira (2005) obtido através da análise da reatividade do grits com os solos no tempo. Após esse período, procedeu-se à moldagem dos corpos-de-prova que foram utilizados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

3.1.2.6. Ensaio de laboratório realizados com os solos e misturas solo-grits

Foram determinados os parâmetros ótimos de compactação, considerando-se as energias do ensaio de compactação Proctor normal e modificado, segundo a NBR 7182/82 – Solo – Ensaio de Compactação (ABNT, 1986).

Executaram-se ensaios triaxiais dinâmicos a partir do dimensionamento de um pavimento típico de estradas florestais (composto por subleito, reforço do subleito e base), levando-se em consideração o aspecto da distribuição ao subleito das tensões aplicadas pelo tráfego, e empregando-se o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DER-MG e o método proposto pela “Federal Highway Administration” (FHA, 1985) para análise de tensões e deformações em pavimentos rodoviários, conhecido internacionalmente como ELSYM 5, obteve-se as tensões normais verticais e horizontais utilizadas no ensaio de deformação permanente para os solos e misturas analisadas.

Os módulos resilientes dos solos e das misturas estabilizadas quimicamente com o grits foram determinados em ensaios triaxiais de carga repetida, de acordo com a Norma DNER-ME 131/94, seguindo as recomendações do ensaio “Solo Argiloso ou Siltoso”, em corpos-de-prova moldados na energia do ensaio de compactação Proctor modificado no teor ótimo de umidade, compactados por método dinâmico. Trabalhou-se com 200 leituras de deformação por ciclo, com ciclo de 0,1 segundo de carregamento e 2,9 segundos de descarregamento, totalizando ciclo de 3 segundos. Esse ensaio apresenta duas fases distintas:

- a) fase de condicionamento: no início de cada ensaio dinâmico fez-se um condicionamento prévio com o objetivo de reduzir a influência das deformações permanentes, aplicando-se 200 vezes a tensão desvio para uma determinada pressão confinante.
- b) fase de aplicação da tensão desvio: foi feita a aplicação de 0,1 segundo de carregamento e 2,9 segundos de repouso, totalizando ciclo de 3 segundos com 200 repetições para cada combinação de tensão de confinamento e tensão desvio.

O módulo de resiliência dos solos e das misturas determinados quando da execução do ensaio da deformação permanente foram plotados considerando-se o número de aplicações da tensão desvio.

3.1.2.7. Equipamento e metodologia para a realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas

O sistema triaxial de cargas repetidas (Load Trac II), todo automatizado, do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa (DEC/UFV) foi adquirido através do projeto TEC 243/97, com financiamento da FAPEMIG. Após posicionar o corpo-de-prova na câmara triaxial e selecionar as condições em que o ensaio será realizado, o sistema executa todo o ensaio, sem a necessidade de qualquer intervenção nos procedimentos de ensaio. Os resultados do ensaio são gravados num arquivo, estando disponíveis para posterior visualização no monitor e impressão (Rezende, 2004).

A moldagem, o acondicionamento da amostra até o início do ensaio e a sua posterior instalação na câmara triaxial são operações que exigem cuidados, pois interferem significativamente na qualidade da experimentação e compreendem as seguintes etapas:

- colocação de um papel filtro e de uma pedra porosa sobre a base da câmara triaxial e assentamento do corpo-de-prova sobre estes;
- colocação de um papel filtro e de uma pedra porosa sobre o corpo-de-prova e do cabeçote sobre este que será envolto por uma membrana de borracha;
- verificação do alinhamento do corpo-de-prova e do cabeçote, a fim de se garantir que a carga seja aplicada axialmente;
- fechamento da câmara triaxial;
- posicionamento do transdutor de deslocamento (LVDT) e fixação do duto de injeção de ar comprimido na câmara triaxial;
- aplicação de uma pequena carga axial, visando o contato entre o cabeçote e o cilindro hidráulico, e
- realização dos ensaios triaxiais em estudo.

3.1.3. Resultados e discussão

3.1.3.1. Caracterização geotécnica das amostras de solo

As classificações texturais e as obtidas pelo sistema TRB encontram-se apresentadas no Quadro 3.1. Os limites de consistência desses materiais estão representados no Quadro 3.2.

Quadro 3.1 – Classificações dos solos de Ipatinga – MG

AMOSTRA	CLASSIFICAÇÕES	
	TEXTURAL	TRB
Cenibra amarela	Argilo-areno-siltoso	A-7-5 (16)
Cenibra vermelha	Argilo-areno-siltoso	A-7-5 (20)

Quadro 3.2 – Limites de consistência dos solos de Ipatinga-MG no estado natural

Solo natural	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
	LL (%)	IP (%)	LL (%)	IP (%)
	76	40	60,83	23,62

3.1.3.2. Compactação

O Quadro 3.3 e o Quadro 3.4 contêm os teores ótimos de umidade e os pesos específicos aparentes secos máximos dos solos e das misturas estabilizadas quimicamente, para a energia de compactação Proctor modificado e normal, respectivamente.

Quadro 3.3 - Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia modificada

ENERGIA DE COMPACTAÇÃO PROCTOR MODIFICADA				
AMOSTRA	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO	$W_{ót - 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót - 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
SOLO 24 % GRITS	21,5	17,50	19,5	17,57
ENERGIA DE COMPACTAÇÃO PROCTOR MODIFICADA				
AMOSTRA	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
SOLO 24 % GRITS	23,5	17,46	21,5	17,54
ENERGIA DE COMPACTAÇÃO PROCTOR MODIFICADA				
AMOSTRA	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO	$W_{ót + 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót + 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
SOLO 24 % GRITS	25,5	17,43	23,5	17,52

Quadro 3.4 - Parâmetros de compactação dos solos e de suas misturas estabilizadas quimicamente, na energia normal

ENERGIA DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL				
AMOSTRA	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO	$W_{ót - 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót - 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
SOLO NATURAL	26,09	16,67	23,20	15,93
ENERGIA DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL				
AMOSTRA	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
SOLO NATURAL	28,00	16,60	25,20	15,81
ENERGIA DE COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL				
AMOSTRA	Cenibra Amarelo		Cenibra Vermelho	
PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO	$W_{ót + 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót + 2}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
SOLO NATURAL	30,00	16,43	27,20	15,65

3.1.3.3. Módulo de resiliência

A Figura 3.2 ilustra a relação encontrada ao se comparar os módulos de resiliência dos solos em seu estado natural e quando estabilizados com o grits, para os solos amarelo, vermelho e rosa, respectivamente, compactados no teor ótimo de umidade e na energia modificada.

As classificações texturais e as obtidas pelo sistema TRB encontram-se apresentadas no Quadro 3.5.

Esses materiais foram ensaiados utilizando-se da Norma DNER-ME 131/94, para todos os três solos que, apesar de serem bem distintos quanto a textura à luz das recomendações do sistema TRB, são considerados integrantes do grupo de materiais argilosos, solos finos, que apresentam um comportamento de fraco a pobre como camada de subleito.

Quadro 3.5 – Classificações textural e TRB dos solos de Ipatinga-MG

AMOSTRA	CLASSIFICAÇÕES	
	TEXTURAL	TRB
Cenibra amarela	Argilo-areno-siltoso	A-7-5 (16)
Cenibra vermelha	Argilo-areno-siltoso	A-7-5 (20)
Cenibra rosa	Areno-silto-argiloso	A-6 (3)

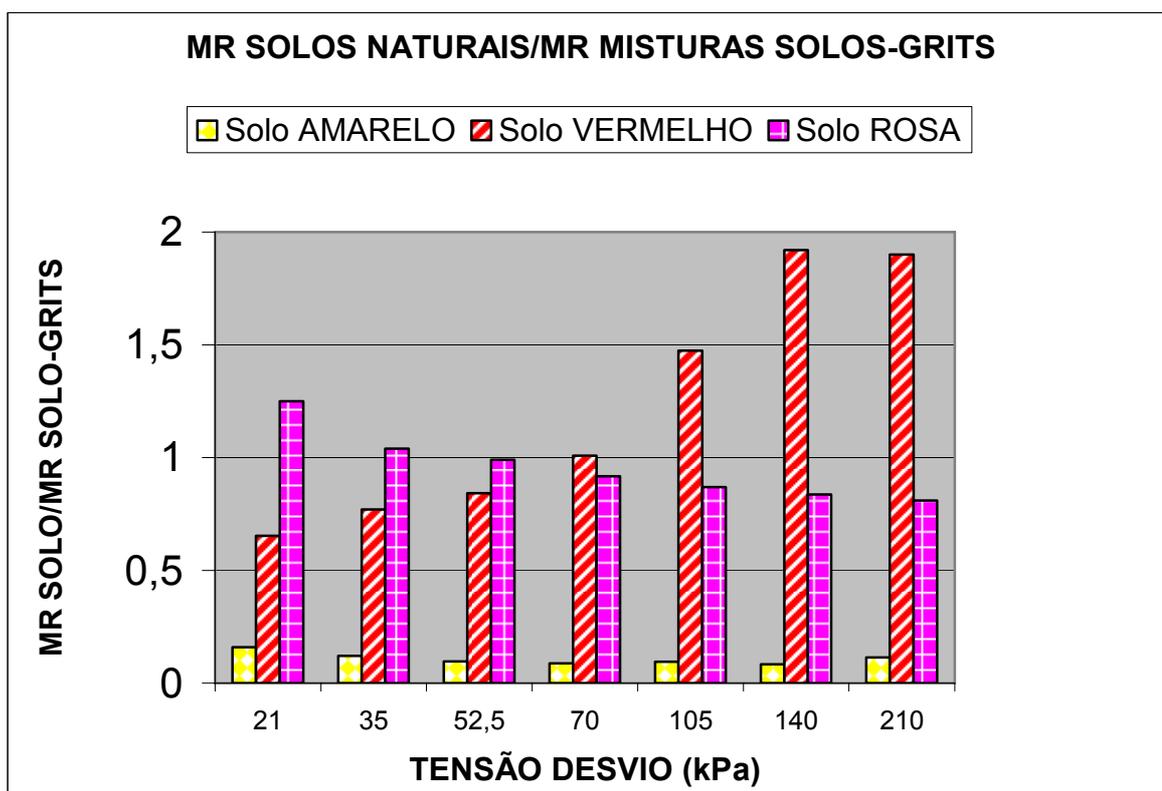


Figura 3.2 – Relação módulo de resiliência x tensão desvio dos solos e misturas estudadas

Com relação à Figura 3.2, observa-se que:

⇒ o solo amarelo estabilizado com grits apresentou, para todos os valores de tensão desvio estudados, menores deformações, ou seja, módulos resilientes maiores, do que este solo em seu estado natural.

⇒ o solo vermelho estabilizado, para tensões desvio de 21, 35 e 52,5 kPa, apresenta menores deformações resilientes e para valores de tensões desvio de 105, 140 e 210 kPa, este solo em seu estado natural deformou menos, ou seja, apresentou módulos resilientes maiores. Observa-se, também, que para a tensão desvio de 70 kPa, o comportamento resiliente do solo natural ou estabilizado é praticamente o mesmo.

⇒ o solo rosa estabilizado, para tensões desvio igual ou superior a 70 kPa, apresentou módulos resilientes maiores quando comparado a este solo em seu estado natural. Para tensões de 21 e 35 kPa, ocorreu o inverso. E, para a tensão de 52,5 kPa observa-se um comportamento praticamente idêntico para ambos.

Ainda com base na Figura 3.2, verifica-se que o resíduo grits incorporado ao solo amarelo, independente da tensão estudada, causou uma menor deformação resiliente na mistura compactada; com relação aos demais solos estudados e respectivas misturas, verifica-se que o comportamento desses materiais quanto à resiliência foi fortemente influenciado pelo número de tensão desvio aplicada.

No Quadro 3.6, estão representados os módulos de resiliência obtidos quando do estudo da deformabilidade dos solos Cenibra amarelo e Cenibra vermelho compactados nos teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), na energia Proctor normal e, também, estão representados os módulos de resiliência obtidos das misturas destes solos com o grits compactados nos mesmos teores de umidade, porém, na energia Proctor modificada.

Quadro 3.6 – Módulo de resiliência de solos e amostras estabilizadas com o grits

C.p. n.º	Estado de Tensão (kPa)		MÓDULO DE RESILIÊNCIA (kPa)												
	σ_d	σ_3	Número de Aplicações da Tensão Desvio												
			10	100	500	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000
1	119	25	56460	65285	66154	68677	77248	81036	81128	82538	84365	88012	90233	89898	92548
2	119	25	69256	73503	74495	75563	76815	77294	77345	77160	74731	76410	78168	79102	78515
3	119	25	34632	43610	45330	45719	49309	50754	51332	51619	52119	52017	51762	51846	51853
4	119	25	54743	61470	62333	63393	63032	62809	63772	63787	63840	63837	64255	63574	63816
5	119	25	44494	49811	46648	48558	50985	52330	52744	53541	53523	54110	54404	54970	56246
6	119	25	34632	43610	45330	45719	49309	50754	51332	51619	52119	52017	51762	51846	51853
7	119	25	49365	55013	61908	67212	76071	81017	86308	88653	89260	90177	89315	90079	90284
8	119	25	57244	62510	64233	65584	68143	68616	68582	69013	71106	70811	70309	71089	73344
9	119	25	29609	37949	42374	45067	50136	53508	54949	56576	57390	57377	58434	60385	60985
10	119	25	47971	52575	50616	50107	51194	50660	50459	50317	49478	49977	50172	50309	49940
11	119	25	34423	41506	41556	42457	44658	45290	44642	44523	45269	46196	46018	46375	46293
12	119	25	21023	25734	29495	30042	31178	32742	33314	33440	33952	35724	37121	36571	37259

Legenda:

Os c.p.n.º. 1,2 e 3 – Solo Cenibra Vermelho ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), na energia normal, respectivamente; os c.p.n.º. 4, 5 e 6 – Solo Cenibra Vermelho + grits ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), na energia modificada, respectivamente; os c.p.n.º. 7, 8 e 9 – Solo Cenibra Amarelo ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), na energia normal, respectivamente e, os c.p.n.º. 10, 11 e 12 – Solo Cenibra Amarelo + grits ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), na energia modificada, respectivamente.

A Figura 3.3 contém os resultados de módulo de resiliência do solo Cenibra vermelho natural, na energia normal, para os teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), respectivamente; a Figura 3.4 contém os resultados de módulo de resiliência do solo Cenibra vermelho + grits, na energia modificada, nos mesmos teores de umidade. Já a Figura 3.5 traz o solo amarelo + grits, na energia normal, nos teores de umidade ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), respectivamente e, a Figura 3.6 diz respeito ao solo amarelo + grits, na energia modificada, nos mesmos teores de umidade, respectivamente.

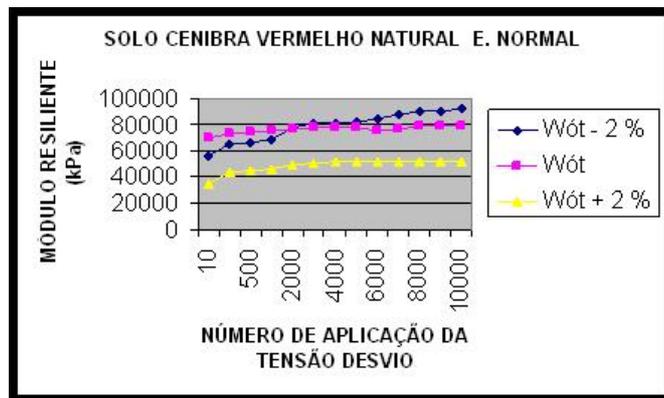


Figura 3.3 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho natural na energia normal

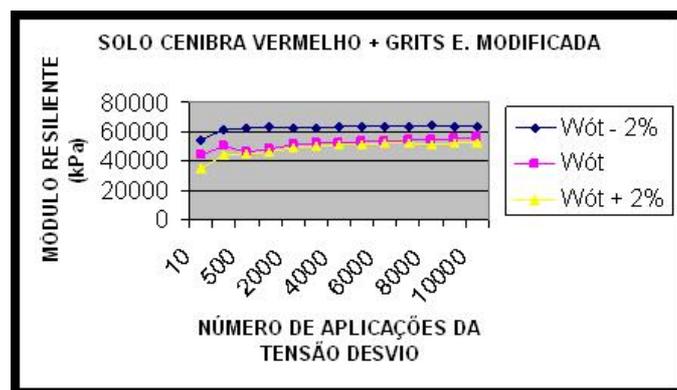


Figura 3.4 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra vermelho + grits na energia modificada

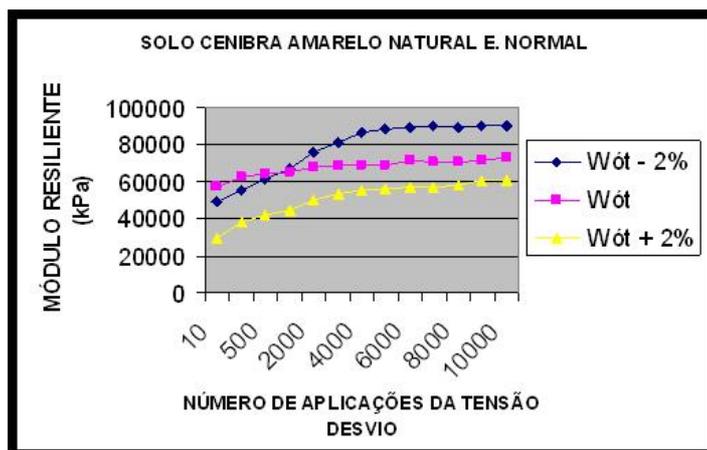


Figura 3.5 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo natural na energia normal

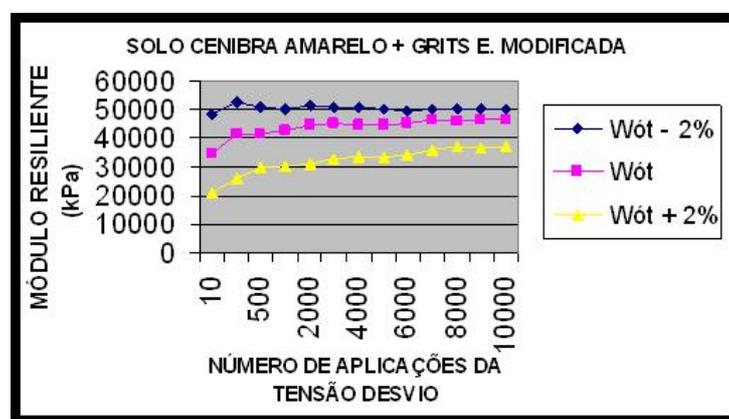


Figura 3.6 – Módulo resiliente versus número de aplicações da tensão desvio para solo Cenibra amarelo + grits na energia modificada

Com relação aos teores de umidade estudados, verificou-se que os módulos de resiliência resultaram maiores quando se trabalhou nos teores ($W_{ót} - 2\%$), ($W_{ót}$) e ($W_{ót} + 2\%$), respectivamente, ou seja, menor deformação associada a um maior quantitativo de água na amostra.

A amostra Cenibra vermelho natural, no teor de umidade ($W_{ót} - 2\%$), e a amostra Cenibra amarelo natural no mesmo teor apresentaram, até próximo da aplicação de tensão desvio de número 2.000, um comportamento inferior a essas amostras compactadas no teor ótimo; mas, após essas aplicações assumiram um comportamento mais condizente com a literatura.

Observa-se, nas Figura 3.3, 3.4 e 3.6, que na fase inicial de aplicações da tensão desvio ocorre maiores incrementos nos valores de módulo de

resiliência que, com o aumento do número de aplicações tendem a se estabilizar. Esse comportamento está bem evidenciado na Figura 3.5, onde, até aplicações de tensão desvio próxima de 2.000 ciclos, verifica-se um grande incremento nos valores de módulo de resiliência que, depois, com o aumento do número de aplicações apresentam aumentos menos evidentes que os mostrados anteriormente.

3.1.4. Conclusões

Para os solos e suas misturas analisadas, verificou-se que o teor de umidade exerceu influência bastante significativa na relação entre as deformações permanentes e elásticas e o número de aplicações de tensão desvio.

Com relação aos ensaios específicos de determinação de módulos de resiliência, obtidos ao se trabalhar com o solo natural e estabilizado verificou-se que o comportamento desses materiais sofre grande influência da tensão desvio aplicada. Quanto aos módulos de resiliência obtidos durante execução dos ensaios de deformação permanente, os solos e as amostras estabilizadas que foram moldados abaixo do teor ótimo de umidade, ou seja, ($W_{ót} - 2\%$) apresentaram uma deformação bem menor que aqueles moldados nos outros teores de umidade, ou seja, resultaram em módulos de resiliência maiores.

3.1.5. Referências bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182/86**, Solo; ensaio de Compactação. Rio de Janeiro: 1986. 10p.

CARVALHO, C.A.B. **Estudo da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas-de-roda num pavimento flexível**. 1997. 206 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes)- Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de pavimentação**, 3. ed., Rio de Janeiro, 2006. 274 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 051**: solos: análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 1994. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 093**: solos: determinação da densidade real. Rio de Janeiro, RJ, 1994, 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 122**: solos: determinação do limite de liquidez: método de referência e método expedito. Rio de Janeiro, RJ, 1994. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 082**: solos: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 1994. 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **ME 129**: solos: compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **ME 131**: solos: determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 1994e. 8 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **CLA 259**: classificação de solos tropicais para finalidades viárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamentos miniatura. São Paulo, SP, 1996. 6 p.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **ELSYM5 Interactive Microcomputer System – user's manual**. Virginia, FHWA-RD-85, p. 1-33, September. 1985.

LELIS, T.A. **Influência da energia de compactação nas relações entre o módulo resiliente, CBR e resistência à compressão não-confinada de solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais**. Viçosa, MG: UFV, 2004. 124 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2004.

MACHADO, C. C.; MALINOVSKI, J. R. **Rede viária florestal**. Curitiba: UFPr, FUPEF, 1986. 157p.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997. 380 p.

MOTTA, L.M.G.; MACÊDO, J.A.G. Ensaio triaxial dinâmico de solos para pavimentos: novas tendências. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11., v.1, 1998, Brasília, DF. **Anais...** Brasília, DF:[s.n.], nov. 1998. p. 623-628.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica dos solos dos estados críticos**. Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos Editora Ltda. 1993. 368p.

PEREIRA, R. S. (2005) **viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais**. Viçosa, MG: UFV. 355 f. Tese (Doutorado em Ciências Florestais) - Universidade Federal de Viçosa.

REZENDE, D.S.V. **Módulos resilientes de dois solos da Zona da Mata Mineira**: correlações com resultados de ensaios de compressão não-confinada. Viçosa: UFV, 2004. 84 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)- Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2004.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação**. São Paulo: Pini, 1997.174p.

SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos em solos argilosos**. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ, 1980. 135p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1980.

TRB. Test Procedures for characterizing dynamic stress - strain properties of pavement materials. Transportation Research Board, National Research Council, **National Academy of Sciences**, Special Report 162, Edited by Richard D. Barksdale, Washington, D.C., 1975. 40p.

CAPÍTULO 4

4.1. Classificação MCT de solos estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em estradas florestais

RESUMO: Este artigo focaliza o efeito da adição do resíduo da indústria de celulose brasileira, chamado grits na classificação MCT dos solos residuais maduros do estado de Minas Gerais, Brasil: (i) solo da Zona da Mata de Minas Gerais [solo VS A-2-4 (0)]; (ii) solos da cidade de Ipatinga [Cenibra amarelo A-7-5 (20), Cenibra rosa A-6 (3) e Cenibra vermelho A-7-5 (20)]. Misturas de solos contendo 24 % de grits em relação à massa de solo seco que foram compactadas na energia do Proctor normal no teor de umidade ótimo. Análises dos dados dos testes de laboratório indicam que: (i) o tipo de solo influenciou na classificação dos solos e, (ii) as misturas ensaiadas mostraram falta de cimentação entre as partículas do solo.

Palavras-chave: Estradas florestais, misturas solo-grits, classificação de solos MCT

MCT classification of chemically stabilized soils for forest roads applications

ABSTRACT: This paper focus on the effect of addition of the Brazilian waste cellulose industry named Grits on the MCT classification of the following mature residual soils from the Minas Gerais state, Brazil: (i) soil from the Zona da Mata of minas Gerais [A-2-4 (0)]; (ii) soils from Ipatinga city [yellow Cenibra (A-7-5 (20), pink Cenibra (A-6 (3) and red Cenibra (A-7-5 (20)]. Soil mixtures containing 24 % of grits regarding the soils dry masses were compacted at the normal Proctor compactation effort at the optimum moisture content. Analysis of the laboratory testing data supports that: (i) soil type influenced changes in soils classification; (ii) the tested admixtures showed lack of cementation among soil particles.

Keywords: Forest roads, soil-grits mixtures, MCT soil classification

4.1.1. Introdução

A ausência de solo com características aceitáveis para ser utilizado como camadas de pavimentos flexíveis de estradas, em um país de dimensões continentais como o Brasil, é um fato corriqueiro. Isso leva à busca de soluções alternativas com o emprego de resíduos industriais como, por exemplo, estabilizantes químicos, de baixo custo, visando produzir materiais para a construção rodoviária, além de dar uma destinação ambientalmente correta ao resíduo utilizado.

Não basta simplesmente a utilização do resíduo, mas é necessário que se desenvolvam metodologias de ensaio para a sua caracterização como um material passível de uso em estradas sob o ponto de vista de exigências ambientais, uma vez que a sua utilização pode resultar, por exemplo, no seu lixiviamento e posterior carreamento até os recursos hídricos, trazendo uma série de transtornos ecológicos e sociais. Assim, o objetivo desse trabalho é analisar a influência da adição do resíduo industrial grits na classificação MCT de solos (Nogami e Villibor, 1995) e na perda de massa dos mesmos determinadas nos ensaios de imersão desta metodologia.

As limitações dos procedimentos tradicionais para escolha de solos para bases estabilizadas granulometricamente ficaram comprovadas com excelente desempenho de vários trechos experimentais, executados com solos arenosos finos lateríticos que, até o momento, eram considerados impróprios pelos critérios tradicionais. Assim, ficou evidenciada a necessidade de se desenvolver critérios mais apropriados que não são relacionados demasiadamente a fatores pedológicos e nem a propriedades índices tradicionais e sim, que fossem ligados a propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos compactados.

Nogami e Villibor (1981) procurando superar as limitações encontradas ao se tentar classificar os solos tropicais para fins rodoviários desenvolveram uma classificação (MCT - *Miniatura Compactado Tropical*) que hoje tem aplicações tanto em obras viárias quanto em obras de terra, em geral, e no mapeamento geotécnico envolvendo esses solos.

A classificação MCT (*Miniatura Compactado Tropical*) é parte integrante da *Metodologia MCT* que compreende a determinação de propriedades

mecânicas e hidráulicas a partir de corpos de prova de 50 mm de diâmetro compactados. Esta classificação divide os solos em duas grandes classes: solos lateríticos (L) e solos não lateríticos (N); as quais são subdivididas em sete grupos: LG': argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas; LA': areias argilosas lateríticas, LA: areias com pouca argila laterítica, NG': argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-lateríticas, NS': siltes caulíníficos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não-lateríticos, NA': areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas, NA: areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não-lateríticos.

4.1.2. Materiais e métodos

4.1.2.1. Identificação dos Materiais

4.1.2.1.1. Solos e resíduo industrial

Trabalhou-se com o solo VS [A-2-4 (0)] proveniente da microrregião de Viçosa (MG) e com os solos Cenibra amarelo [A-7-5 (16)], Cenibra rosa [A-6 (3)] e Cenibra vermelho [A-7-5 (20)] provenientes da microrregião de Ipatinga (MG).

O resíduo grits, oriundo da indústria de celulose, que foi utilizado como agente de estabilização química, cedido pela empresa Cenibra S. A., tem coloração acinzentada e granulometria diversificada e foi utilizado no teor de 24 % em relação ao peso de solo seco com base em estudos desenvolvidos por Pereira (2005).

4.1.2.2. Ensaio de laboratório

4.1.2.2.1. Misturas solo-resíduo

As misturas solo-resíduo foram processadas adicionando-se, primeiramente, o resíduo grits ao solo, seguido por homogeneização manual e processamento na peneira de abertura nominal de 4,8 mm. Posteriormente, adicionaram-se água em quantitativos definidos previamente, para se atingir os parâmetros ótimos de compactação $W_{ót}$ (teor ótimo de umidade) e o respectivo $Y_{dmáx}$ (peso específico seco máximo), procedendo-se a uma nova homogeneização, peneiramento e acondicionamento das misturas em sacos plásticos hermeticamente fechados, para posterior uso. Em todos os casos, ao

se trabalhar com amostras estabilizadas respeitou-se um período de descanso da amostra de duas horas após o seu processamento em função das reações químicas que poderiam ocorrer, conforme relatados em trabalhos como (Trindade et al., 2005_a; 2005_b) e Pereira (2005).

4.1.2.2.2. Determinação da perda de massa por imersão

Para determinação da perda de massa por imersão procedeu-se, inicialmente, à realização de ensaios de compactação Mini-MCV que foram desenvolvidos com base no ensaio *Moisture Condition Value* (Parsons, 1976) com normatização pelo DNIT (1996), na Norma sobre solos compactados por equipamento miniatura – Mini – MCV.

Esses ensaios de compactação Mini-MCV foram realizados com energia variável a partir de amostras de solo previamente secas ao ar e passadas na peneira de número 10, que foram compactadas em umidades diferentes, em moldes cilíndricos de 50 mm de diâmetro, com a aplicação de números de golpes crescentes até que se atingisse uma massa específica aparente máxima em intervalos crescentes do número de golpes, avaliando-se a variação na altura do corpo-de-prova.

Conforme ilustrado no Anexo A, foram compactados, no mínimo, cinco pontos que atingiram diferentes teores de umidade de compactação abrangendo o ramo seco, o ramo úmido e o entorno da umidade ótima, obtendo-se:

(i) um gráfico com a variação da altura do corpo-de-prova, $(A_n - 4A_n) \times \log n^\circ$, de golpes, para cada umidade de compactação; onde: A e A_n = correspondem à altura do corpo-de-prova; (ii) o coeficiente c' ; (iii) um gráfico da família de curvas de compactação construídas com pontos de variável umidade e constante energia de compactação e, (iv) o coeficiente d' .

A Figura 4.1 ilustra a prensa utilizada na compactação dessas amostras, uma etapa do ensaio de compactação e, também, um corpo-de-prova.

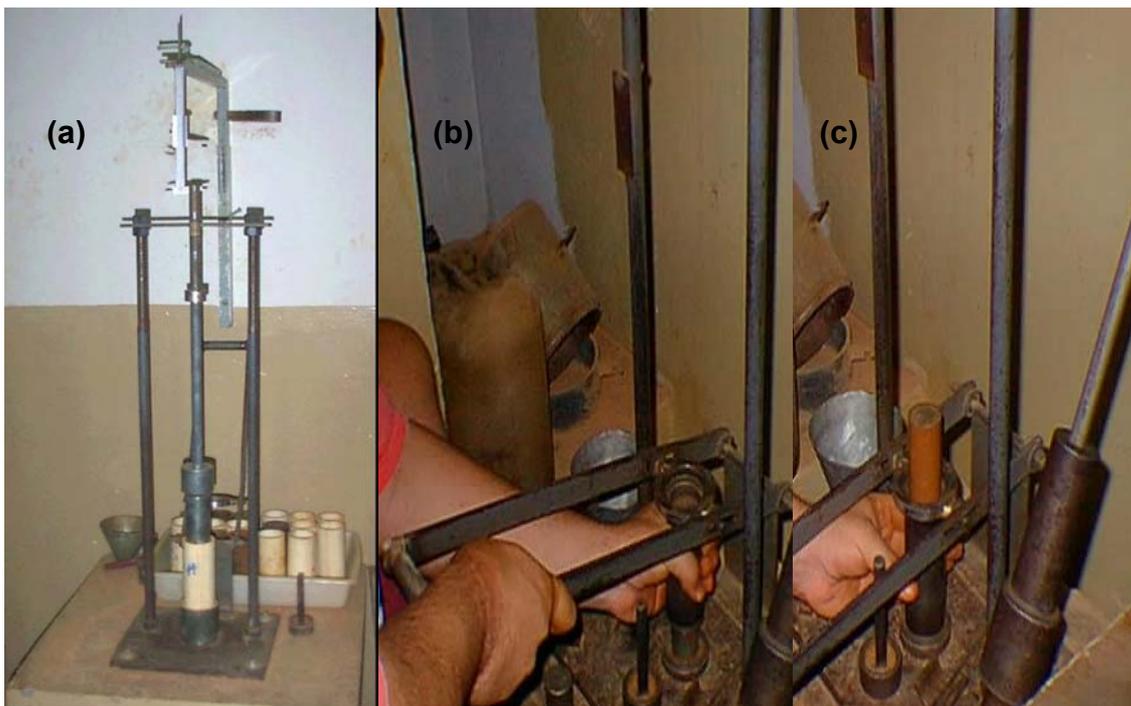


Figura 4.1 - Compactação de corpos-de-prova em miniatura: (a) prensa, (b) compactação do corpo-de-prova e (c) corpo-de-prova

Esses coeficientes (c' e d') foram utilizados no gráfico da classificação MCT como parâmetro de entrada onde o coeficiente c' (abscissa) e o coeficiente e' (ordenada), que é definida por d' que é o coeficiente angular do ramo seco da curva de compactação referente à energia de 12 golpes no ensaio Mini-MCV.

4.1.2.2.3. Ensaio de perda de massa por imersão

Para realização desse ensaio seguiu-se a Norma DNIT – CLA 259 (Solos compactados por equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão).

Nesse ensaio, os corpos-de-prova obtidos do ensaio de compactação foram imersos em água, na posição horizontal e com 1 cm fora do cilindro de compactação, por 24 horas. O solo desprendido pela ação da água foi recolhido em uma cápsula e seco em estufa para determinação do peso seco de material.

Como resultado, apresenta-se o índice P_i (%), dado por $(m_s/m_0) \times 100$, onde m_s = massa de solo seco perdida com a imersão (em g) e, m_0 = massa de solo seco correspondente a 1 cm do corpo de prova deslocado para fora do

cilindro antes da imersão (em g). A Figura 4.2 ilustra um esquema de um corpo-de-prova em imersão.

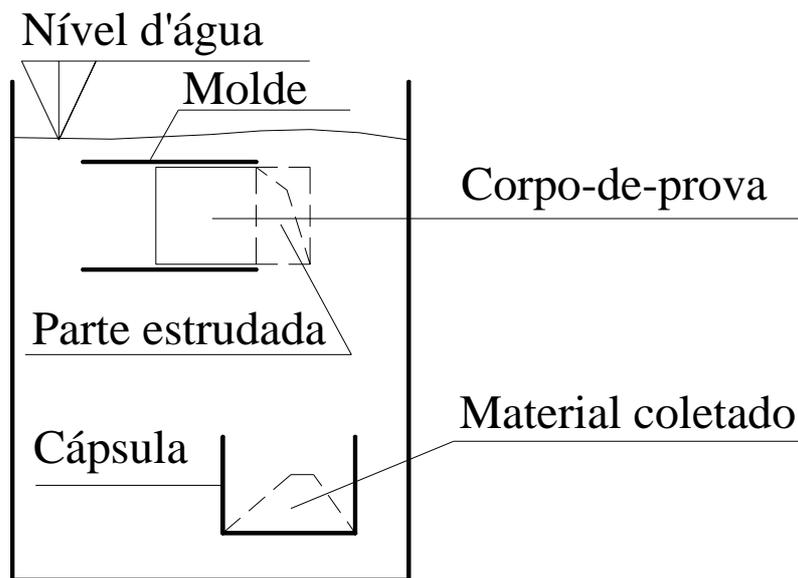


Figura 4.2 - Corpo-de-prova em imersão

4.1.3. Resultados e discussão

4.1.3.1. Resultados dos ensaios de perda de massa por imersão

O Quadro 4.1 mostra os resultados dos ensaios de compactação para os materiais analisados e respectivas perdas de massa por imersão. O Anexo A ilustra esses resultados.

Quadro 4.1 – Resultados dos ensaios de compactação e respectivas perdas de massa por imersão

MATERIAIS ANALISADOS	COEFICIENTES			Perda de massa por imersão (%)
	c'	d'	e'	
Solo cenibra amarelo	1,8333	0,0662	1,0331	80,05
Solo cenibra amarelo + grits	1,9440	0,0444	1,3787	217,00
Solo cenibra vermelho	1,9444	0,0378	1,0565	65,00
Solo cenibra vermelho + grits	2,0000	0,0530	1,2270	147,00
Solo cenibra rosa	1,4444	0,0151	1,6558	321,50
Solo cenibra rosa + grits	1,4390	0,0130	1,6590	303,90
Solo VS	1,2200	0,0275	1,2551	125,00
Solo VS + grits	1,4222	0,0068	1,7147	210,00

Nas Figuras de 4.3 a 4.5 apresentam-se os resultados dos ensaios realizados com os solos e respectivas misturas com grits.

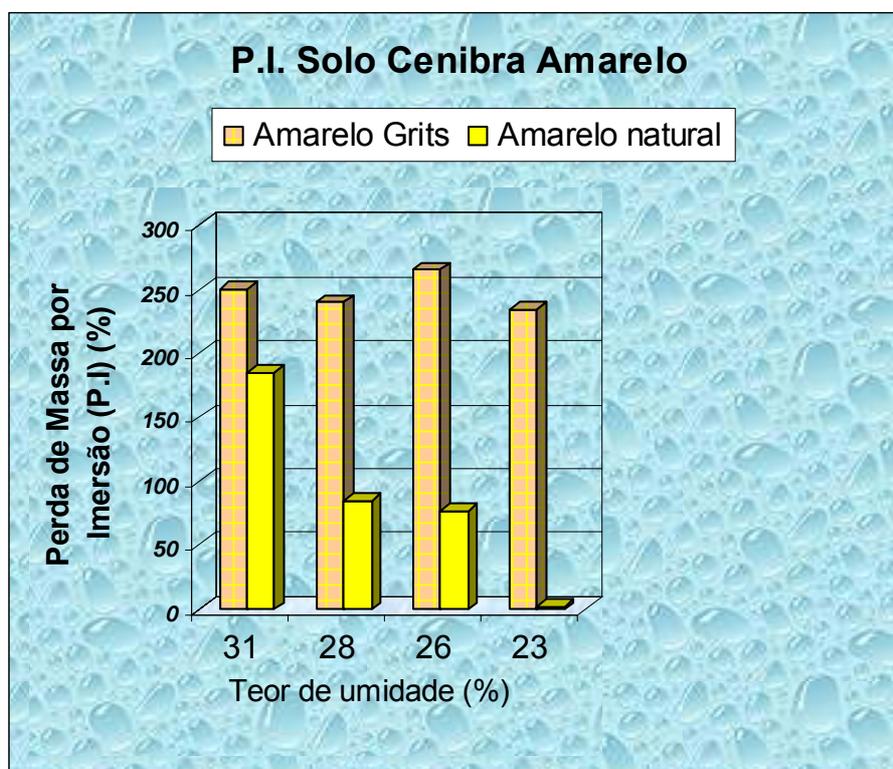


Figura 4.3 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo Cenibra amarelo e a mistura solo Cenibra amarelo + grits

Quanto ao solo Cenibra amarelo e sua amostra estabilizada, observa-se que as perdas de massa devido à imersão para as amostras solo-grits foram bastante acentuadas em relação ao solo (Figura 4.3). Somente para o teor de umidade da ordem de 31 % é que, também, se verifica uma perda significativa para o solo que, mesmo assim, é inferior àquela apresentada pela mistura.

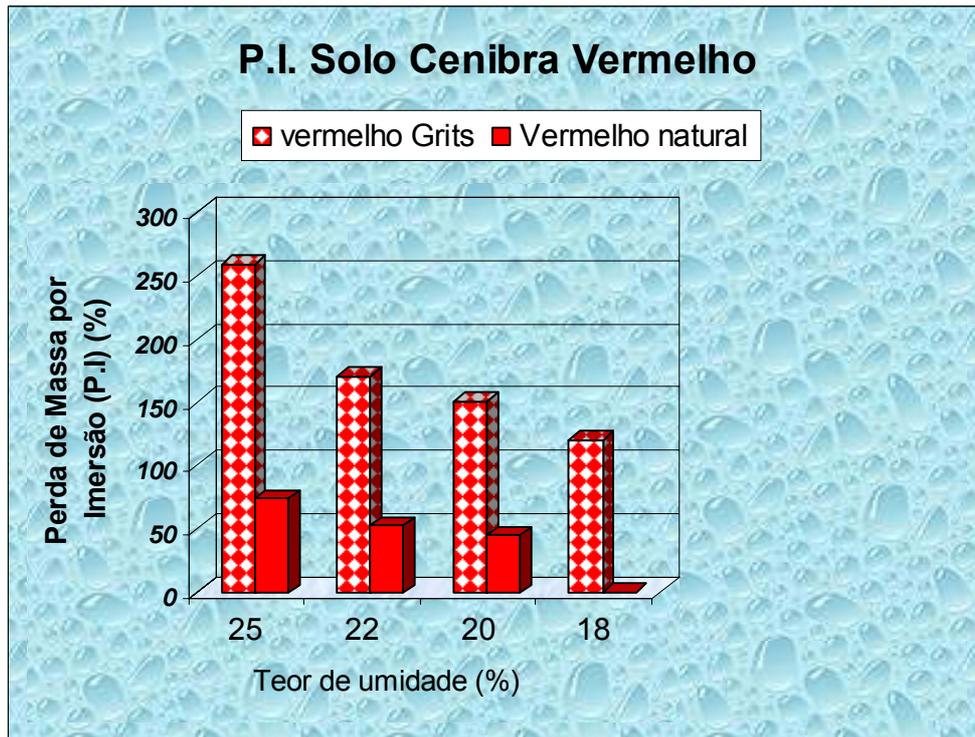


Figura 4.4 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo Cenibra vermelho e a mistura solo Cenibra vermelho + grits

Com relação ao solo Cenibra vermelho e sua amostra estabilizada, observa-se que as perdas de massa devido à imersão para as amostras solo-grits caem seguidamente com a diminuição do teor em que a amostra foi compactada, entretanto, para todos os casos, são superiores às perdas apresentadas pelo solo em seu estado natural. Com relação ao solo em seu estado natural, observa-se uma redução nas perdas de massa na medida em que cai o teor em que a amostra foi compactada.

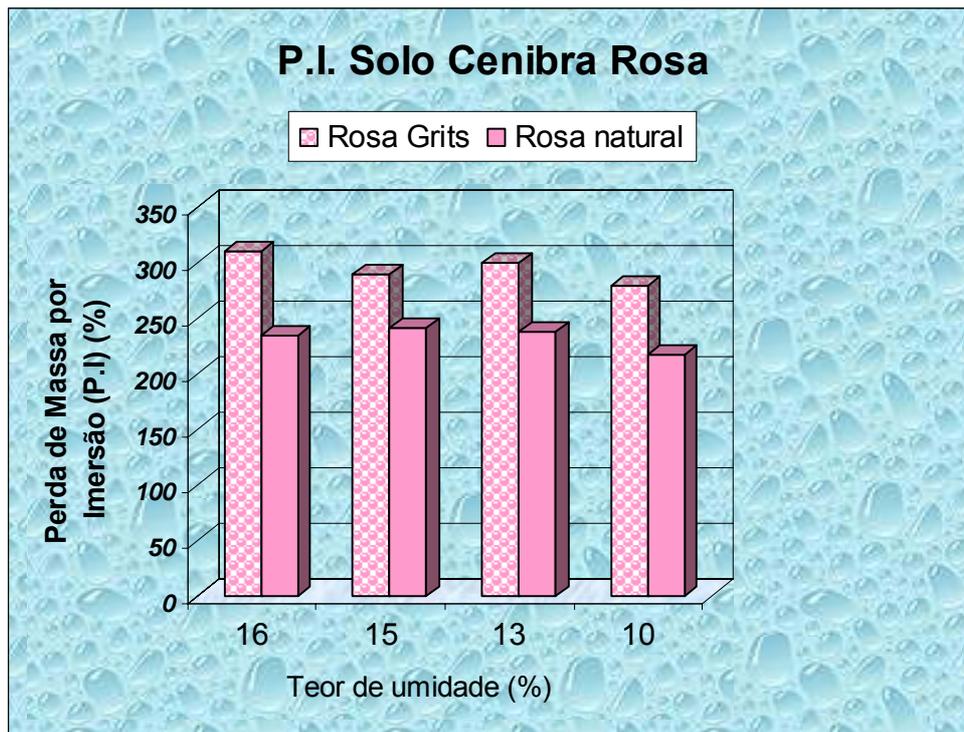


Figura 4.5 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo Cenibra rosa e a mistura solo Cenibra rosa + grits

Para o solo Cenibra rosa e para a sua amostra estabilizada, verifica-se que, à exceção da umidade da ordem de 10 %, as perdas de massa para as amostras solo-grits são próximas, porém superiores àquelas apresentadas pelo solo.

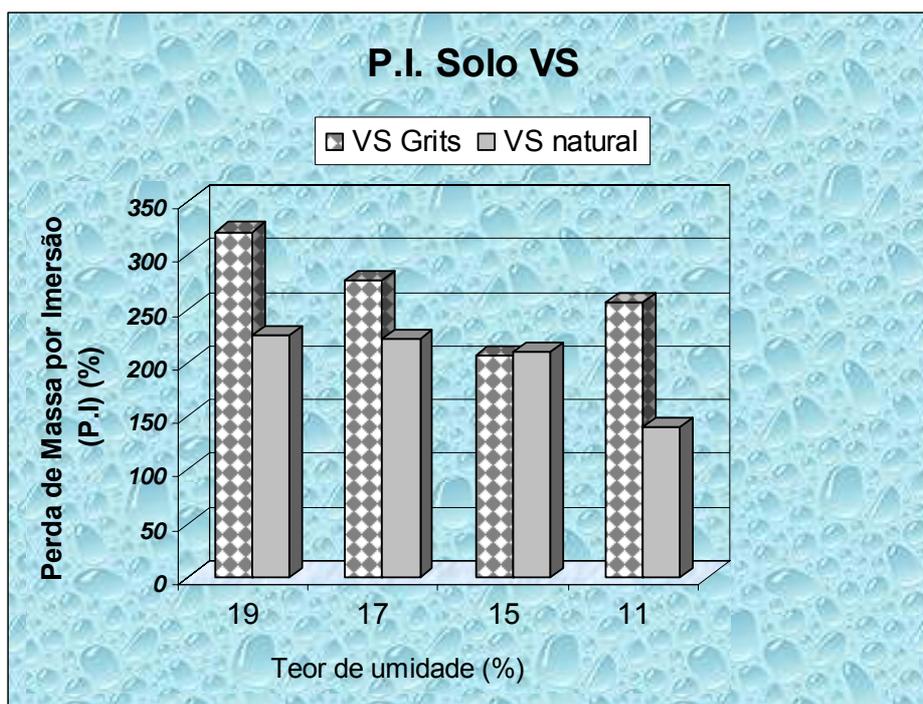
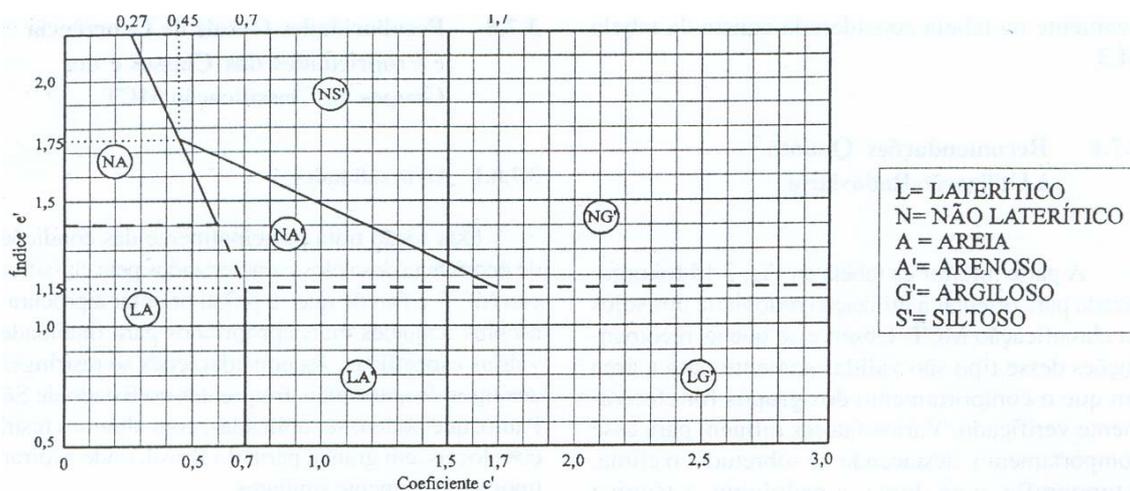


Figura 4.6 – Comparação da perda de massa por imersão entre o solo VS e a mistura solo VS + grits

Com relação ao solo VS e sua amostra estabilizada, nota-se que em todos os casos o resíduo causou perdas superiores àquelas causadas na amostra de solo.

Considerando-se variações nas classificações MCT dos solos após a estabilização com grits, a partir da análise de todos os resultados obtidos, e com base no ábaco representado na Figura 4.7, verificou-se que houve uma mudança de comportamento para todos os solos, à exceção do solo Cenibra rosa, que, mesmo estabilizado, apresentou um comportamento idêntico, continuando sendo classificado no grupo NS'. Para os demais solos, verificou-se que as misturas obtidas a partir de sua estabilização com o grits apresentaram perdas por imersão superiores àquelas apresentadas pelos solos, mostrando que o resíduo atuou negativamente sobre os solos com relação ao ensaio de perda de massa por imersão, que é um dos ensaios da metodologia MCT.



Fonte: Nogami e Villibor (1995)

Figura 4.7 – Ábaco utilizado para a classificação MCT

O Quadro 4.2 traz a classificação dos materiais analisados com base na Metodologia MCT.

Quadro 4.2 - Materiais analisados e a sua classificação MCT

MATERIAL ANALISADO	CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS SEGUNDO METODOLOGIA MCT	
	NATURAL	ESTABILIZADA COM GRITS
Solo Cenibra Amarelo	LG'	NG'
Solo Cenibra Vermelho	LG'	NG'
Solo Cenibra Rosa	NS'	NS'
Solo VS	NA'	NS'

4.1.3.1.1. Solos Cenibra amarelo e vermelho

Esses solos, quando estabilizados, passaram de um comportamento (LG'), argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas, para um comportamento (NG'), argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-lateríticas. Segundo a literatura, os integrantes mais comuns desse grupo (NG') têm sido as argilas e as argilas arenosas que constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos, solos podzólicos e terras rochas estruturadas.

Os solos pertencentes a esse grupo e que apresentam percentagem relativamente alta de grãos de areia, podem apresentar propriedades similares às dos solos LA', apesar de terem menor capacidade de suporte, menores

módulos de resiliência, maiores plasticidades, menores massas específicas secas e maiores umidades ótimas para uma mesma energia de compactação e maiores contrações por perda de umidade. Entretanto, vale destacar que são mais resistentes à erosão hidráulica, se compactados apropriadamente. A colapsibilidade em estado natural por imersão em água é uma propriedade muito comum em solos desse grupo, sobretudo quando apresentam agregados maiores. Nessa condição, são altamente permeáveis, apesar de serem granulometricamente argila, dando taludes de cortes não sujeitos à erosão pluvial.

Os membros do grupo NG' quando compactados nas condições de umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam características das argilas tradicionais, muito plásticas e expansivas. Quanto à resiliência, apresentam características bilineares devido à tensão desvio, com pouca dependência da pressão de confinamento. Para o emprego de solos desse grupo, ocorrem restrições devido à sua elevada expansibilidade plasticidade, compressibilidade e contração, quando submetido à secagem.

4.1.3.1.2. Solo Cenibra rosa

Esse solo, mesmo depois de estabilizado, permaneceu (NS'), isto é, siltes caulíníficos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não-lateríticos.

Os solos NS', quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam baixa capacidade de suporte quando imersos em água, baixo módulo de resiliência, elevada erodibilidade, elevada expansibilidade, elevado coeficiente de sorção e permeabilidade média. Em suas condições naturais apresentam baixa massa específica aparente seca podendo ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte.

4.1.3.1.3. Solo VS

Esse solo passou de um comportamento (NA'), areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas para um comportamento (NS'), siltes caulíníficos e

micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não-lateríticos. Esses solos, NS', apresentam comportamento idêntico ao descrito para o solo Cenibra rosa.

4.1.3.1.4. Utilização do resíduo grits na estabilização dos solos

De acordo com os resultados apresentados neste trabalho, verifica-se uma ausência do caráter cimentante nas misturas solo-grits. Esse fato, relacionado ao teor de sódio presente nos mesmos, favorece os fenômenos de dispersão na fração argila dos solos. Essa ausência de caráter cimentante leva à ocorrência de erosão laminar com remoção de praticamente toda a camada estabilizada.

Nesses materiais, uma das possibilidades de se encontrar o sódio é na forma de Na_2SO_4 que é um sal proveniente de base e ácido forte. Durante a imersão em água dos corpos-de-prova, obtidos de amostras solo-grits, o íon sódio atua sobre a dupla camada difusa aumentando-a e, assim, favorecendo a difusão. Isto pode ser comprovado pelo cheiro de soda cáustica liberado durante a etapa de imersão.

4.1.4. Conclusão

O caráter cimentante é uma das características que se espera de um resíduo para ser utilizado na estabilização dos solos. Com relação à classificação MCT, observou-se que, à exceção do solo Cenibra rosa, as demais amostras sofreram variações em suas classificações, o que está relacionado às alterações ocorridas nos ensaios de perdas de massa por imersão. Quanto aos ensaios de perda de massa por imersão constatou-se que, para todas as amostras estudadas, houve uma ausência do caráter cimentante nas misturas solo-grits. Isto se deve ao íon sódio presente no resíduo e, como consequência, acaba por favorecer a ocorrência de erosão laminar com remoção de praticamente toda a camada estabilizada.

A coesão naturalmente apresentada pelos solos argilosos Cenibra amarelo e Cenibra vermelho foi reduzida devido ao íon sódio contido no resíduo. Para o solo Cenibra rosa, que apresenta baixa coesão, a presença do resíduo causou perdas superiores, porém próximas àquelas apresentadas pelo

solo em seu estado natural. O mesmo comportamento foi observado para o solo arenoso VS, porém com perdas bem maiores ao se utilizar o resíduo.

Com base na literatura, uma das possibilidades para solucionar estes problemas referentes aos resíduos é a utilização de pequenos quantitativos de cal ou cimento que reagirão com os íons sódio diminuindo ou, até mesmo, eliminando os efeitos nocivos desses íons sobre o ensaio de perda de massa por imersão e, conseqüentemente, na classificação MCT.

4.1.5. Agradecimentos

Ao CNPq, pela concessão da bolsa de estudo ao primeiro autor; à FAPEMIG, pelo apoio financeiro; à empresa Cenibra S.A., pelo fornecimento do resíduo sólido industrial grits utilizado no estudo; e à Universidade Federal de Viçosa, através dos Departamentos de Engenharia Florestal e Civil, por ter possibilitado a execução do trabalho.

4.1.6. Referências bibliográficas

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT **CLA 259** (1996). Classificação de solos tropicais para finalidades viárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamentos miniatura. São Paulo, 6 p.

NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F.(1995). **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**, Editora Villibor. 240p.

NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS TROPICAIS EM ENGENHARIA, 1981, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. p.39.41.

PARSONS, A. W. **The rapid measurement of the moisture condition of earthwork material**. LR 750. Transport and Road Research Laboratory. Crowthorne. UK. 1976.

PEREIRA, R. S. **Viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais**. Viçosa, MG: UFV, 2005. 356 f. Dissertação (Doutorado em Ciências Florestais)–Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2005.

TRINDADE, T.P.; LIMA, D. C; MACHADO, C.C. et al. Influência do tipo de cura (selada e exposta) e da imersão em água na resistência mecânica de misturas solo-RBI grade 81 com vistas a aplicações em estradas florestais. **Revista Árvore**, Viçosa, MG, v. 29, n. 4, p. 601-606, ago. 2005a. ISSN 01006762.

_____. Estabilização química do subleito de estradas: Influência do tempo decorrido entre a mistura e a compactação na resistência mecânica de misturas solo-RBI grade 81. **Revista Árvore**, Viçosa, MG, v. 29, n. 3, p. 413-418, jun. 2005b. ISSN 01006762.

CAPÍTULO 5

5.1. Durabilidade de solos estabilizados quimicamente com vistas à aplicação em estradas florestais

RESUMO – Este artigo é direcionado à caracterização do parâmetro durabilidade de dois solos típicos da microrregião de Viçosa, Minas Gerais, para fins de aplicação em estradas florestais, considerando-se, para tanto, as seguintes condições: (a) solos estabilizados com o resíduo industrial grits; (b) solos melhorados com cal ou cimento; e (c) solos estabilizados com grits e melhorados com cal ou cimento, a partir de resultados de ensaios de durabilidade por molhagem e secagem. Trabalhou-se com um solo residual maduro (solo 1) e um solo residual jovem de gnaiss (solo 2) da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil. O programa de ensaios de laboratório envolveu: (a) teor de grits: 24 % calculado em relação ao peso de solo seco; (b) teor de cal ou cimento: 10 e 20 % calculados em relação ao peso de grits seco; (c) energias de compactação: referentes aos ensaios Proctor normal e modificado; e (d) período de cura: sete dias em câmara úmida. Os resultados do programa de ensaios indicaram que: (a) as misturas solo-cal, solo-cimento, solo-grits-cal e solo-grits-cimento, em ambas as energias empregadas, resistiram a todos os ciclos do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem; (b) a mistura solo 1 + grits + cal, apresentou o melhor resultado, quando compactada na energia modificada, com perdas da ordem de 7 %; com relação ao solo 2, o melhor resultado foi obtido quando se trabalhou com grits mais cimento, na energia modificada, com perdas da ordem de 9 %; e (c) sob o aspecto durabilidade, as misturas solo-grits só apresentam potencial para emprego como materiais de construção rodoviária quando melhoradas com cal ou cimento.

Palavras-chave: Estabilização de solos, resíduo industrial grits, estradas florestais, durabilidade

Durability of chemically stabilized soils for forest roads applications

ABSTRACT - This paper is directed to the assessment of the durability properties of mixtures of two soils through laboratory wetting and drying durability tests for forest road applications, as follows: (a) soils stabilization with the industrial waste called grits; (b) soils improvement using lime or cement; (c) soils stabilization using grits, as well as soils mixtures improvement using lime or cement. A mature and a young residual soil from the *Zona da Mata Norte* of Minas Gerais state were used throughout the study. The laboratory testing program encompassed the following steps: (a) grits content of 24 % regarding soil dry mass; (ii) lime or cement contents of 10 % and 20 % regarding grits dry mass; (c) specimens compacted at the standard and modified Proctor effort; (d) mixture specimens curing time of seven days in acclimatized room. The testing program data supported that: (a) the soil -lime, soil-cement, soil-grits-lime and soil-grits-cement mixtures endured all cycles in the durability test; (b) the mixtures of soil 1, grits and lime compacted at the modified Proctor effort presented the best mechanical response in the durability tests, showing losses of approximately 7 %; regarding soil 2 mixtures, the best result was related to the grits and cement mixtures compacted at the modified Proctor effort, showing losses of approximately 9 %; (c) from durability standard requirements, the mixtures of soil-grits presented potential for road engineering applications only in association with lime or cement.

Key words: Soil stabilization, industrial grits waste, forest roads, durability tests.

5.1.1. Introdução

A busca por materiais alternativos para uso na construção de pavimentos rodoviários justifica-se pelo fato de que o setor rodoviário é responsável por mais de 70 % das cargas transportadas no Brasil, bem como pela extensão das estradas públicas vicinais. Associa-se a este fato a necessidade de que as rodovias sejam trafegáveis durante todo o ano com

qualidade e maior segurança, diminuindo assim o número excessivo de acidentes nas estradas, danos à frota nacional de veículos e ao meio ambiente.

Estas constatações abrem um campo amplo para a busca de materiais alternativos, de baixo custo e elevado desempenho técnico, para a construção de pavimentos rodoviários, garantindo resistência mecânica e vida útil adequadas. Assim, além de contribuir para solucionar a problemática da pavimentação em muitas regiões brasileiras, pode-se viabilizar a retirada de resíduos industriais muito vezes poluentes do meio ambiente, através dos seus empregos na estrutura de rodovias.

Sob esse prisma, uma solução tecnológica que vem apresentando resultados satisfatórios, do ponto de vista de resistência mecânica, é a aplicação do resíduo sólido industrial grits como aditivo químico para melhorar as características geotécnicas dos solos. Contudo, maiores estudos são necessários para a caracterização tecnológica das misturas solo-grits, com a abordagem do aspecto durabilidade. Esse é o objetivo do presente artigo, considerando-se o parâmetro durabilidade para fins de aplicação em estradas florestais.

Segundo Lima et al., (1993), a durabilidade pode ser definida como sendo a capacidade de um material manter a sua integridade quando submetido à ação de agentes externos. Entre as formas de avaliação da durabilidade está a perda de peso ou a variação de absorção ou expansão ao final de um determinado tempo ou número de ciclos de uma ação periódica, como por exemplo, a secagem e molhagem, como destaca Pereira (2005).

A literatura técnica é rica em relatos sobre o estudo da durabilidade por molhagem e secagem de misturas solo-cimento. Contudo, com relação a outros estabilizantes químicos, não se tem muita informação sobre estudos prévios, em especial sobre aqueles dirigidos à durabilidade das misturas solo-resíduos. Trabalhos sobre durabilidade relativos ao emprego de outros estabilizantes químicos como o RBI Grade 81 (Trindade et al., 2005) e a escória de alto forno granulada (Sant'ana, 2003) desenvolvidos com solos da Zona da Mata Norte de Minas Gerais, embora escassos, trazem informações de interesse sobre o parâmetro durabilidade de solos estabilizados quimicamente.

Trabalhando com um solo residual maduro, classificado pedologicamente como Latossolo Vermelho Amarelo e geotecnicamente como A-7-5 (20), e com dois solos residuais jovens, classificados geotecnicamente como A-6 (1) e A-2-4 (0), estabilizados com 6 % de RBI Grade 81, para corpos-de-prova de misturas compactadas nas energias dos ensaios Proctor normal, intermediário e modificado e curadas durante sete dias em câmara úmida, Trindade et al. (2005) concluíram que, sob o aspecto durabilidade, as mesmas apresentavam bom potencial para emprego como material de construção rodoviária. Empregando o mesmo Latossolo Vermelho Amarelo e um dos solos residuais jovens (solo A-2-4 (0)) analisados por Trindade et al. (2005), mas estabilizados com os teores 5 %, 10 % e 15 % de uma escória de alto forno granulada moída ativada com cal hidratada, para corpos-de-prova compactados na energia do ensaio Proctor intermediário e curados por sete dias em câmara úmida, Sant'ana (2003), também, concluiu sobre o bom desempenho das misturas para fins rodoviários, sob o aspecto de durabilidade.

5.1.2. Materiais e métodos

5.1.2.1. Identificação dos materiais

5.1.2.1.1. Solos

Empregou-se um solo laterítico de grande ocorrência no relevo da cidade de Viçosa, localizada na Zona da Mata Norte de Minas Gerais, Brasil. Este solo denominado solo 1, trata-se de um Latossolo Vermelho Amarelo, que se constitui no subleito de rodovias e terreno de fundação de construções civis, localiza-se nos topos de elevações com relevo plano, apresenta um expressivo horizonte B profundo, poroso e bem drenado, com granulometria argilo-areno-siltosa (60 % de argila, 22 % de areia e 18 % de silte). Quanto à sua identificação, segundo o sistema rodoviário americano TRB (*Transportation Research Board*) trata-se de um solo do grupo A-7-5 (16).

Foi utilizado, também, um solo saprolítico de grande ocorrência no relevo do município de Viçosa. Este solo, denominado de solo 2, de textura arenosa, compõe o manto saprolítico, horizonte C, dos solos da região. Apresenta, ainda, coloração acinzentada, com granulometria areno-silto-

argilosa (74 % de areia, 16 % de silte e 10 % de argila). Quanto à sua classificação, segundo o sistema TRB, é um solo do grupo A-2-4 (0).

5.1.2.1.2. Resíduo industrial

O grits foi cedido pela empresa Cenibra S. A. (Celulose Nipo Brasileira), situada na região de Ipatinga, Minas Gerais, Brasil, Trata-se de um resíduo sólido industrial, de coloração acinzentada e granulometria diversificada. Foi utilizado no teor de 24 % em relação ao peso de solo seco com base em estudos desenvolvidos por Pereira (2005).

Esse resíduo, de acordo com a caracterização química efetuada por Pereira (2005), apresenta em sua composição química cerca de 20 % de cálcio, dos quais 42 % encontram-se na forma de óxido de cálcio (CaO), que é um componente de significativo interesse para o sucesso dos processos de estabilização de solos.

5.1.2.1.3. Cal e cimento

No presente trabalho utilizou-se uma cal hidratada comercial empregada em argamassas e denominada, comercialmente, *Supercal*, bem como um cimento comercial do tipo Portland CP-II E-32. Ao se trabalhar com as amostras de solos estabilizadas com grits e melhoradas com cal ou cimento, utilizaram-se esses estabilizantes nos teores de 10 % e 20 % em relação ao peso de grits seco. Assim, ao se trabalhar com as misturas solo-cal e solo-cimento, buscando-se garantir o emprego dos mesmos teores de estabilizantes do caso anterior, utilizou-se os teores de aditivo de 2,4 % e 4,8 % em relação aos pesos secos dos solos.

5.1.2.2. Ensaio de laboratório

5.1.2.2.1. Misturas

5.1.2.2.1.1. Solo-resíduo

As misturas solo-resíduo foram processadas adicionando-se, primeiramente, o resíduo grits ao solo, seguido por homogeneização manual e processamento na peneira de abertura nominal de 4,8 mm. Posteriormente,

adicionou-se água em quantitativos definidos previamente, para se atingir os parâmetros ótimos de compactação $W_{ót}$ (teor ótimo de umidade) e o respectivo $Y_{dmáx}$ (peso específico seco máximo), procedendo-se a uma nova homogeneização, peneiramento e acondicionamento das misturas em sacos plásticos hermeticamente fechados, para posterior uso. As misturas solo-grits foram compactadas duas horas após a sua obtenção.

5.1.2.2.1.2. Solo melhorado com cal ou cimento

Estas misturas foram realizadas adicionando-se, primeiramente, a cal ou cimento ao solo, seguido por homogeneização manual e peneiramento (# 4,8 mm). Posteriormente, adicionaram-se água em quantitativos definidos previamente, para se atingir os parâmetros ótimos de compactação ($W_{ót}$ e $Y_{dmáx}$), procedendo-se a uma nova homogeneização, peneiramento e acondicionamento das misturas em sacos plásticos hermeticamente fechados, para posterior uso.

Levando-se em consideração as reações químicas decorrentes do uso do cimento, reações de hidratação, e da cal, reações de trocas catiônicas, as misturas solo-cimento foram compactadas imediatamente e as misturas solo-cal duas horas após os seus respectivos processamentos.

5.1.2.2.1.3. Solo-resíduo melhorado com cal ou cimento

Para as misturas solo-grits-cal e solo-grits-cimento, adicionou-se, primeiramente, o resíduo grits ao solo, seguido por homogeneização manual e peneiramento (# 4,8 mm). Em seguida, adicionou-se a cal ou o cimento, homogeneizou-se novamente e, posteriormente, acrescentou-se água em quantitativos definidos previamente, para se atingir os parâmetros ótimos de compactação ($W_{ót}$ e $Y_{dmáx}$), procedendo-se a uma nova homogeneização, peneiramento e acondicionamento dessas misturas em sacos plásticos hermeticamente fechados, para posterior uso.

5.1.2.2.1.4. Ensaio de compactação

Estes ensaios foram realizados visando a obtenção dos parâmetros ótimos de compactação ($W_{ót}$ e $Y_{dmáx}$) das misturas solo-grits, solo-grits-cal e solo-grits-cimento, com base na DNER 129/94 (solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas), nas energias dos ensaios AASHTO (*American Association of State Highways Officials*) normal e modificado. Os corpos-de-prova foram compactados por processo dinâmico, utilizando-se o molde do ensaio Proctor, ou seja, um molde cilíndrico de 10,00 cm de diâmetro interno e 12,73 cm de altura.

5.1.2.2.1.5. Ensaio de durabilidade

Os ensaios de durabilidade por molhagem e secagem foram executados em conformidade com a Norma DNER-ME 203/94, pois não se dispõe, no Brasil, de norma técnica específica para outros tipos de misturas estabilizadas quimicamente. Contudo, no presente caso, empregou-se na compactação dos corpos de prova, além da energia do ensaio Proctor normal, a energia do ensaio Proctor modificado. Os ensaios consistiram na determinação da perda de massa dos corpos-de-prova quando submetidos a ciclos de molhagem e secagem.

Os corpos-de-prova foram moldados nos parâmetros ótimos de cada energia de compactação empregada, que foram determinados previamente nos ensaios de compactação. Posteriormente à moldagem, os corpos-de-prova foram identificados e colocados em sacos plásticos, que foram hermeticamente fechados e identificados, para se evitar troca de umidade com o ambiente. Os corpos-de-prova permaneceram pelo período de sete dias em cura em uma câmara climatizada com umidade relativa do ar superior a 95 %. Após esse período de cura, eles foram colocados na caixa de imersão, permanecendo aí por 5 horas e, a seguir, foram levados para uma estufa a $70^{\circ} \text{C} \pm 2^{\circ}$, onde foram mantidos durante 42 horas. Ao fim desse período, sofreram escovadelas com uma força correspondente à massa de 1,5 kg, em toda a sua área, utilizando-se uma escova de fios metálicos. As operações de molhagem, secagem e escovação foram repetidas durante 12 ciclos. Finalizados esses ciclos, os corpos-de-prova foram colocados na estufa à temperatura de 105 a

110° C até constância de massa, para a determinação de suas massas secas. A partir desses dados coletados, determinou-se a perda de massa dos corpos-de-prova de todas as misturas analisadas.

5.1.3. Resultados e discussão

5.1.3.1. Resultados dos ensaios de compactação

O Quadro 5.1 apresenta os parâmetros peso específico seco máximo ($Y_{dmáx}$) teor ótimo de umidade ($W_{ót}$) dos solos e respectivas misturas compactadas nas energias referentes aos ensaios Proctor normal e modificado.

Os resultados apresentados mostraram que o aumento da energia de compactação foi responsável por incrementos nos valores de peso específico aparente seco máximo e reduções nos valores de umidade ótima das misturas. Os maiores valores de peso específico aparente seco máximo relacionam-se ao solo 2, de característica granular, sendo que o solo 1, que apresenta maior percentual de argila, apresentou os maiores teores de umidade ótima.

Quadro 5.1 – Parâmetros dos ensaios de compactação
 Table 5.1 – Compaction test parameters

MATERIAL ANALISADO	ENERGIA NORMAL		ENERGIA MODIFICADA	
	$W_{ót}$ (%)	$Y_{dmáx}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)	$Y_{dmáx}$ (kN/m ³)
SOLO NATURAL				
Solo 1	31,80	13,80	26,49	15,37
Solo 2	14,00	18,10	10,00	19,01
SOLO-GRITS				
Solo 1 + grits	28,90	17,90	25,85	17,10
Solo 2 + grits	13,52	18,59	11,29	18,71
SOLO-CAL				
Solo 1 + cal (a)	30,40	13,72	25,15	16,16
Solo 1 + cal (b)	29,10	13,60	24,00	16,85
Solo 2 + cal (a)	14,30	17,79	10,50	18,85
Solo 2 + cal (b)	14,50	17,20	10,60	18,83
SOLO-CIMENTO				
Solo 1 + cimento (a)	30,80	14,30	26,85	17,05
Solo 1 + cimento (b)	29,50	15,00	25,65	17,68
Solo 2 + cimento (a)	14,70	18,00	11,00	18,79
Solo 2 + cimento (b)	14,93	17,96	11,09	18,76
SOLO-GRITS-CAL				
Solo 1 + grits + cal (a)	28,90	17,92	25,10	16,23
Solo 1 + grits + cal (b)	28,86	17,94	23,96	16,87
Solo 2 + grits + cal (a)	12,86	18,71	11,70	19,25
Solo 2 + grits + cal (b)	12,17	18,50	11,42	17,96
SOLO-GRITS-CIMENTO				
Solo 1 + grits + cimento (a)	30,65	14,38	26,81	17,10
Solo 1 + grits + cimento (b)	29,35	15,20	25,59	17,73
Solo 2 + grits + cimento (a)	12,71	18,59	10,53	20,02
Solo 2 + grits + cimento (b)	12,17	19,00	8,39	19,70

Observa-se, também, que a adição de grits influenciou os parâmetros ótimos de compactação dos solos 1 e 2, sendo que no primeiro caso o resíduo proporcionou melhoria das características de compactação, fato comprovado pela redução dos teores ótimos de umidade e aumento dos pesos específicos secos máximos (Pereira, 2005).

Com relação à adição de cal ou cimento, de modo geral, notou-se um comportamento condizente com referências da literatura sobre o tema, observando-se pequenos acréscimos ou decréscimos nos parâmetros ótimos de compactação (Fernandes, 2000).

5.1.3.2. Resultado dos ensaios de durabilidade

Nos Quadros 5.2 a 5.6 apresentam-se os resultados dos ensaios de durabilidade por molhagem e secagem, considerando corpos-de-prova dos solos 1 e 2 estabilizados com grits (Quadro 5.2), corpos-de-prova dos solos 1 e 2 melhorados com cal (Quadro 5.3) e com cimento (Quadro 5.4), bem como corpos-de-prova dos solos 1 e 2 estabilizados com grits e melhorados com cal (Quadro 5.5) e com cimento (Quadro 5.6), considerando-se as energias de compactação referentes aos ensaios Proctor normal e Proctor modificado.



Figura 5.1 - Corpos-de-prova do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem (2a) e escova de aço (2b)

Figure 5.1 - Specimens of the wetting and drying durability tests (2a) and steel brush (2b)

Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo + 24 % grits

Table 5.2 – Data from durability tests for soil-grits mixtures

Mistura	Energia	mu (g)	mi (g)	mf (g)	mc (g)	Perda de Massa (%)
Solo 1-grits	Normal	1797,50	1394,49	-	-	100,00
	Modificada	1850,30	1470,24	-	-	100,00
Solo 2-grits	Normal	1792,80	1579,28	-	-	100,00
	Modificada	1967,90	1768,26	-	-	100,00

Legenda: mu – massa úmida do corpo-de-prova; mi – massa seca inicial; mf – massa seca final; mc – massa seca final corrigida.

Quadro 5.3 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-cal
 Table 5.3 – Data from durability tests for soil-lime mixtures

Mistura	Energia	mu (g)	mi (g)	mf (g)	mc (g)	P. M. (%)
Solo 1 + 2,4 % cal	Normal	1688,65	1294,98	786,62	760,02	41,31
	Modificada	1771,70	1415,66	1013,93	979,64	30,80
Solo 1 + 4,8 % cal	Normal	1657,95	1284,24	928,76	897,35	30,12
	Modificada	1785,80	1440,16	1286,86	1243,34	13,67
Solo 2 + 2,4 % cal	Normal	1648,50	1442,26	388,42	378,95	73,72
	Modificada	1901,75	1721,04	1219,91	1190,16	30,85
Solo 2 + 4,8 % cal	Normal	1673,60	1461,66	677,08	660,56	54,81
	Modificada	1869,60	1690,41	1421,22	1386,56	17,97

Legenda: mu – massa úmida do corpo-de-prova; mi – massa seca inicial; mf – massa seca final; mc – massa seca final corrigida; PM – Perda de Massa.

Quadro 5.4 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-cimento

Table 5.4 – Data from durability tests for soil-cement mixtures

Mistura	Energia	mu (g)	mi (g)	mf (g)	mc (g)	P. M. (%)
Solo 1 + 2,4 % cimento	Normal	1692,75	1294,15	818,66	790,97	38,88
	Modificada	1814,00	1430,03	1265,15	1222,37	14,52
Solo 1 + 4,8 % cimento	Normal	1665,40	1286,02	864,91	835,66	35,02
	Modificada	1845,75	1468,96	1389,92	1342,92	8,58
Solo 2 + 2,4 % cimento	Normal	1510,25	1316,69	422,56	412,25	68,69
	Modificada	1706,25	1537,16	1115,10	1087,90	29,23
Solo 2 + 4,8 % cimento	Normal	1706,25	1484,60	1035,08	1009,83	31,98
	Modificada	1959,50	1763,88	1559,92	1521,87	13,72

Legenda: mu – massa úmida do corpo-de-prova; mi – massa seca inicial; mf – massa seca final; mc – massa seca final corrigida; PM – Perda de Massa.

Quadro 5.5 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-grits-cal

Table 5.5 – Data from durability tests for soil-grits-lime mixtures

Mistura	Energia	mu (g)	mi (g)	mf (g)	mc (g)	P. M. (%)
Solo 1 + 24 % grits + 10 % cal	Normal	1688,10	1309,62	1021,40	986,86	24,64
	Modificada	1903,90	1521,90	1423,00	1374,88	9,66
Solo 1 + 24 % grits + 20 % cal	Normal	1760,00	1365,82	1175,20	1135,46	16,87
	Modificada	1889,80	1524,52	1459,70	1410,34	7,49
Solo 2 + 24 % grits + 10 % cal	Normal	1784,90	1581,52	1052,00	1026,34	35,10
	Modificada	2013,50	1802,60	1592,00	1553,17	13,84
Solo 2 + 24 % grits + 20 % cal	Normal	1766,70	1575,02	1157,20	1128,98	28,32
	Modificada	1996,00	1791,42	1639,80	1599,80	10,70

Legenda: mu – massa úmida do corpo-de-prova; mi – massa seca inicial; mf – massa seca final; mc – massa seca final corrigida; PM – Perda de Massa.

Quadro 5.6 – Resultados dos ensaios de durabilidade para as misturas solo-grits-cimento

Table 5.6 – Data from durability tests for soil-grits-cement mixtures

Mistura	Energia	mu (g)	mi (g)	mf (g)	mc (g)	P. M. (%)
Solo 1 + 24 % grits + 10 % cimento	Normal	1614,90	1236,05	902,60	872,08	29,45
	Modificada	1872,60	1476,70	1374,00	1327,54	10,10
Solo 1 + 24 % grits + 20 % cimento	Normal	1798,00	1390,03	1192,70	1152,37	17,10
	Modificada	1943,30	1547,34	1467,30	1417,68	8,38
Solo 2 + 24 % grits + 10 % cimento	Normal	1803,40	1600,03	997,30	972,98	39,19
	Modificada	1973,40	1785,40	1577,10	1538,63	13,82
Solo 2 + 24 % grits + 20 % cimento	Normal	1776,20	1583,49	1021,30	996,39	37,08
	Modificada	1922,30	1773,50	1645,90	1605,76	9,46

Legenda: mu – massa úmida do corpo-de-prova; mi – massa seca inicial; mf – massa seca final; mc – massa seca final corrigida; PM – Perda de Massa.

Os resultados apresentados nos Quadros 5.2 a 5.6 revelam que: (a) as amostras dos solos 1 e 2 melhoradas com cal ou cimento suportaram todos os doze ciclos do ensaio de durabilidade; (b) as amostras desses solos

estabilizadas com o resíduo grits não resistiram ao ensaio de durabilidade apresentando perda total de massa durante a imersão, ainda no primeiro ciclo do ensaio; (c) as amostras desses solos estabilizadas com o resíduo grits e melhoradas com cal ou cimento resistiram aos doze ciclos do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem. Especificamente, tem-se:

► **Solo 1:** O solo 1 estabilizado com grits (Quadro 5.2), em ambas energias de compactação, não resistiu à imersão do primeiro ciclo apresentando, assim, uma perda de massa total. Este solo, quando melhorado com 4,8 % de cal (Quadro 5.3), na energia modificada apresentou uma perda de massa da ordem de 14 %. Verifica-se, no Quadro 5.3, que o solo 1 melhorado com 4,8 % de cal, na energia modificada e o solo 1 melhorado com 2,4 % de cal, na energia normal, apresentam uma perda de massa da ordem de 31 e 30 %, respectivamente. Este solo estabilizado com grits e melhorado com 4,8 % de cal (Quadro 5.5), compactado na energia modificada, apresentou uma perda de massa da ordem de 7 %. Comparando-se os resultados dos ensaios realizados com o solo 1 melhorado com cal (Quadro 5.3) com aqueles obtidos para o solo 1 estabilizado com o grits e melhorado com cal (Quadro 5.5), verifica-se que as perdas relativas ao primeiro caso foram significativamente superiores ao segundo, para uma mesma energia e teor de aditivo.

Comparando-se os resultados dos ensaios realizados com o solo 1 melhorado com cimento (Quadro 5.3) com aqueles obtidos para o solo 1 estabilizado com o grits e melhorado com cimento (Quadro 5.6), verifica-se que as perdas relativas ao primeiro caso foram, de modo geral, significativamente superiores ao segundo, para uma mesma energia e teor de aditivo, confirmando os resultados obtidos com as misturas melhoradas com cal. A exceção ficou por conta do solo 1 melhorado com 4,8 % de cimento, na energia modificada, que apresentou uma perda de massa da ordem de 8 %, que, para fins práticos, pode ser considerada idêntica à apresentada por este mesmo solo quando estabilizado com grits e melhorado com 4,8 % de cimento, na mesma energia de compactação.

► **Solo 2:** O solo 2 estabilizado com grits (Quadro 5.2), em ambas energias de compactação, não resistiu à imersão do primeiro ciclo, apresentando, assim, uma perda de massa total. Este solo, quando melhorado com 4,8 % de cal (Quadro 3), na energia modificada, apresentou, uma perda de massa da ordem

de 18 % e, quando estabilizado com grits e melhorado com o mesmo teor de cal e utilizada a mesma energia de compactação (Quadro 5.5), apresentou uma perda de massa da ordem de 11 %.

Comparando-se os resultados dos ensaios realizados com o solo 2 melhorado com cal (Quadro 5.3) com aqueles obtidos para o solo 2 estabilizado com o grits e melhorado com cal (Quadro 5.5), verifica-se que as perdas relativas ao primeiro caso foram superiores ao segundo, para uma mesma energia e teor de cal. Este solo, quando melhorado com 4,8 % de cimento (Quadro 5.4), na energia modificada apresentou uma perda de massa da ordem de 14 % e, quando estabilizado com grits e melhorado com o mesmo teor de cimento (Quadro 5.6) e compactado na mesma energia, uma perda de massa da ordem de 9 %.

Comparando-se os resultados dos ensaios realizados com o solo 2 melhorado com cimento (Quadro 5.4) com aqueles obtidos para o solo 2 estabilizado com o grits e melhorado com cimento (Quadro 5.6), verificou-se que as perdas relativas ao primeiro caso foram, em geral, significativamente superiores ao segundo, para uma mesma energia de compactação e teor de cimento.

5.1.4. Conclusões

Analisando-se os resultados, conclui-se que:

- (a) as misturas solo-grits não apresentam potencial de uso na construção rodoviária, com relação ao ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;
- (b) as misturas solo-cal e solo-cimento apresentam, em conformidade com vários relatos presentes na literatura, resistência a todos os doze ciclos do ensaio de durabilidade;
- (c) as amostras estabilizadas com o resíduo grits e melhoradas com cal ou cimento atenderam as exigências desse ensaio;
- (d) de modo geral, observa-se que o uso do cimento e da cal potencializou os efeitos do grits nas misturas solos-aditivo;
- (e) a energia de compactação, o tipo de solo, o tipo e teor de cal ou cimento empregados influenciaram significativamente nos resultados do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem; e

(f) os estabilizantes cimento e cal têm a função de ativação de reações de cimentação entre os solos e o grits.

5.1.5. Agradecimentos

Ao CNPq, pela concessão da bolsa de estudo ao primeiro autor; à FAPEMIG, pelo apoio financeiro; à empresa Cenibra S.A., pelo fornecimento do resíduo sólido industrial grits utilizado no estudo; e à Universidade Federal de Viçosa, através dos Departamentos de Engenharia Florestal e Civil, por ter possibilitado a execução do trabalho.

5.1.6. Bibliografias consultadas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **DNER-ME 129/94**: Solos: compactação utilizando amostras não trabalhadas. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 203**: Solo-cimento: determinação da durabilidade através da perda de massa por molhagem e secagem: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994b. 4 p.

FERNANDES, D. C. M. **Viabilidade do uso de alcatrão de madeira de eucalipto na estabilização de solos residuais para fins rodoviários**. Viçosa: UFV, 2000. 124p. Dissertação (Doutorado em Engenharia Florestal) – Universidade Federal de Viçosa, 2000.

LIMA, D. C.; ROHM, S. A.; BARBOSA, P. S. A. **A estabilização dos solos III: Misturas solo-cal para fins rodoviários**. Viçosa, MG. UFV, 1993. 32p.

PEREIRA, R. S. **Viabilidade técnica do emprego de resíduos da indústria de celulose para construção de estradas florestais**. Viçosa, MG: UFV, 2005. 356 f. Dissertação (Doutorado em Ciências Florestais)–Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2005.

SANT'ANA, A. P. **Caracterização tecnológica de misturas solo-escória de alto-forno granulada moída para fins rodoviários**. Viçosa, MG: UFV, 2003. 74. f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)–Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2003.

SANT'ANNA, G. L.; MACHADO, C. C. ; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; MINETTI, L. J. Módulo de resiliência de um solo arenoso e de suas misturas com alcatrão fracionado e cal. **Revista Árvore**, Viçosa, MG, n.4, v. 27, p. 527-534, 2003. ISSN 0100-6762.

TRINDADE, T.P.; LIMA, D.C; MACHADO, C.C. et al. Estudo da durabilidade de misturas solo-RBI-grade 81 com vistas à aplicação em estradas florestais e camadas de pavimentos convencionais. **Revista Árvore**, Viçosa, MG, v. 29, n. 4, p. 591-600, ago. 2005. ISSN 0100-6762.

TRINDADE, T.P.; LIMA, D.C; MACHADO, C.C. et al. Influência do tipo de cura (selada e exposta) e da imersão em água na resistência mecânica de misturas solo-RBI grade 81 com vistas a aplicações em estradas florestais. **Revista Árvore**, Viçosa, MG, v. 29, n. 4, p. 601-606, ago. 2005a. ISSN 01006762.

_____. Estabilização química do subleito de estradas: Influência do tempo decorrido entre a mistura e a compactação na resistência mecânica de misturas solo-RBI grade 81. **Revista Árvore**, Viçosa, MG, v. 29, n. 3, p. 413-418, jun. 2005b. ISSN 01006762.

CAPÍTULO 6

6.1. Cargas de tráfego e seus efeitos

RESUMO: Este artigo apresenta os danos de estrada causados por diferentes configurações de eixos, englobando o eixo simples de roda simples, o eixo simples de rodas duplas e tandem de rodas duplas. O software *ELSYM-5* foi usado para obter tensões normais verticais e horizontais das camadas de pavimentos aplicadas para essas configurações de eixos. Como conclusão, observa-se que: (i) os eixos tandem duplo causaram menor dano à estrutura do pavimento de até 0,22 m; (ii) o eixo simples de roda simples causou menos prejuízos às profundidades igual ou maior que 0,31 m.

Palavras-chave: Estrada florestal hipotética, danos estruturais, diferentes combinações de eixos

Loads of traffic and their effects

ABSTRACT: This paper addresses pavement damages caused by different axis configurations, encompassing single axis of single and double wheels, and double tandem. The software *ELSYM-5* was used to obtain pavement layers vertical and horizontal normal stresses applied by these axes configurations. Concluding remarks are as follows: (i) the double tandem axis caused fewer damages to the pavement structure up to depth of 0,22 m; (ii) the single axis of single wheels caused fewer damages up to depths equal or higher than 0,31 m.

Keywords: Hypothetical forest road, pavement damages, different axis configurations

6.1.1. Introdução

A promoção da ligação entre pontos de origem e destino das mercadorias e a responsabilidade pelo enorme volume movimentado entre as empresas produtoras, intermediárias e consumidoras faz com que o transporte

seja reconhecido como um fator estratégico para o desenvolvimento econômico e social de qualquer país. Dentre as várias modalidades, o transporte rodoviário é o que apresenta menor investimento de capital na aquisição de frota e grande flexibilidade de rota, sendo por isso o mais utilizado no Brasil (MACHADO, 2000).

No Brasil, o transporte florestal, que consiste da movimentação de madeira dos pátios ou das margens das estradas até o local de consumo, é realizado com diferentes modelos de veículos, em razão da distância de transporte, do volume de madeira a ser deslocado, das condições locais das regiões, da capacidade de carga do veículo e dos tipos de equipamentos de carregamento e descarregamento.

A crescente mecanização e o substancial aumento da produção das empresas do setor florestal, principalmente de celulose e papel, passaram a exigir um deslocamento maior entre as regiões, levando a que estas adotassem um novo sistema de transporte, utilizando-se de Combinações Veiculares de Cargas (CVCs), veículos especializados e com flexibilidade de atuação em todas as regiões e condições topográficas, vindo a substituir os caminhões menores.

Entre as vantagens de utilização dessas combinações destacam-se o aumento da carga transportada por cavalo-trator/motorista, dois dos principais componentes de custo do transporte rodoviário de cargas. Quanto à conservação da malha rodoviária, o conjunto bitrem distribui a carga de uma forma mais equilibrada, resultando em danos menores ao pavimento do que uma carreta convencional. Comumente, o uso do bitrem reduz o número de caminhões no trânsito, com conseqüente redução do desgaste ao pavimento, do número de acidentes, da emissão de poluentes, etc. (REIS, 2003).

As Figuras 6.1 e 6.2 ilustram uma Combinação Veicular de Carga denominada rodotrem e rodotrens durante etapa de carregamento, respectivamente.



Figura 6.1 – Modelo de rodotrem



Figura 6.2 – Rodotrens descarregado e carregado de madeira

Esses veículos apresentam diferentes tipos de configurações de eixos como, por exemplo, eixos simples de roda simples, eixos simples de rodas duplas, eixos em tandem duplo e eixos em tandem triplo. Com cada um deles transmitindo, às mais variadas profundidades, várias tensões à estrutura do pavimento com destaque para as tensões normais verticais e tensões normais horizontais.

Entretanto, vários questionamentos tem surgido em relação à utilização dessas CVCs, tais como a questão da sobrecarga, seu impacto sobre as obras de arte, seu comprimento e, em especial, o dano causado ao pavimento.

Assim, objetivando analisar esses problemas dando ênfase aos danos causados aos pavimentos, resolveu-se desenvolver este estudo, analisando o efeito dos diferentes tipos de eixo sobre um pavimento florestal hipotético.

6.1.2. Principais problemas referentes às CVCs

Entre os principais problemas referentes às CVCs destacam-se:

- sobrecarga – a fiscalização sobre o excesso de cargas tanto para as combinações de veículos de cargas quanto para outros tipos de veículos é deficitária e precisa ser revista com urgência uma vez que, para qualquer tipo de veículo, causam danos às vias. Segundo Reis (2003), a experiência demonstra que 90 % das multas por excesso de peso numa configuração cavalo 4x2 tracionando carreta de três eixos são devidas ao excesso de carga no eixo trator. Essa elevação de carga no eixo trator contribui para aumentar a aderência, com reflexos positivos na segurança de tráfego tais como maiores velocidades nos aclives e redução do patinamento das rodas. Para um bom desempenho em aclives além de bom torque é preciso que haja uma boa aderência pneu-solo. Portanto, quanto maior o peso no eixo trator, melhor o aproveitamento da força ativa de tração. Embora possa aumentar o desgaste do pavimento, esta carga maior no eixo trator é usual na Europa, onde se admite até 11,5 t, desde que a suspensão seja pneumática.
- impacto sobre as obras de arte – segundo estudos desenvolvidos por técnicos da EESC-USP sobre danos causados às obras de artes o bitrem de sete eixos foi considerado compatível com a infra-estrutura viária, desde que obedecidos os limites legais de pesos. Os 19,80 m do bitrem diluem razoavelmente bem as 57 toneladas de carga. A sua relação peso comprimento que é de 2,88 toneladas/metro linear está abaixo do limite máximo de 3 toneladas/metro recomendada por especialistas, por exemplo, da USP de São Carlos. Entretanto, existem vários bitrens com os mesmos 19,80 m, porém, com 74 toneladas de peso bruto. A sua relação peso comprimento é de 3,74 toneladas/metro linear, os tornam compatíveis com pontes classes Trem Tipo-TB 36 ou 45.

- comprimento: para muitos, a alegação de que o tamanho do bitrem dificulta o tráfego e a ultrapassagem pelos demais veículos não procede, uma vez que o seu comprimento de 19,80 m se enquadra no limite permitido pela alínea c do inciso III do artigo 1º da Resolução nº. 12/98, para caminhões que tracionam reboques.
- o bitrem é 9 % maior, em comprimento, que os semi-reboques convencionais. Vale ressaltar que a sua maior capacidade reduz em até 30 % a frota necessária para realizar o mesmo transporte, economizando o espaço viário.
- os bitrens de 19,80 m, com sete eixos, têm a mesma dimensão do Romeu-e-Julietta, que tem a sua circulação permitida diuturnamente; assim, não provocam dificuldades adicionais para serem ultrapassados em relação aos caminhões que tracionam reboques. Trazem, sim, uma vantagem adicional por possuírem uma articulação a mais, que reduz, sensivelmente, o arraste em curvas. Outra preocupação com relação ao comprimento, ao número de eixos e a classe das pontes pode ser observada na publicação do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER-SP) publicada no dia 23 de fevereiro, como Portaria 12, que estabelece normas complementares à Resolução 68/98 do Contran para o trânsito de Combinações de Veículos de Carga.
- as principais mudanças estão relacionadas à compatibilização das CVCs com a resistência das pontes e viadutos. Os bitrens com até 57 toneladas de peso bruto e comprimento igual ou superior a 19,80 m continuarão tendo sua circulação autorizada em toda a malha, com restrições só em pontes que apresentem problemas específicos.
- tipo de engate – procurando responder aqueles que afirmam que o bitrem é uma combinação insegura, cita-se que essa combinação usa engate do tipo “B”, ou seja, uma segunda quinta roda na traseira do primeiro semi-reboque. Em outros países, como o Canadá, bitrem com esse tipo de engate, por ser considerado mais seguro, está autorizado a transportar mais carga que as demais CVCs com outro tipo de engate.

- danos causados aos pavimentos - para uns, a liberação de veículos como o bitrem acarretará em uma deterioração mais acelerada dos pavimentos já para outros, pelo fato desses veículos usarem três conjuntos de eixo em tandem, são mais amigáveis em relação ao pavimento do que os eixos isolados.

Pereira (1992) estudou os danos causados aos pavimentos a partir da comparação de um cavalo mecânico 4x2 tracionando uma carreta de três eixos com 25 toneladas de carga e um bitrem de 37 toneladas de carga composto por um eixo dianteiro e três conjuntos em tandem e concluiu que cada tonelada transportada por um bitrem causa ao pavimento 76,6 % do dano causado por um semi-reboque comum, ocorrendo, assim, uma redução de 23,4 % no dano por tonelada. Ou seja, o dano causado pelo bitrem ao pavimento é 14,54 % inferior ao provocado pelo rodotrem. Comparando um semi-reboque comum com um bitrem de 9 eixos observou-se que a substituição do semi-reboque pelo bitrem reduziu o dano ao pavimento por tonelada transportada em 34,4 %.

6.1.3. Materiais e métodos

Para a determinação dos danos causados ao pavimento por um eixo simples de roda simples, por um eixo simples de rodas duplas e por um eixo em tandem duplo (Figuras 6.3 e 6.4) utilizou-se do programa Elsym 5 para calcular as tensões normais verticais e horizontais que são aplicadas a várias profundidades de um pavimento hipotético composto por três camadas com módulos de elasticidade, coeficiente de Poisson e espessuras apresentados no Quadro 6.1.

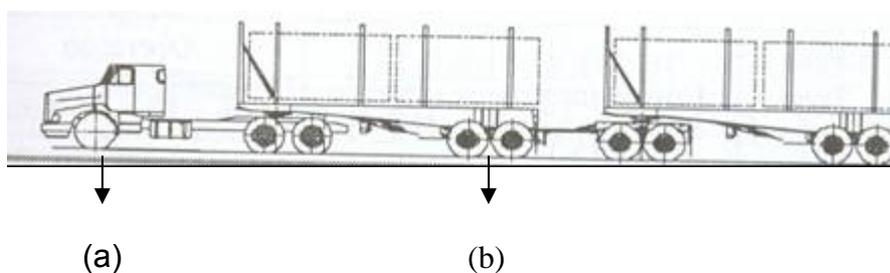


Figura 6.3 – Rodotrem: (a) eixo simples roda simples e (b) eixo em tandem duplo

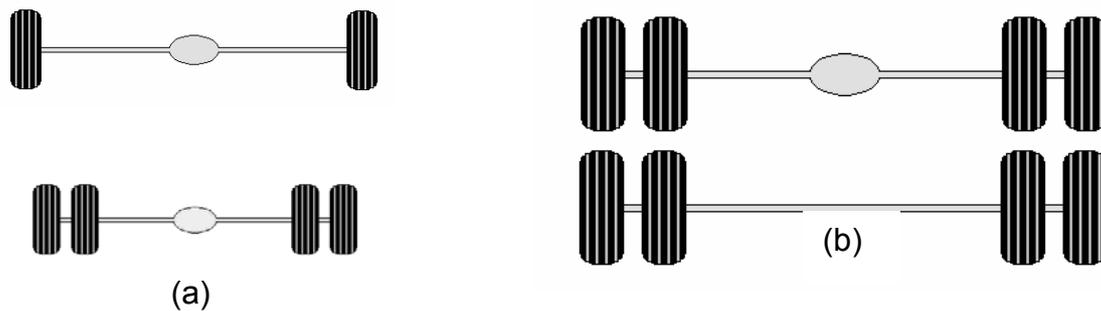


Figura 6.4 - Representação dos eixos: (a) simples de roda simples e simples de rodas duplas e, (b) eixo em tandem duplo

Quadro 6.1 – Estrutura do pavimento hipotético

CAMADA	MÓDULO ELÁSTICO (kgf/cm ²)	COEFICIENTE DE POISSON	ESPESSURA (m)
1	5000	0.4	0,15
2	3000	0.4	0,15
3	800	0.4	SEMI – INFINITO

A Figura 6.5 traz uma representação esquemática da estrutura do pavimento hipotético estudado.



Figura 6.5 - Representação esquemática da estrutura do pavimento hipotético estudado

O Quadro 6.2 traz os casos estudados onde, o Caso 1 – refere-se ao eixo simples de roda simples (6 toneladas/2 rodas); o Caso 2 – refere-se ao

eixo simples de rodas duplas (10 toneladas/4 rodas) e, o Caso 3 – refere-se ao eixo tandem duplo (17 toneladas/8 rodas).

Quadro 6.2 – Dados de carga e eixos das combinações veiculares de carga

DADOS DE CARGA	CASO 1	CASO 2	CASO 3
CARGA TOTAL (Toneladas)	30,00	25,00	21,25
PRESSÃO DE ENCHIMENTO DOS PNEUS (psi)	689,47	689,47	689,47
RAIO* DA CARGA (Polegadas)	0,12	0,11	0,10

* Dos três valores: carga, pressão de enchimento e raio, basta fornecer dois deles ao *software* que o terceiro é calculado automaticamente. Neste caso, foram fornecidos os valores de carga e de pressão de enchimento do pneu.

Foi analisado um ponto nas coordenadas $x = 0$ e $y = 0$, à profundidade $Z = 0,0; 0,08; 0,15; 0,16; 0,22; 0,31$ e $0,35$ m. As profundidades de $0,0$ $0,08$ e $0,15$ m referem-se à primeira camada, as profundidades de $0,16$, $0,22$ e $0,30$ m referem-se à segunda camada e as profundidades de $0,31$ e $0,35$ m dizem respeito à terceira camada do pavimento em estudo.

6.1.4. Resultados e discussão

Como resultado obteve-se os valores de tensões normais verticais e horizontais, ambas em kPa, apresentadas no Quadro 6.3. No Anexo B, encontram-se representadas as relações tensão versus profundidade, alguns tipos de Combinações Veiculares de Cargas: bitrem e rodotrem e, também, alguns tipos de danos causados aos pavimentos por essas combinações.

Quadro 6.3 - Resultados das tensões normais verticais e horizontais a várias profundidades

Profundidade da camada (m)	Tensões Normais (kPa)					
	Vertical			Horizontal		
	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 1	Caso 2	Caso 3
0,0	805,60	820,60	796,70	805,60	786,50	768,60
0,08	182,40	178,40	149,70	182,40	184,20	159,60
0,15	125,30	120,20	112,50	125,30	81,55	79,52
0,16	12,30	13,36	13,55	12,30	9,25	5,77
0,22	53,74	61,71	48,01	53,74	35,73	30,57
0,31	0,75	3,12	2,42	0,75	9,39	7,84
0,35	0,48	0,79	2,76	0,48	0,34	6,63

Para as profundidades de 0,0, 0,08, 0,15 e 0,22 m é possível observar no Quadro 5 que as tensões normais verticais e as tensões normais horizontais aplicadas ao pavimento são menores no Caso três, ou seja, a utilização do eixo tandem duplo de rodas duplas é menos prejudicial ao pavimento do que os outros dois eixos analisados. Já para as profundidades, de 0,31 e 0,35 m, o eixo simples de roda simples é o que aplica o menor nível de tensões e, conseqüentemente, leva a menos danos ao pavimento, em seguida, o eixo tandem duplo de rodas duplas e, depois, o eixo simples de rodas duplas. Para a profundidade de 0,16 m, verifica-se que a tensão normal horizontal indica a utilização do eixo em tandem, entretanto, a tensão normal vertical sugere o uso do eixo simples de roda simples.

Com base nos quadros anteriores, notou-se que o ponto que sofre a maior aplicação de carga, tanto vertical quanto horizontal, é aquele localizado imediatamente abaixo da roda, ou seja, de coordenadas ($x=0$ e $y=0$); assim, pode-se dizer que o eixo tandem duplo é o menos prejudicial ao pavimento, por aplicar menores níveis de tensões vertical e horizontal.

6.1.5. Considerações finais

Com base no exposto anteriormente, observa-se que os danos causados ao pavimento em estudo variam em função da profundidade em que são analisados. De um modo geral, para o pavimento hipotético em estudo, para profundidades de até 0,22 m, pode-se dizer que o eixo tandem duplo de rodas duplas é o menos prejudicial ao pavimento do que os demais eixos; já

para profundidade igual ou superior a 0,31 m, o eixo que causa menos danos ao pavimento é o simples de roda simples.

6.1.6. Referências bibliográficas

CENIBRA. **Sistema de transporte rodoviário – Projeto de atualização tecnológica e administrativa**. Belo Oriente, 2000.

MACHADO, C. C. **Elementos básicos do transporte florestal rodoviário**. Viçosa: UFV, 2000. 167p.

PEREIRA, D. R. A. M. **Contribuição ao Estudo dos Fatores de Equivalência de Carga**. Dissertação de Mestrado, EPUSP, 1992, pg. 83.

REIS, N. G. **Em defesa do bitrens de 9 eixos e da flexibilização das CVCs**. NTC (2003).

STEIN, F. R.; RODRIGUES, L. A.; SCHETTINO, S. Sistema de transporte rodoviário da Celulose Nipo-Brasileira – CENIBRA. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE COLHEITA E TRANSPORTE FLORESTAL. 5, 2003, Porto Seguro, BA. **Anais...** Porto Seguro, BA: SIF/UFV, 2001. p.109-121.

CAPÍTULO 7

7.1. Considerações sobre danos em estradas florestais e o desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos

RESUMO: Este artigo é direcionado à manutenção e reabilitação de estradas florestais e a necessidade de desenvolvimento de um sistema de gerência de estradas florestais, compreendendo os seguintes tópicos: necessidades técnicas de estradas florestais, danos em estradas não pavimentadas, sistema de gerência e observações finais.

Palavras-chave: Estradas florestais, danos em estradas florestais, sistema de gerência de pavimentos

Considerations on damages in forest roads and the development of a system of management of pavements

ABSTRACT: This paper is directed to the maintenance and rehabilitation of forest road and the need for development of a forest road administration system addressing the following topics: forest road technical needs; damages in non-paved roads; use of system; and, concluding remarks.

Key words: Forest roads, damages in forest roads, system of management of pavements

7.1.1. Introdução

Há relato na literatura sobre a malha rodoviária brasileira total apresentar, aproximadamente, 84 % de sua malha rodoviária composta de estradas vicinais das quais, 98,8 % não são pavimentadas (GEIPOT, 2001). Por fazerem a ligação entre as comunidades produtoras e as grandes rodovias pavimentadas por onde circulam as mercadorias até o seu destino final, são consideradas de importância vital. Entretanto, são poucos os relatos sobre a qualidade técnica dessas vias, o que leva à necessidade de desenvolvimento

de pesquisa com vistas à proposta de alternativas que auxiliem a sua manutenção e reabilitação com o emprego racional dos recursos técnicos e financeiros alocados para aplicação na infra-estrutura de transportes nacional.

Sabe-se que o pavimento de uma auto-estrada difere significativamente do pavimento de uma estrada vicinal destinada, por exemplo, ao transporte florestal, sendo que o último não pode, sob pena de não ser rentável, ter os mesmos requisitos técnicos de uma estrada com alto volume de tráfego.

Com relação ao setor florestal brasileiro, estima-se que a extensão de sua malha rodoviária seja da ordem de 700 mil quilômetros (MACHADO, 2002), tendo este número aumentado com o decorrer de novas ampliações das empresas florestais.

As exigências em termos de solicitações para estas estradas vêm aumentando nos últimos anos devido ao volume elevado de tráfego e a cargas normalmente extrapesadas; associam-se, também, a esta realidade as distâncias de transporte cada vez mais longas e as vias de qualidade problemática.

A necessidade de que estas estradas sejam trafegáveis durante todo o ano e apresente maior vida útil o que não condiz com o baixo padrão construtivo freqüentemente observado nestas obras, pois, em sua maioria, elas são o que se denomina "estradas de terra ou cascalho" não-revestidas, ou seja, há a ausência de uma camada de proteção superficial. Assim, na estação das secas, tornam-se poeirentas e, muitas vezes, onduladas e, na estação das chuvas, tornam-se intransitáveis. A durabilidade da superfície de rolamento está entre os principais problemas enfrentados na construção dessas vias (VIEIRA, 1994).

Este trabalho tem como objetivo apresentar uma descrição dos defeitos mais comuns das estradas florestais não pavimentadas, abordando as suas causas e evoluções, bem como os serviços de conservação adequados para as suas correções; além de trazer informações sobre sistema de gerência de pavimentos.

7.1.2. Estradas florestais

As estradas florestais (Figura 7.1) são as mais importantes vias de acesso às florestas, servindo para viabilizar o tráfego de mão-de-obra e os meios de produção, necessários para implantação, proteção, colheita e transporte da madeira e, ou, produtos florestais. Normalmente, as estradas têm como principal característica um tráfego reduzido, às vezes temporário, mas de elevado peso, ocorrendo normalmente em um único sentido (MACHADO et al., 2000).

O setor de estradas florestais tem ganhado destaque, uma vez que os custos do binômio estrada-transporte incidem significativamente sobre o valor final da madeira. Assim, é importante o conhecimento dos parâmetros de qualidade da rodovia e que afetam o desempenho dos veículos e, conseqüentemente, os custos de transporte.



Figura 7.1 - Estradas florestais

7.1.2.1. Padrão das estradas florestais

Os custos de transporte, o desempenho energético dos veículos, a durabilidade dos pneus e a eficiência operacional são alguns dos fatores que sofrem influência do padrão das estradas florestais, especialmente, através das geometrias horizontal e vertical, qualidade da superfície da pista de rolamento e da largura. Assim, ao se iniciar a construção de uma estrada florestal, o seu

padrão deve ser previamente definido, pois este influenciará os custos de construção, de manutenção e de transporte. A seguir, com base em trabalhos de Lopes (2001), são descritos os principais componentes do padrão das estradas florestais.

7.1.2.1.1. Geometria horizontal (GH)

É a sinuosidade horizontal da rodovia, expressa em forma de um índice cujo valor numérico está diretamente correlacionado com a qualidade da rodovia e, conseqüentemente, com o desempenho dos veículos. A determinação do índice de GH é calculada pela razão do raio médio de curvas de concordância horizontal de cada segmento da estrada e da média ponderada do número de curvas por quilômetro, descrito pela seguinte expressão:

$$GH = \frac{R}{NC}$$

em que GH = geometria horizontal (m.km); R = média ponderada do raio de curva de concordância horizontal (m); e NC = número de curvas por quilômetro.

O Quadro 7.1 traz a interpretação dos resultados do índice de GH.

Quadro 7.1 - resultados do índice de GH

Estrada excelente.....	$GH \geq 50$
Estrada boa.....	$25 \leq GH < 50$
Estrada regular.....	$10 \leq GH < 25$
Estrada ruim.....	$GH < 10$

Dentre os métodos para se estabelecer a GH , destaca-se o sistema de vídeo-registro em U-MATIC acoplado a um computador de bordo, o uso de um

giracompasso direcional instalado no veículo de levantamento, o uso de levantamento topográfico e o uso do GPS.

A geometria horizontal é influenciada pelo relevo, pela velocidade diretriz, pela distância de visibilidade e pelo tipo de solo, tipo de composição veicular, entre outros. Os seus efeitos na velocidade de operação são mais importantes nos casos das estradas de pista única, sobretudo em situações de greide favorável. De modo análogo, a velocidade de operação é substancialmente mais baixa nas estradas florestais com raio de curva horizontal inferior a 20 metros.

7.1.2.1.2. Geometria vertical (GV)

É a sinuosidade vertical da rodovia, podendo ser expressa através de índices que medem o desnível acumulado médio ponderado em metros por quilômetro. O valor numérico desse índice é inversamente correlacionado com a qualidade da rodovia e, conseqüentemente, com o desempenho dos veículos.

De acordo com Machado (1989), o greide e o comprimento de rampa são os principais elementos da GV de uma estrada florestal. O greide é a inclinação vertical do eixo da estrada, formando-se os aclives e declives ajustados por uma curva de concordância vertical, com a ressalva de que nas estradas florestais estes, normalmente, não ultrapassam 15 %. Do ponto de vista econômico, a opção por greides mais acentuados, visando diminuir a extensão e os investimentos iniciais, pode acarretar aumentos dos custos de transporte e manutenção das estradas. Segundo metodologia proposta por esse autor, o estabelecimento do índice de GV se baseia no comprimento de rampa e no raio de curva das interseções e comprimento de pistas de aceleração e desaceleração e greide.

Dentre os métodos para se estabelecer o índice de GV, destacam-se o sistema de vídeo-registro em U-MATIC acoplado a um computador de bordo, o acelerômetro linear conectado a um greidômetro e o levantamento topográfico. O cálculo do índice é feito através da seguinte expressão:

$$GV = \frac{\sum_{i=1}^n |g_i| \cdot L_i}{100 \sum_{i=1}^n L_i / 1000}$$

em que GV = geometria vertical (m/km); g_i = magnitude da i -ésima rampa (%); L_i = comprimento da i -ésima rampa (m); e $| \cdot |$ = módulo (rampa é aclive ou declive).

7.1.2.1.3. Irregularidade da superfície da pista de rolamento

Segundo Machado et al. (1992), em estradas florestais é comum superfície de pista de rolamento constituída de material granular, sendo os principais tipos de pavimentos os flexíveis e os revestimentos primários. A qualidade da superfície de rolamento influencia significativamente os custos de transporte em diferentes tipos de veículos, sendo em rodovias não-pavimentadas os custos dos veículos médios 30% maiores que os pesados nas menores distâncias e nas melhores qualidades de superfície de rolamento.

A qualidade da superfície da pista de rolamento da rodovia é medida pela microrrugosidade e macrorrugosidade que são representadas pelo quociente de irregularidade (QI) que as expressa numericamente através dos microdesníveis (mm/km). Os valores de QI são inversamente correlacionados com a qualidade da rodovia.

7.1.2.1.4. Largura da pista de rolamento

É uma variável importante na avaliação da qualidade da pista, exercendo influência sobre a velocidade operacional, sobretudo em situações de geometrias horizontal e vertical adversas. A largura da pista de rolamento de uma estrada florestal foi agrupada em três tipos básicos em um estudo desenvolvido por MACHADO (1989): (i) pista única - comum nas estradas secundárias e terciárias, possui largura inferior a 5 m, sendo recomendada

para baixa densidade de tráfego, indiferentemente das classes de veículo de transporte. Todavia, deve apresentar áreas de cruzamento de veículos tecnicamente espaçadas, segundo a visibilidade, densidade de tráfego etc., sendo tais pistas construídas sempre do lado do sentido da viagem vazia, com preferência para o veículo carregado; (ii) pista dupla - comum nas estradas principais permite que dois veículos possam se cruzar ou ultrapassar sem redução drástica da velocidade de operação. A largura da pista de rolamento deve ser superior a 7 m e, (iii) pista semidupla - comum nas estradas secundárias. É uma situação intermediária onde a largura se situa entre 5 e 7 m.

7.1.2.1.5. Classificação de pavimentos

O Manual do DNER (2006) define pavimento como sendo a estrutura construída após a terraplanagem e destinada, econômica e simultaneamente, em conjunto a: (i) resistir e distribuir no subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego; (ii) melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança; e (iii) resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento.

Os pavimentos, de uma forma geral, são classificados em: (i) pavimentos rígidos: são aqueles pouco deformáveis, constituídos principalmente de placas de concreto e cimento assentados sobre o solo de fundação ou sub-base intermediária e, (ii) pavimentos flexíveis: são aqueles constituídos de revestimento betuminoso sobre uma base granular ou de solo estabilizado. Apresentam deformações até certo limite, porém não levando ao rompimento.

No caso de estradas florestais, os pavimentos podem ser classificados em: rígidos, flexíveis, revestimentos primários e os naturalmente encontrados após a abertura da rodovia (MACHADO e MALINOVSKI, 1986). O revestimento primário é o mais comum, sendo constituído de uma camada colocada sobre o reforço do subleito ou diretamente sobre este. Essa camada, cuja espessura normalmente varia de 10 a 20 cm e deve levar em conta o volume, o tipo de

tráfego e as condições de suporte do subleito é obtida pela compactação de uma mistura de material argiloso com material granular.

7.1.3. Defeitos em estradas florestais não pavimentadas

De acordo com Oda et al. (1996), defeito corresponde a qualquer alteração na superfície da estrada que influencia negativamente as suas condições de rolamento, sendo que o estado de conservação de uma estrada depende da geometria horizontal e vertical, das características dos materiais, das intempéries, do tráfego e das práticas de manutenção e reabilitação.

Os níveis de severidade de um defeito dizem respeito à dificuldade que um tipo de defeito impõe ao movimento de veículos.

Oda et al. (1996) consideram que uma boa estrada deve ter largura suficiente para acomodar o tráfego e capacidade de suportar as cargas das rodas dos veículos no longo do tempo e sob diferentes condições climáticas. Deve, também, apresentar um bom sistema de drenagem para evitar, dentre outros, problemas de erosão ou de perda de capacidade de suporte.

Destaca-se que o surgimento de um determinado tipo de defeito muitas vezes está associado a um estágio avançado de um outro tipo de defeito, o que demonstra o grande Inter-relacionamento entre os diversos tipos de defeitos observados nos pavimentos em geral (VILLIBOR, 1994).

As estradas não pavimentadas, estradas de terra ou estradas de chão, são aquelas não revestidas por qualquer tipo de tratamento superficial, betuminoso ou de cimento Portland, tendo, geralmente, sua camada superficial constituída por solo local, às vezes com mistura com agregado granular. Essas estradas, por apresentarem sua superfície exposta estão sujeitas a um processo contínuo de deterioração. O estado da superfície é função, diretamente, do tipo de solo, da capacidade de suporte, das solicitações do tráfego, das condições climáticas, dos dispositivos de drenagem presentes, da geometria da estrada e das atividades de manutenção e reabilitação correntemente utilizadas (Figura 7.2).



Figura 7.2 - Superposição de defeitos de médio e alto nível de severidade

Uma característica das rodovias vicinais no Brasil é a ausência de uma camada de proteção superficial. Na estação seca, essas estradas tornam-se poeirentas e muitas vezes onduladas; na estação das chuvas, tornam-se intransitáveis. A maneira primária encontrada de resolver este problema foi revestir o leito das estradas, de modo a permitir o tráfego mesmo nas estações de chuvas.

Muitos usuários de estradas florestais não pavimentadas acreditam que só existe uma única solução para os problemas de manutenção dessas vias: a pavimentação; ignorando que o custo de pavimentação é elevado e que uma manutenção adequada é capaz de resolver grande parte dos problemas.

Essas estradas têm que apresentar como características fundamentais para garantir uma condição satisfatória de tráfego, uma boa capacidade de suporte e boas condições de aderência. Segundo Oda (1995), em estradas os defeitos mais comuns são: (i) para solo arenoso: a corrugação, os areiões, os buracos (em trechos planos) e os problemas de erosão (em trechos com rampas acentuadas, maiores que 8 %) e, para solo argiloso: os atoleiros (em trechos planos ou fundos de vale) e os problemas de pista escorregadia (em épocas de chuvas); a poeira e a segregação de agregados (em épocas de seca).

7.1.3.1. Ondulações, rodeiros e atoleiros

Esses defeitos são causados pela falta de capacidade de suporte do subleito e ausência ou deficiência do sistema de drenagem. A correção destes problemas inicia-se com a retirada da água acumulada no local através de valetas e sangras. Em seguida, coloca-se uma camada de reforço. Sobre esta, executa-se o revestimento primário ou então o agulhamento.

Os atoleiros ocorrem em estradas com solos argilosos e surgem em razão da ausência ou deficiência no sistema de drenagem. A camada de lama que se forma reduz o atrito entre o solo e os pneus dos veículos, que patinam sem sair do lugar. A presença de água do lençol subterrâneo no leito da estrada também é uma causa provável dos atoleiros. Nesse caso, o problema pode ser resolvido através da execução de dreno profundo. A profundidade do dreno é de cerca de 1,5 m, e o comprimento depende da extensão do trecho problemático.

Corrugação - Consiste de uma série de ondulações perpendiculares à direção do tráfego e formadas, geralmente, em rampas ou curvas ou em áreas de aceleração ou desaceleração. A corrugação causa grande desconforto para os usuários. Uma solução pode ser o uso de determinados estabilizantes químicos.

7.1.3.2. Areiões

Esse defeito ocorre em solos arenosos que em época de seca ficam soltos e devido à ação do tráfego e da água da chuva formam bermas nas laterais da estrada e centro das trilhas das rodas dos veículos. A causa da sua formação é a pequena ou nenhuma existência de material ligante, argila, no solo.

O critério de avaliação dos areiões, de acordo com Santos et al. (1988) e Fontenele (2001), leva em consideração o nível de severidade:

- baixo: bermas menores que 5,0 cm de altura;
- médio: bermas entre 5,0 e 15,0 cm de altura;
- alto: bermas maiores que 15,0 cm de altura.

7.1.3.2.1. Areiões de espigão

Em regiões de solos arenosos, onde é muito pequena ou inexistente a ação do componente ligante, a argila, é comum a formação de “areiões”, pela ação combinada do tráfego e da lavagem do material pela água de chuva. São trechos por vezes bastante extensos, onde a plataforma é dominada por uma camada de areia solta que, em tempo seco, torna-se um sério problema para a continuidade e segurança do tráfego. A correção desse problema pode ser obtida através da mistura de argila com a areia do leito na proporção de 1:2,5 ou confinamento com revestimento primário.

7.1.3.2. 2. Areiões de baixada

Em regiões de solos arenosos é também comum a formação de “areiões” em trechos de baixada. A maior colaboração para a formação desses areiões é da areia trazida por água proveniente dos trechos altos adjacentes. A correção é feita de maneira Idêntica à do areião de espigão. Além disso, é fundamental o combate à erosão dos trechos altos, para que novas camadas de areia não se acumulem sobre o trecho de baixada.

7.1.3.3. Segregação de agregados

A segregação de agregados (Figura 7.3) ocorre em trechos de solo muito argiloso, com rampas acentuadas, em que foi acrescentado material granular sem compactação adequada. A ação abrasiva do tráfego solta as partículas granulares da superfície de rolamento e, com a passagem dos veículos, os agregados são jogados para fora das trilhas-das-rodas, formando bermas nas laterais e no centro, entre as trilhas. Pode ocorrer, também, em terrenos planos de regiões onde há falta de material fino ligante, formando o chamado facão. Uma das soluções apresentadas é a utilização de estabilizantes químicos visando a coesão dos materiais.



Figura 7.3 - Perda de agregado de baixo nível de severidade

7.1.3.4. Afundamento das trilhas-de-roda

A maioria dos métodos de análise das condições estruturais de um pavimento fundamenta-se, quando do estudo do comportamento tensão “versus” deformação de seus materiais constituintes, em ensaios realizados sem a repetição de carga. Entretanto, sabe-se que as camadas do pavimento são solicitadas dinamicamente pelas cargas transientes do tráfego e sob diferentes influências climáticas, surgindo deformações recuperáveis e permanentes ao longo de toda a estrutura da estrada.

A deformação permanente nas trilhas-de-roda resulta da aplicação repetida das cargas do tráfego, particularmente em épocas de chuva, quando o solo saturado tem uma capacidade de suporte reduzida. Ocorre principalmente em estradas com solo argiloso podendo, em razão da falta de manutenção, estar associada ao crescimento de vegetação no centro da pista de rolamento, que dificulta ainda mais a passagem dos veículos.

Os afundamentos das trilhas-de-roda (Figura 7.4) são os locais por onde, na maioria das vezes, as rodas dos veículos transitam. São superfícies irregulares que devem ser corrigidas uma vez que interferem no conforto da viagem, no custo operacional e na governabilidade dos veículos.

Fontenele (2001) considera os seguintes níveis de severidade:

- baixo: profundidades menores que 5,0 cm;
- médio: profundidade entre 5,0 e 10,0 cm;
- alto: profundidades maiores que 10,0 cm.



Figura 7.4 – Trilhas-de-roda de médio nível de severidade

Motta (1991) propôs um método de dimensionamento de pavimento flexível de vias pavimentadas no qual considerou como um dos critérios de ruptura, o afundamento máximo de trilha-de-roda igual a 16 mm. De acordo com este autor, quando da determinação do módulo resiliente através dos ensaios de cargas repetidas, surgem deformações permanentes que, em geral, não são consideradas.

Para projetos de pavimento flexível de rodovia as mais importantes considerações estruturais são os afundamentos de superfície devido à acumulação de deformações permanentes de cisalhamento e as trincas de fadiga que se manifestam na superfície da estrada (BARKSDALE, 1970). Atualmente, os ensaios triaxiais de cargas repetidas em solos e em outros materiais granulares de camadas de base têm sido amplamente aceitos para medida da deformação permanente (CARVALHO, 1997).

Motta et al. (1994) utilizaram ensaios dinâmicos na determinação do módulo resiliente e da deformação permanente para estudo da aplicabilidade de alguns materiais que, no estado natural, não atenderam às especificações habituais para emprego em pavimentos de rodovia.

7.1.3.5. Excesso de pó

A poeira consiste na formação de uma nuvem de material fino quando da passagem dos veículos (Figura 7.5). Pode comprometer a segurança do tráfego, sendo um problema mais evidente em estradas com solo argiloso, onde existe uma grande quantidade de material solto na superfície ou onde a ação abrasiva do tráfego solta as partículas aglutinantes dos agregados.

Em estradas de solo arenoso formam-se pequenas nuvens que se assentam rapidamente, não interferindo na visibilidade dos motoristas. Sua causa se deve à abundância de material fino no leito da estrada, que forma nuvens de poeira na época de seca. Esse problema coloca em risco a segurança do tráfego e reduz a vida útil dos motores dos veículos.

O critério de avaliação, segundo Eaton et al. (1987) e Fontenele (2001), considera os níveis de severidade apresentados a seguir.

- baixo: pouca poeira, nuvem fina, não obstrui a visibilidade, altura da nuvem inferior a 1,0 m;
- médio: poeira moderada, nuvem moderadamente densa, obstrui parcialmente a visibilidade, altura entre 1,0 e 2,0 m, tráfego lento;
- alto: muita poeira, severa obstrução da visibilidade, altura superior a 2,0 m.

É medida através da observação da nuvem de poeira formada pelo veículo deslocando-se a 40 km/h. Uma das melhores correções para este problema é um revestimento primário selante. No caso dos solos finos siltosos este problema se agrava, pois a formação de poeira é mais intensa e a capacidade de suporte deste material é baixa. Neste caso, além do revestimento primário, é necessário o reforço do subleito.



Figura 7.5 - Excesso de poeira com médio nível de severidade

7.1.3.6. Rocha aflorante

Em regiões onde a camada de solo é pouco espessa onde ocorre grande quantidade de blocos disseminados de solo, a ação de processos erosivos ou a constante patrolagem pode expor o leito rochoso, tornando a pista bastante irregular, prejudicando ou até mesmo inviabilizando o tráfego. A correção deste problema pode ser conseguida com uma camada de revestimento primário de cobertura, ou pela obturação das cavidades com pedra e argamassa de cimento, quando o trecho for curto.

7.1.3.7. Pista derrapante

Os maiores problemas quanto à pista escorregadia ocorrem em trechos muito argilosos, que quando submetidos à molhagem ficam praticamente sem atrito e aderência e os veículos derrapam sobre uma camada fina de solo mole.

7.1.3.7.1. Pista molhada derrapante

Quando trechos muito argilosos são submetidos à molhagem eles ficam praticamente sem atrito e aderência tornando a pista escorregadia, levando riscos ao tráfego, ou até impossibilitando sua continuidade quando o fenômeno ocorre em rampas. Caso a capacidade de suporte seja boa, como acontece na

maioria dos trechos de argila vermelha laterítica, a correção pode ser feita com o agulhamento de material granular diretamente sobre o leito.

7.1.3.7.2. Pista seca derrapante

Surge onde o encascalhamento foi feito com material granular de qualquer dimensão sem ligante. Pode aparecer também em terrenos onde o leito natural é formado por material granular ou pedras pequenas, ou através da deterioração de um tratamento primário mal executado, pobre em ligante (argila).

A correção deste problema é feita com a substituição do material granular superficial por revestimento primário ou material granular agulhado no leito, se este for argiloso. No caso do material granular ser muito grosseiro e o leito argiloso, pode-se realizar um agulhamento.

7.1.3.8. Costela de vaca

Este problema surge principalmente onde o leito foi encascalhado com material granular de dimensões em geral entre 5 e 10 mm sem ligante. O tráfego acumula o material em ondulações transversais à estrada, causando violenta trepidação nos veículos principalmente do tipo escolar (Figura 7.6).

A correção deste problema é feita com a substituição do material granular superficial por revestimento primário ou material granular agulhado no leito, se este for argiloso.



Fonte: (Moreira, 2003).

Figura 7.6 - Ocorrência de corrugações ou “Costelas de Vaca”

7.1.3.9. Segregação lateral

O material granular de qualquer dimensão, superficial, sem ligante, é lançado pelo tráfego para as laterais da estrada. A correção consiste na mistura do material existente com material ligante, substituição por revestimento primário ou execução de agulhamento.

7.1.3.10. Buracos

Os buracos ou panelas (Figura 7.7) surgem pela contínua expulsão de partículas sólidas do leito, quando da passagem de veículos, em locais onde há empocamento de água. Ocorrem, geralmente, em trechos planos, que não apresentam uma declividade transversal adequada, nem saídas laterais de drenagem.

O aparecimento de buracos é um sintoma de uma plataforma mal drenada, provavelmente sem abaulamento transversal, e/ou a inexistência de tratamento primário, ou então deficiência do componente do ligante (argila), do próprio tratamento primário. O Quadro 7.2 traz o critério de avaliação de buracos.

Quadro 7.2 - Critério de avaliação de buracos usando níveis de severidade

Diâmetro médio (m)	Profundidade (cm)			
	< 5,0	5,0 – 15,0	15,0 – 25,0	> 25,0
< 1,50	BAIXO	MÉDIO	MÉDIO	ALTO
1,50 – 2,50	BAIXO	MÉDIO	ALTO	ALTO
2,50 – 3,50	BAIXO	MÉDIO	ALTO	ALTO
> 3,50	BAIXO	MÉDIO	ALTO	ALTO

Fonte: Oda (1995) e Fontenele (2001)

A correção destes problemas deve começar pela drenagem das águas da plataforma através do abaulamento transversal, valetas e sangras. Os buracos isolados devem ser tapados. Devem-se executar serviços de retificação, limpeza e umedecimento e compactação em camadas com material usado para revestimento primário.



Figura 7.7 – Buracos: (a) com baixo nível de severidade e, (b) com médio nível de severidade

7.1.3.11. Erosões

As erosões são formadas em estradas com rampas acentuadas, de solo arenoso, sem declividade transversal adequada e com sistema de drenagem ineficiente. Em áreas com grandes precipitações o problema é mais grave, pois a água escoar através da superfície da estrada, formando sulcos que com a chuva vão aumentando, até formar grandes ravinas, geralmente em trechos com rampas superiores a 8 %.

A ausência ou deficiência do sistema de drenagem e a presença de uma seção transversal inadequada acabam por gerar grandes problemas nos pavimentos, pois, juntamente com o tráfego e a ação das intempéries, aceleram o processo de deterioração da superfície das estradas, principalmente quando não existe manutenção adequada. O sistema de drenagem ineficiente é um dos principais fatores na formação dos defeitos em épocas de chuvas. Para evitar problemas é necessário que a estrutura de drenagem esteja em condições adequadas para conduzir a água da superfície de rolamento para fora da estrada.

7.1.3.11.1. Erosões em ravina

As erosões em ravina representam um dos mais sérios problemas das estradas de terra e têm como causa a falta ou deficiência de um sistema de

drenagem adequado. Estas erosões aparecem primeiramente na forma de sulcos onde os solos têm baixa resistência à erosão e, sob a ação de enxurradas, evoluem para grandes ravinamentos.

Há ocasiões em que estas erosões chegam até o nível das águas do aquífero freático, o qual passa a participar do processo erosivo. Em tal situação, as ravinas são denominadas voçorocas, cujo desenvolvimento pode apresentar grandes dimensões e rápida evolução.

O combate à erosão se dá através da implantação de um eficiente sistema de drenagem, o qual deve buscar os seguintes objetivos: (i) evitar que as águas corram ou empocem sobre a pista, canaletas de crista, bueiros, passagens livres etc.; (ii) retirar o máximo possível a água da plataforma através de sangras e, (iii) evitar que as águas corram ou empocem sobre a pista de rolamento, executando o abaulamento transversal com declividade em torno de 3 %; proteger o sistema de drenagem (canaletas laterais).

Entre as obras de prevenção para se evitar que ocorram problemas de erosão na plataforma da estrada destacam-se o abaulamento transversal e as canaletas laterais, as sangras, os dissipadores de energia, as caixas de infiltração ou de acumulação, os bueiros e a proteção vegetal.

7.1.4. Levantamento da frequência e intensidade de defeitos

Para execução de levantamento de campo dos vários tipos de defeitos pode-se utilizar um procedimento simples que se trata do registro da ocorrência ou não dos defeitos, suas extensões e níveis de intensidade. Assim, pode-se avaliar a incidência percentual em extensão de cada ocorrência e sua respectiva intensidade em relação à extensão total do pavimento analisado.

7.1.5. sistema de gerência de pavimentos

A avaliação das condições da superfície de rolamento de estradas é feita através do levantamento de seus defeitos no campo. Para fins de utilização em Sistemas de Gerência de Pavimentos, o levantamento de campo envolve a

seleção dos defeitos mais significativos e a medida e avaliação da extensão e severidade de cada defeito.

O Sistema de gerência de pavimentos é um conjunto de atividades coordenadas, que se destina a projetar, a construir, a manter, a avaliar e a conservar os pavimentos e, a priorizar os investimentos, de maneira que o público usuário possa ser servido por uma rodovia, confortável, segura, eficiente e econômica. Assim, pode-se afirmar que um Sistema de gerência de pavimentos é um processo que permite executar as ações que são oportunas e rentáveis, para prover uma malha pavimentada, de transporte confortável, seguro, eficiente e econômico, para as pessoas, os veículos e as cargas (DOMINGUES, 1995).

Conforme Domingues (1995) e Nishiyama e Domingues (1995), o estabelecimento de um Sistema de Gerência de Pavimento, se torna tão mais importante, quanto pior se encontrarem as condições das estradas de uma rede rodoviária e, quanto menor for a disponibilidade de recursos. O seu objetivo principal é usar informações confiáveis e, tomar decisão criteriosa, para produzir um programa de custo real de pavimento, em uma rede organizada.

Com base nestas informações, verifica-se que um bom Sistema de Gerência de Pavimentos busca definir estratégias de manutenção procurando minimizar o custo do transporte rodoviário e obter um bom retorno para os recursos aplicados; busca, também, aperfeiçoar o uso dos recursos destinados à manutenção da infra-estrutura rodoviária e obter um desempenho para o pavimento que alcance o padrão de satisfação dos usuários.

Atualmente, vem sendo desenvolvidos estudos sobre a utilização de Redes Neurais em Sistemas de Gerência de Pavimentos. Esta técnica aponta como bastante promissora para ser aplicada como um instrumento para previsão de defeitos em estradas não-pavimentadas (estradas florestais) auxiliando, assim, a tomada de decisão com relação às intervenções adequadas e necessárias em tais vias, haja vista a importância da boa previsibilidade dos defeitos no desenvolvimento posterior de um programa de

manutenção regular e preventiva nestas estradas, ou mesmo como subsídio às ações de manutenção onde eventualmente são regularmente desempenhadas.

7.1.6. Conclusões

Os pavimentos florestais não pavimentados apresentam uma série de particularidades de projeto, de construção, de conservação e de recuperação que os diferencia dos tradicionais. Hoje, existe uma carência de tecnologias na área específica de conservação e recuperação para esses pavimentos.

Muitos dos defeitos encontrados estão diretamente ligados à falta de conservação das estradas. Apesar da grande diversidade encontrada de defeitos e evoluções, os serviços de conservação são poucos, mas devem ser executados para que não evoluam para estágios mais avançados. Uma vez que essas atividades são importantes e inter-relacionadas.

Com base nesse estudo, ficou evidenciado que se faz necessário melhorar o projeto geométrico e de superfície de rolamento dessas estradas.

A experiência profissional de engenheiros e técnicos de conservação é de fundamental importância na execução da conservação; uma vez que ele vai identificar os defeitos, diagnosticar suas causas e atuar com os procedimentos necessários, no momento certo, evitando, assim, evoluções desses defeitos, comprometendo os pavimentos. Sendo assim, observa-se a importância de se desenvolver, também, um Sistema de Gerência de Pavimentos.

7.1.7. Referências bibliográficas

BARKSDALE, R. D. A nonlinear theory for predicting the performance of flexible highway pavement. **Transportation Research Record**, Washington, DC., n. 337, p. 22-39. 1970.

CARVALHO, C. A. B. **Estudo da contribuição das deformações permanentes das camadas de solo na formação das trilhas-de-roda num pavimento flexível**. São Carlos: EESC-USP, 1997. 206p. Tese (Doutorado) - Universidade de São Paulo, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de pavimentação**, 3. ed., Rio de Janeiro, 2006. 274 p.

DOMINGUES, F. A. A. Sobre a gerência de pavimentos e o uso do modelo HDM-III. In: 27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. São Paulo-SP. **Anais**....p.363-390. 1995.

EATON, R. A.; GERARD, S.; CATE, D. W. Rating unsurfaced roads – A field manual for measuring maintenance problems. U. S. Army Corps of Engineers. Cold Regions Research & Engineering Laboratory – CRLL. **Special Report**, 87-15. USA. 1987.

FONTENELE, H. B. **Estudo para a Adaptação de um Método de Classificação de Estradas Não Pavimentadas às Condições do Município de São Carlos-SP**. 2001. 227p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos-SP.

GEIPOT. Anuário estatístico 1996-2000. Ministério dos Transportes, Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes, Brasília, DF, 2001. Disponível em http://www.geipot.gov.br/nova_web/IndexAnuario.htm.

LOPES, E. S. **Aplicação do programa SNAP III (scheduling and network analysis program) no planejamento da colheita e do transporte florestal**. Viçosa, MG: UFV, 2001. 150 f. Tese (Doutorado em Ciências Florestais) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2001.

MACHADO, C. C. **Colheita florestal**. Viçosa, Editora UFV, 2002. 468 p.

MACHADO, C.C.; LOPES, E. S.; BIRRO, M. H. **Elementos básicos do transporte florestal rodoviário**. Viçosa, MG: UFV, 2000. 167 p.

MACHADO, C. C. **Sistema brasileiro de classificação de estradas florestais (SIBRACEF): desenvolvimento e relação com o meio de transporte florestal rodoviário**. Curitiba: UFPr, 1989. 188p. Tese (Doutorado em Ciência Florestal) - Universidade Federal do Paraná, 1989.

MACHADO, C. C.; MALINOVSKI, J. R. **Rede viária florestal**. Curitiba: UFPr, FUPEF, 1986. 157p.

MOREIRA, F. E. B. **Um modelo de avaliação da evolução geométrica das patologias em vias não pavimentadas: aplicação ao caso do município de Aquiraz**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Centro de Tecnologia. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza – CE.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Rio de Janeiro: COPPE - UFRJ, 366p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991.

MOTTA, L. M. G.; PINTO, S. Três estudos de ensaios dinâmicos usados como fator de decisão na escolha de materiais em pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 28, Belo Horizonte/MG, ABPV, vol.1, p. 210-229. 1994.

NISHIYAMA, E. S.; DOMINGUES, F. A. A. Atualização de custos e benefícios, para uso em sistemas de gerência de pavimentos. In: 6ª REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA. **Anais...** Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes. Laboratório de Desenvolvimento Tecnológico de Transportes. LDTT/PTR/USP. 1995.

ODA, S. **Caracterização de uma rede municipal de estradas não-pavimentadas.** .Dissertação de Mestrado, EESC-USP, São Carlos-SP, Dezembro, 1995.

ODA, S.; SÓRIA, M. H. A.; JÚNIOR, J. L. F. Caracterização e levantamento da condição das estradas municipais para fins de gerência de vias. In: 7ª REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 7, São José dos Campos/SP. vol.1, p 311-326. 1996.

SANTOS, A. R.; PASTORE, E. L.; JÚNIOR, F. A.; CUNHA, M. A. **Estradas vicinais de terra, Manual técnico para conservação e recuperação.** IPT-São Paulo, SP. 1988. 123p.

VIEIRA, S. V. Estabilização de solos com licor negro kraft concentrado para fins rodoviários. Viçosa: UFV, 1994. 126p. Dissertação (Mestrado em Ciência Florestal) - Universidade Federal de Viçosa, 1994.

VILLIBOR, D. F.; FORTES, F. Q.; NOGAMI, J. S. Defeitos de pavimentos de baixo custo e sua conservação. In: 28ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Belo Horizonte-MG. **Anais...**p.1099-1126, 1994.

CAPÍTULO 8

8.1. Conclusões finais

Conduziu-se um extenso programa de ensaios de laboratório para se investigar a eficiência do emprego do resíduo industrial grits na estabilização de quatro solos tropicais de Minas Gerais com vistas a aplicações em estradas florestais e analisa a influência da combinação de diferentes tipos de eixos na estrutura de um pavimento hipotético de uma estrada florestal. Tecem-se, também, comentários sobre danos em estradas florestais e enfatiza-se a necessidade do desenvolvimento de um sistema de gerenciamento para a malha de vias florestais, no Brasil. Conclusões são como se segue:

Para os ensaios de deformação permanente

(i) com relação à deformação permanente, os solos e as amostras estabilizadas que foram moldados acima do teor ótimo de umidade, ou seja, ($W_{ót} + 2\%$) deformaram-se bem mais quando comparadas aos outros teores de umidade estudados. É fundamental a realização de dimensionamentos criteriosos uma vez que nem sempre as amostras analisadas atendem as exigências de deslocamento plástico estipulado pela literatura;

Para os ensaios de deformação permanente

(i) para os solos e suas misturas analisadas, verificou-se que o teor de umidade exerceu influência bastante significativa na relação entre as deformações permanentes e elásticas e o número de aplicações de tensão desvio;

(ii) com relação aos ensaios específicos de determinação de módulos de resiliência, obtidos ao se trabalhar com o solo natural e estabilizado verificou-se que o comportamento desses materiais sofre grande influência da tensão desvio aplicada. Quanto aos módulos de resiliência obtidos durante execução dos ensaios de deformação permanente, os solos e as amostras estabilizadas que foram moldados abaixo do teor ótimo de umidade, ou seja, ($W_{ót} - 2\%$)

apresentaram uma deformação bem menor que aqueles moldados nos outros teores de umidade, ou seja, resultaram em módulos de resiliência maiores.

Para os ensaios da classificação MCT

(i) com relação à classificação MCT, observou-se que, à exceção do solo Cenibra rosa, as demais amostras sofreram variações em suas classificações, o que está relacionado às alterações ocorridas nos ensaios de perdas de massa por imersão;

(ii) quanto aos ensaios de perda de massa por imersão constatou-se que, para todas as amostras estudadas, houve uma ausência do caráter cimentante nas misturas solo-grits. Isto se deve ao íon sódio presente no resíduo e, como consequência, acaba por favorecer a ocorrência de erosão laminar com remoção de praticamente toda a camada estabilizada.

Para os ensaios de durabilidade por secagem e molhagem

(i) as misturas solo-grits não apresentam potencial de uso na construção rodoviária, com relação ao ensaio de durabilidade por molhagem e secagem;

(ii) as misturas solo-cal e solo-cimento apresentam, em conformidade com vários relatos presentes na literatura, resistência a todos os doze ciclos do ensaio de durabilidade;

(iii) as amostras estabilizadas com o resíduo grits e melhoradas com cal ou cimento atenderam as exigências desse ensaio;

(iv) de modo geral, observa-se que o uso do cimento e da cal potencializou os efeitos do grits nas misturas solos-aditivo e;

(v) a energia de compactação, o tipo de solo, o tipo e teor de cal ou cimento empregado influenciaram significativamente nos resultados do ensaio de durabilidade por molhagem e secagem.

Sobre os danos causados em estradas florestais e o sistema de gerência de pavimentos

- (i) os pavimentos florestais não pavimentados apresentam uma série de particularidades de projeto, de construção, de conservação e de recuperação que os diferencia dos tradicionais;
- (ii) se faz necessário melhorar o projeto geométrico e de superfície de rolamento dessas estradas;
- (iii) a experiência profissional de engenheiros e técnicos de conservação é de fundamental importância na execução da conservação; uma vez que ele vai identificar os defeitos, diagnosticar suas causas e atuar com os procedimentos necessários, no momento certo;
- (iii) observa-se a importância de se desenvolver, também, um Sistema de Gerência de Pavimentos.

ANEXO A

Nesse Anexo, encontram-se ilustrados os gráficos da compactação MCT e os gráficos do ensaio Mini-MCV.

Coefficiente c'	1,8333	Perda de Massa Por Imersão	80,05
Coefficiente d'	0,0662	Mini-MCV	10,00
Coefficiente e'	1,0331	Classificação M.C.T do Solo	LG'

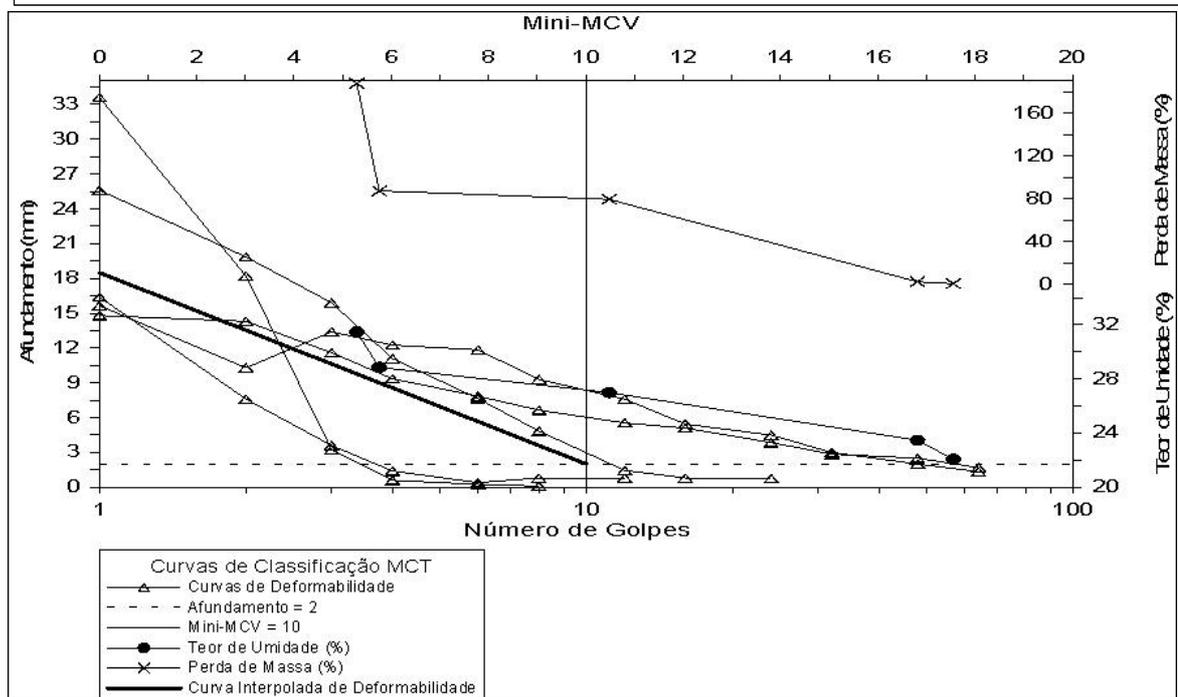
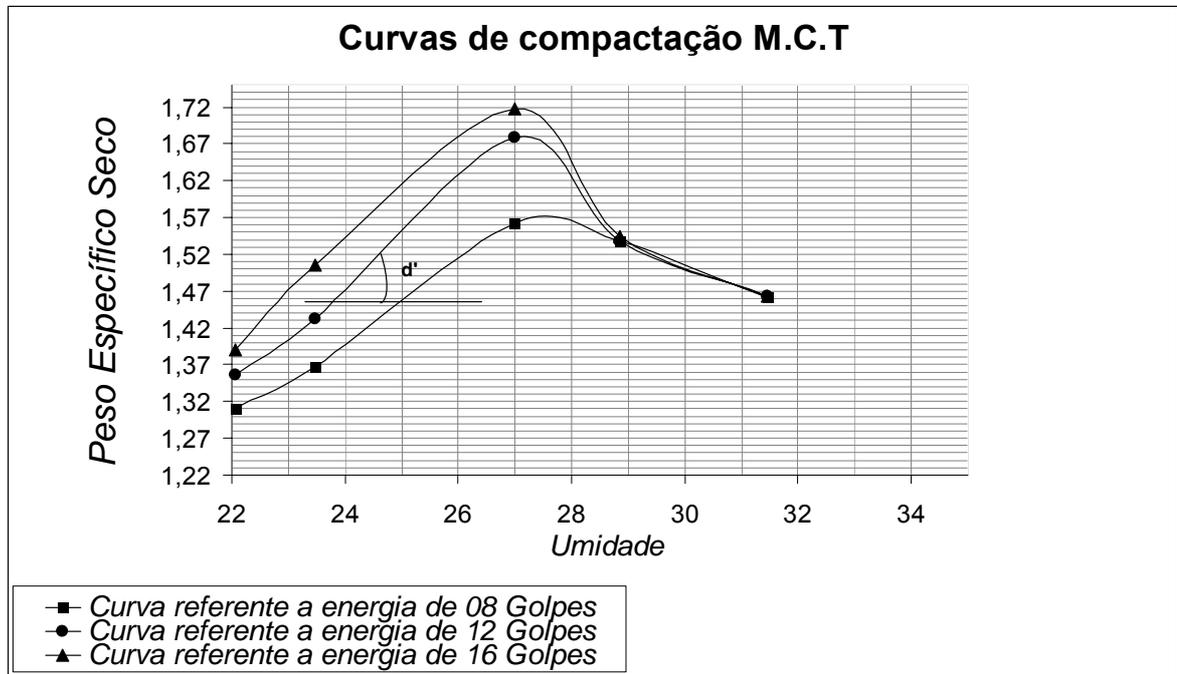


Figura A1 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo Cenibra amarelo

Coeficiente c'	1,9440	Perda de Massa Por Imersão	217,00
Coeficiente d'	0,0444	Mini-MCV	10,00
Coeficiente e'	1,3787	Classificação M.C.T do Solo	NG'

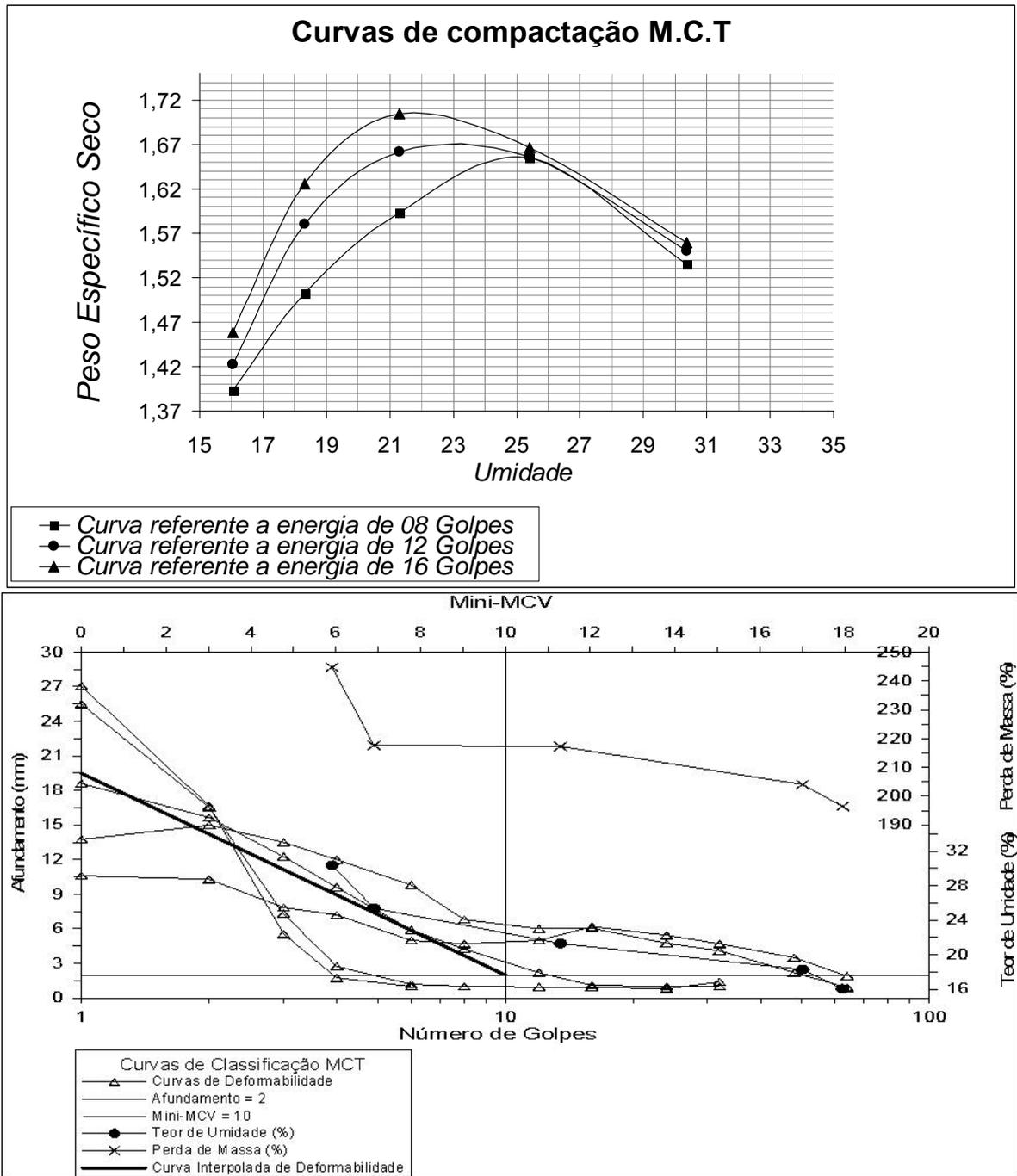


Figura A2 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo Cenibra amarelo + grits

Coeficiente c'	1,4444	Perda de Massa Por Imersão	321,50
Coeficiente d'	0,0151	Mini-MCV	10,00
Coeficiente e'	1,6558	Classificação M.C.T do Solo	NS'

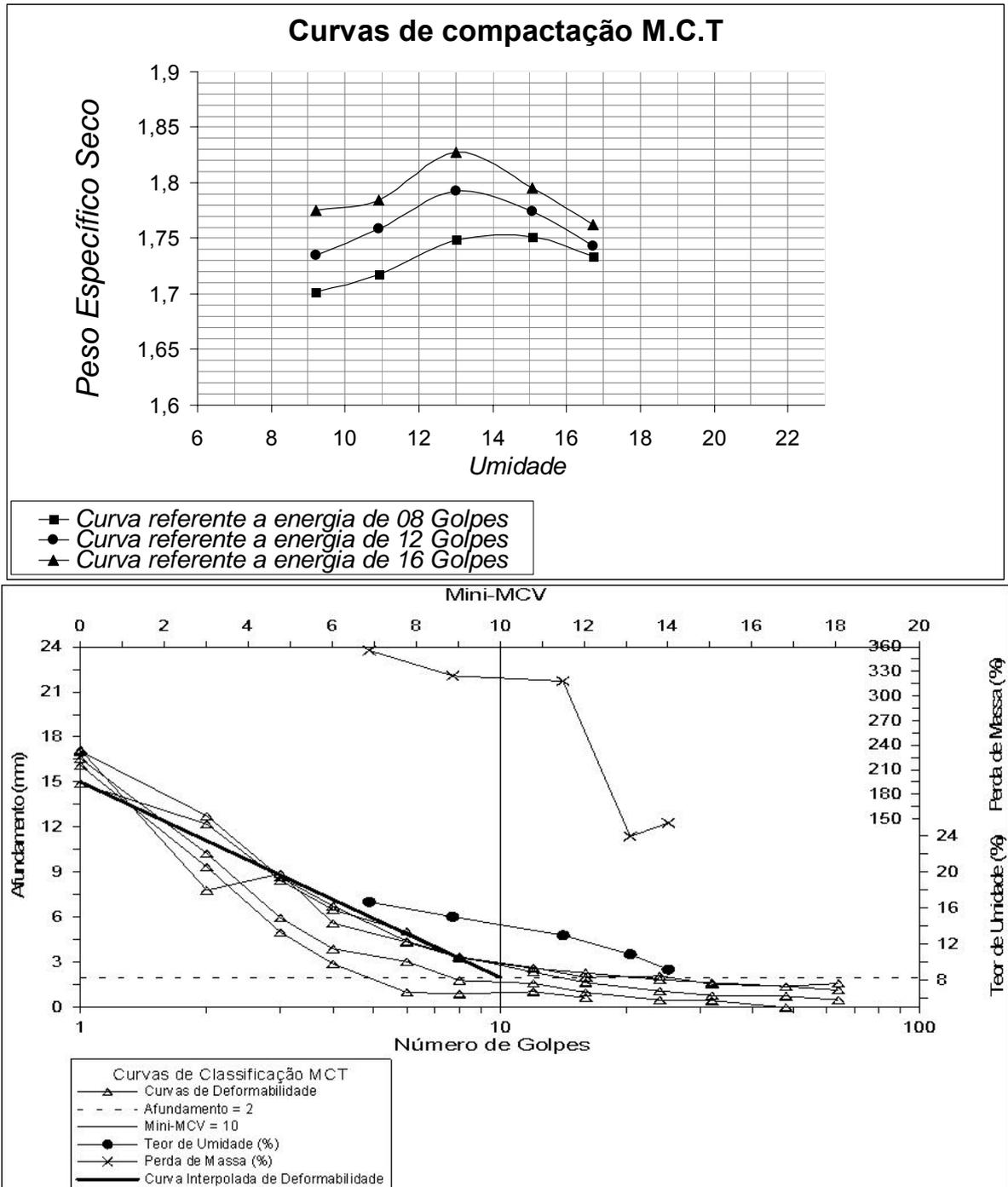


Figura A3 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo Cenibra rosa

Coefficiente c'	1,439	Perda de Massa Por Imersão	303,90
Coefficiente d'	0,013	Mini-MCV	10,00
Coefficiente e'	1,659	Classificação M.C.T do Solo	NS'

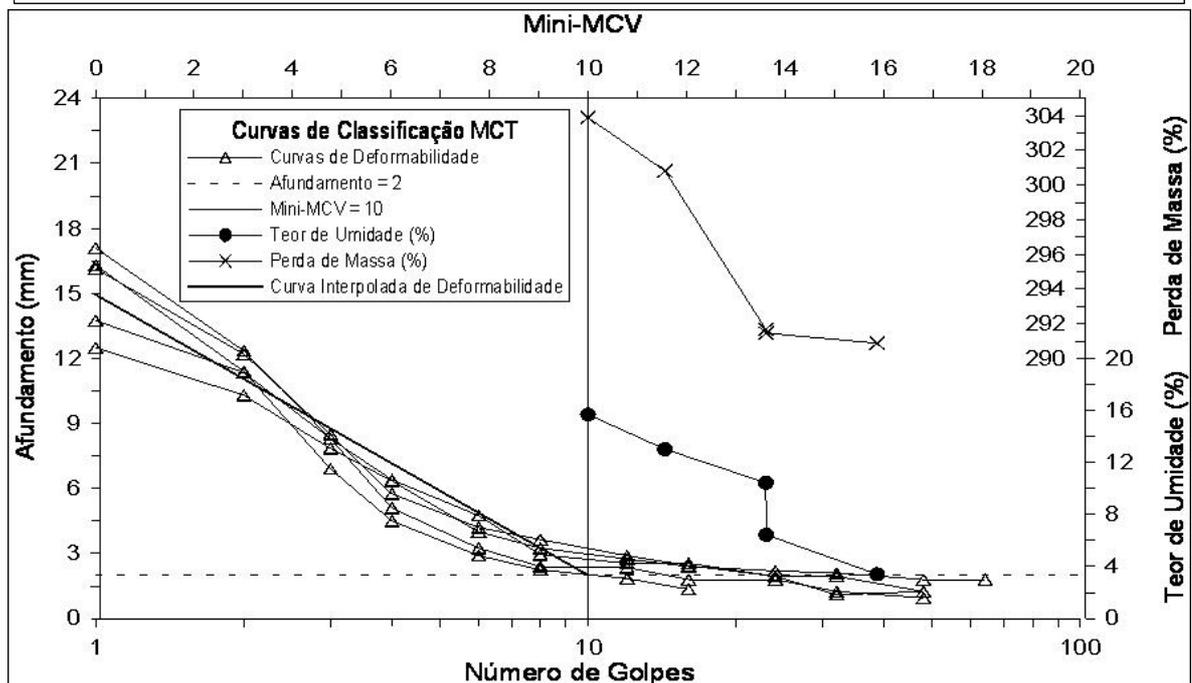
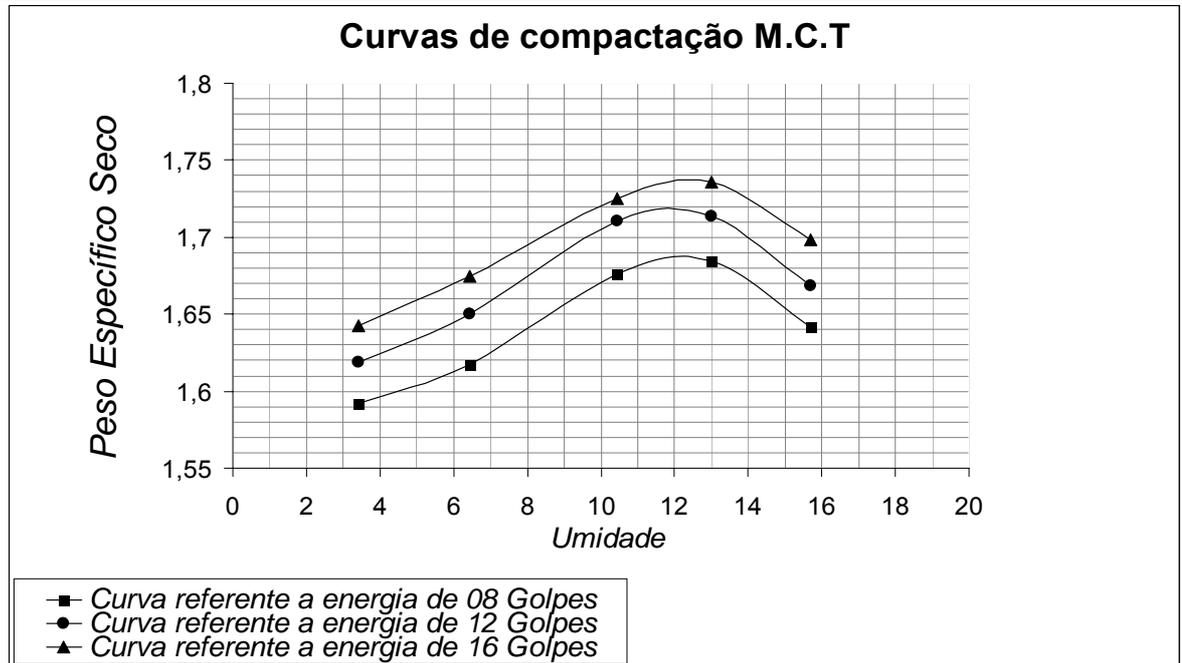


Figura A4 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo Cenibra rosa + grits

Coeficiente c'	1,9444	Perda de Massa Por Imersão	65,00
Coeficiente d'	0,0378	Mini-MCV	10,00
Coeficiente e'	1,0565	Classificação M.C.T do Solo	LG'

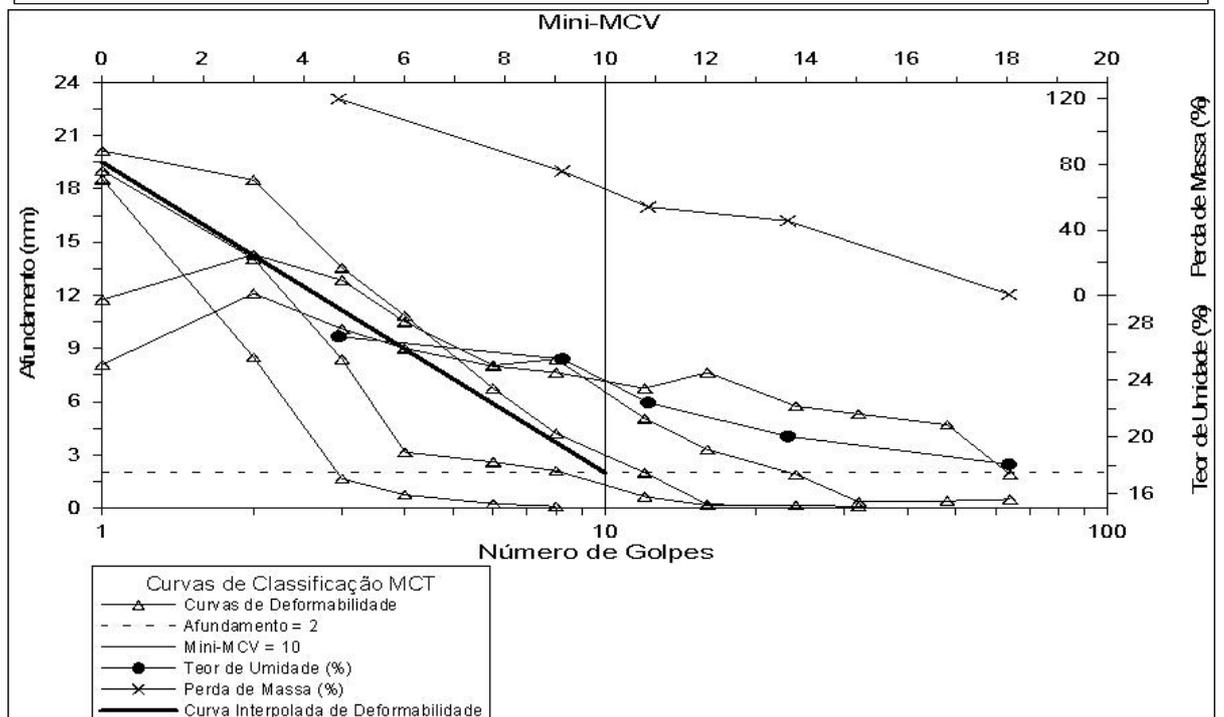
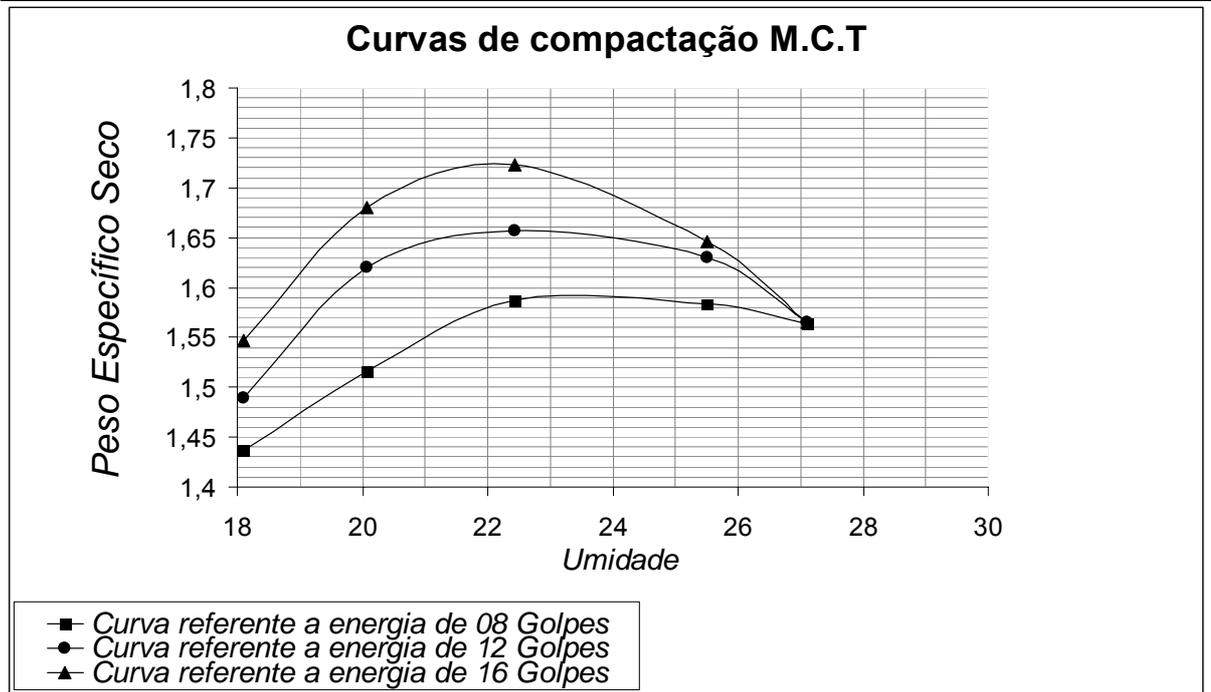


Figura A5 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo Cenibra vermelho

Coeficiente c'	2,0000	Perda de Massa Por Imersão	147,00
Coeficiente d'	0,0530	Mini-MCV	10,00
Coeficiente e'	1,2270	Classificação M.C.T do Solo	NG'

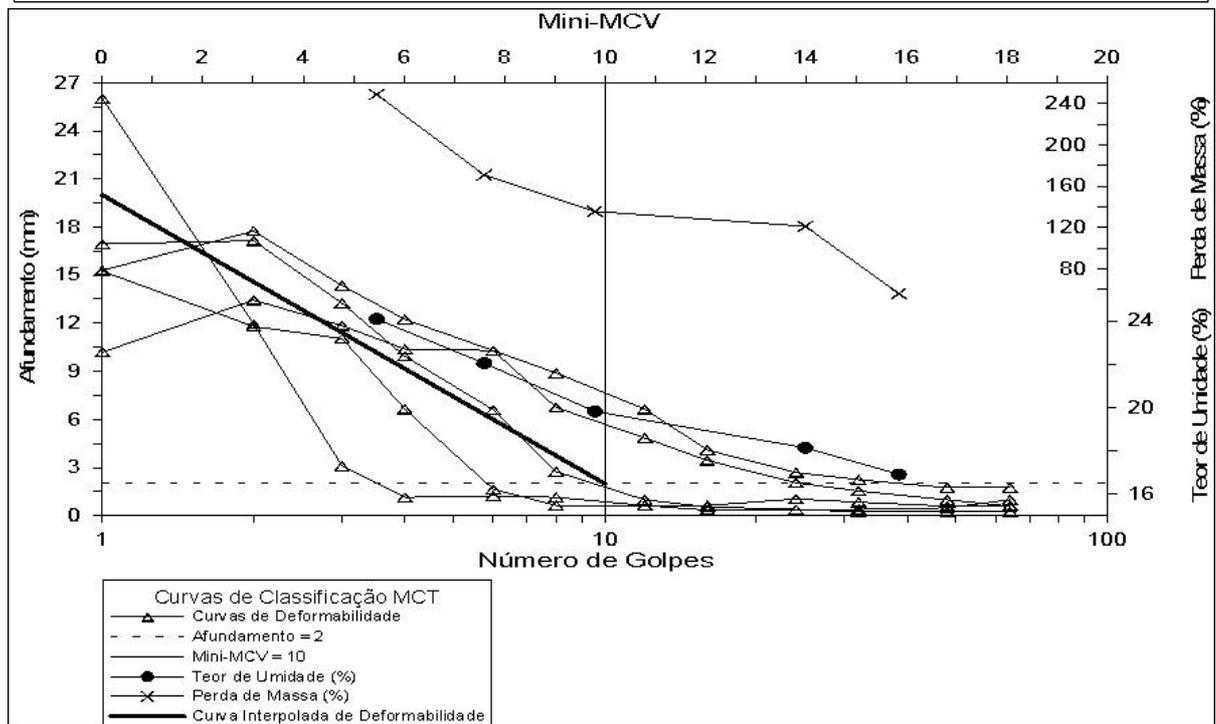
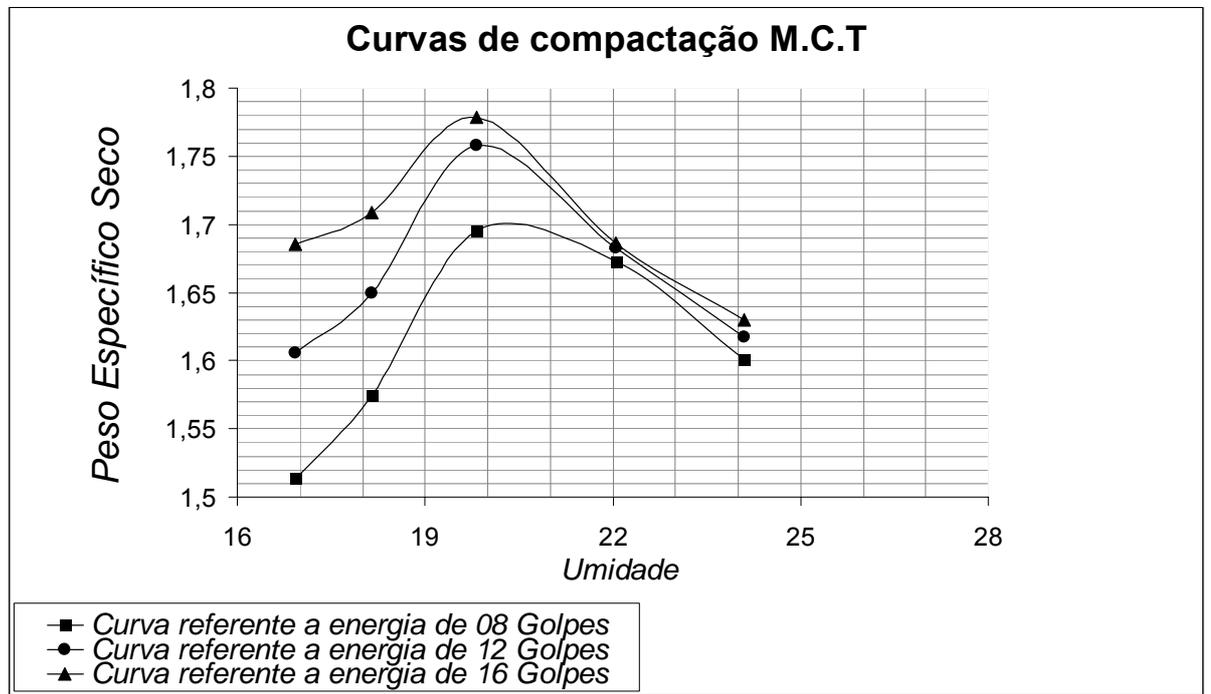


Figura A6 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo Cenibra vermelha + grits

Coeficiente c'	1,2200	Perda de Massa Por Imersão	125,00
Coeficiente d'	0,0275	Mini-MCV	10,00
Coeficiente e'	1,2551	Classificação M.C.T do Solo	NA'

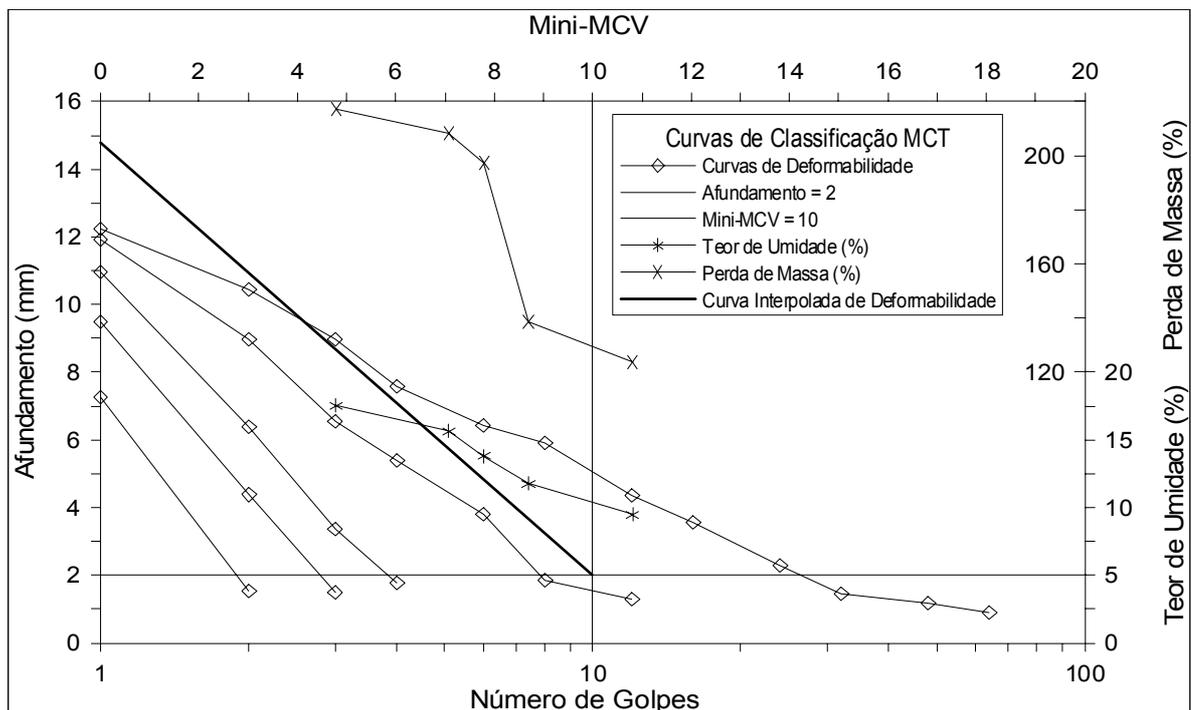
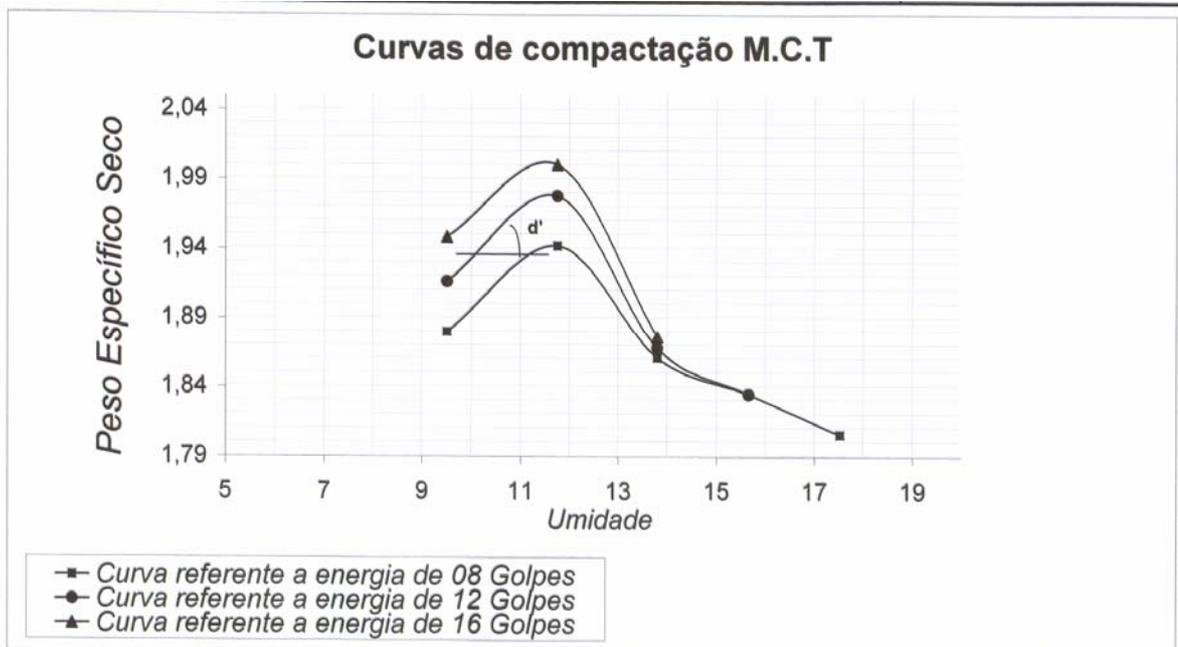


Figura A7 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo VS

Coeficiente c'	1,4222	Perda de Massa Por Imersão	210,00
Coeficiente d'	0,0068	Mini-MCV	10,00
Coeficiente e'	1,7147	Classificação M.C.T do Solo	NS'

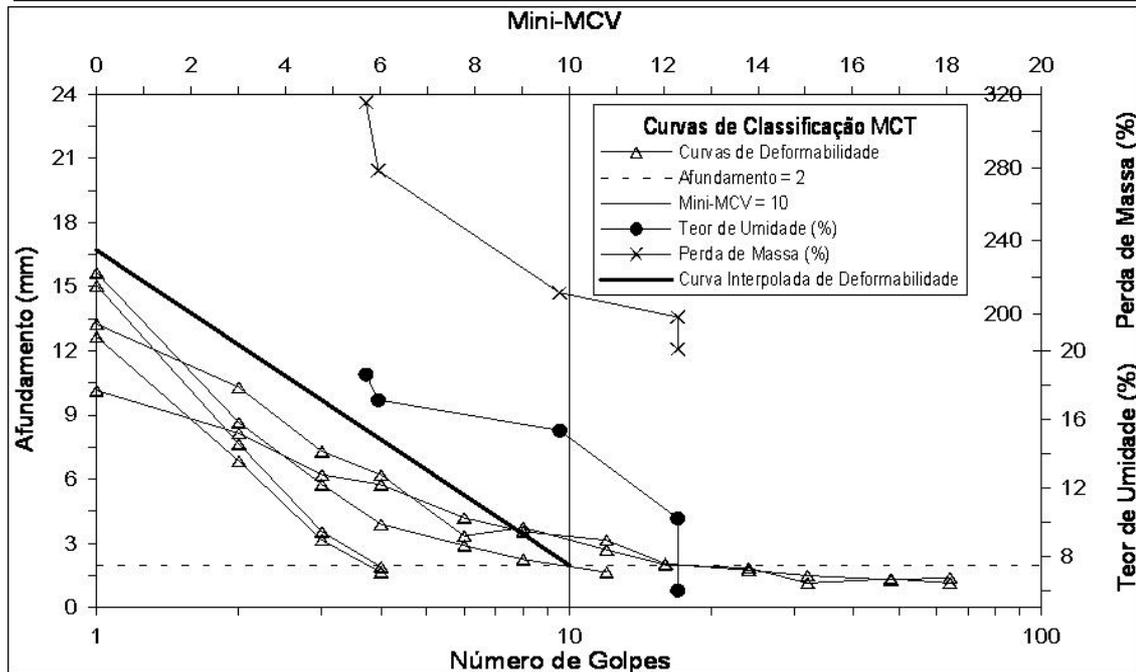
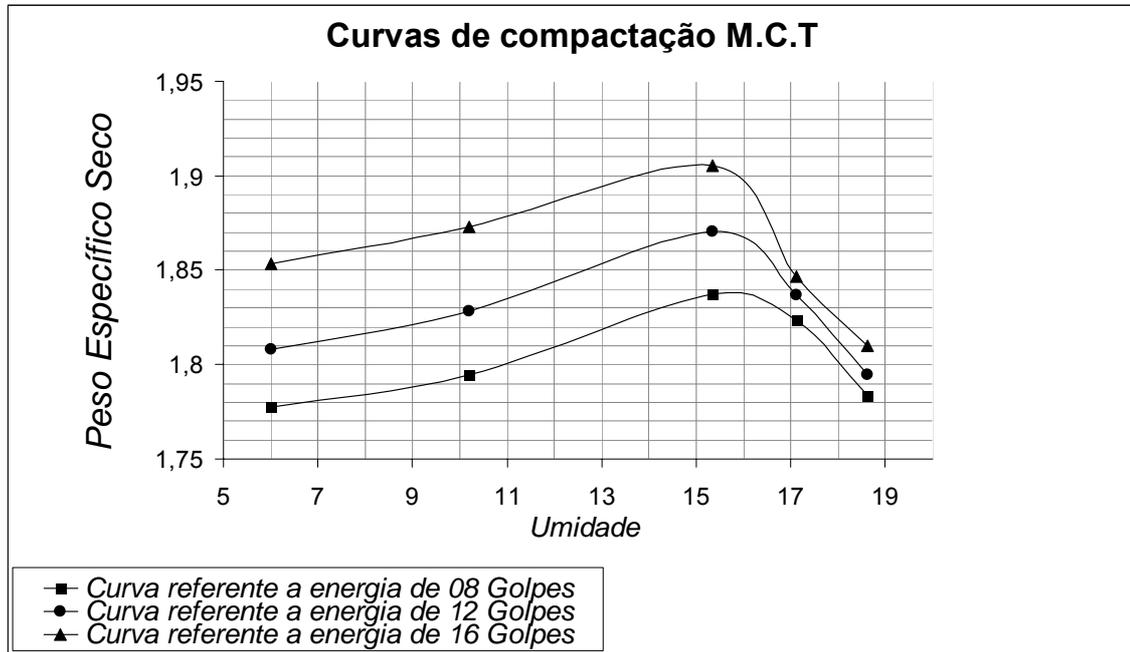


Figura A8 – Perda de massa por imersão, compactação e Mini-MCV, solo VS + grits

ANEXO B

Nesse anexo, encontram-se ilustradas, nas Figuras de 6 a 11, a relação tensão x profundidade para as três configurações de eixos estudadas. Descrições sobre alguns tipos de Combinações Veiculares de Cargas e sobre alguns tipos de danos causados aos pavimentos também estão contidos neste anexo.

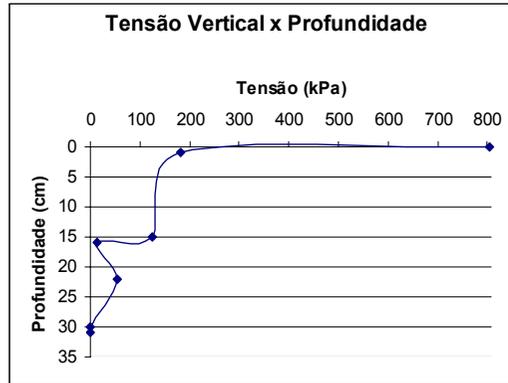


Figura 6 – Tensão vertical x profundidade Caso 1

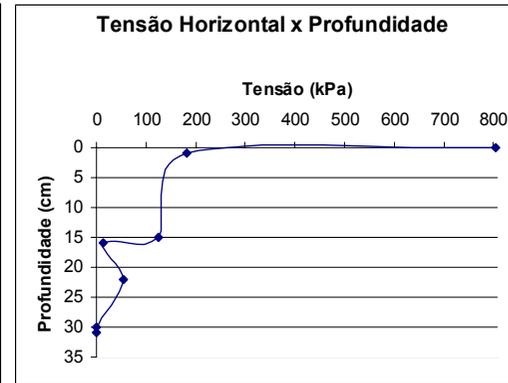


Figura 7 – Tensão horizontal x profundidade Caso 1

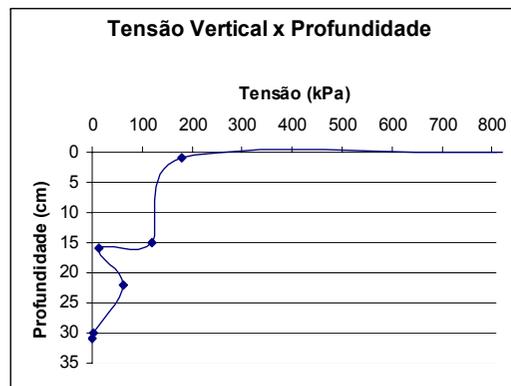


Figura 8 – Tensão vertical x profundidade Caso 2

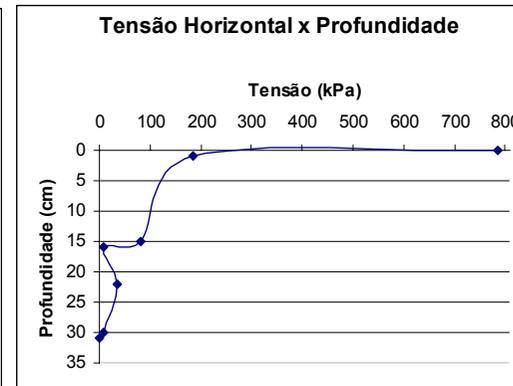


Figura 9 – Tensão horizontal x profundidade Caso 2

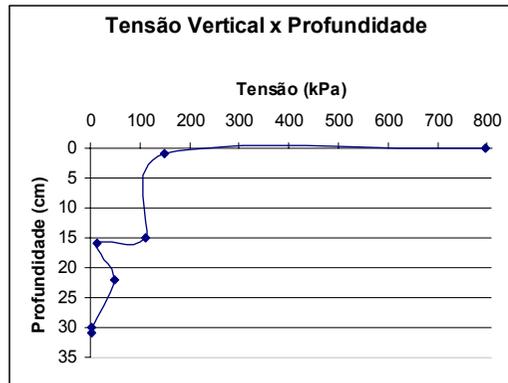


Figura 5 – Tensão vertical x profundidade Caso 3

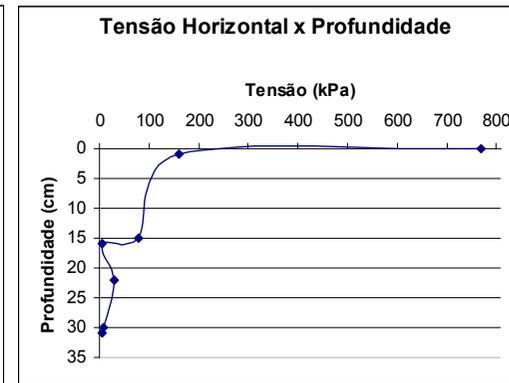


Figura 6 – Tensão horizontal x profundidade Caso 3

Revisão Bibliográfica

Tipos de Combinações Veiculares de Cargas: bitrem e rodotrem

A maioria dos bitrens encontrados no Brasil tem capacidade para 57 toneladas, 19,80 m de comprimento, sete eixos e usam engate do tipo “B”, ou seja, uma segunda quinta roda na traseira do primeiro semi-reboque.

Já o rodotrem é composto por um total de 9 eixos que permite o transporte de um peso bruto total combinado (PBTC) de 74 toneladas. Os dois semi-reboques dessa combinação são interligados por um veículo denominado *dolly*, que possui a característica de se acoplar no semi-reboque dianteiro por um engate automático do tipo A e fazer a ligação com o semi-reboque traseiro através de um engate do tipo B (quinta-roda). Essa combinação só pode ser tracionada por um cavalo-mecânico 6x4 e necessita de um trajeto definido para obter Autorização Especial de Trânsito (AET).

De acordo com Stein et al., (2003) a empresa Cenibra utiliza rodotrens especialmente projetados para as suas condições de terreno montanhoso. São caminhões biarticulados, com 24 metros de comprimento, composto por dois semi-reboques de 9,40 m. Apresenta uma capacidade de 74 toneladas de peso bruto, sendo 47 toneladas de carga, em obediência ao limite concedido pela legislação vigente. O veículo aperfeiçoa o transporte de dois feixes de madeira com toras de 4,40 m de comprimento, com opção de adaptação para três feixes de 2,80 m ou quatro de 2,20 m, por semi-reboque. O *Rodotrem CENIBRA 2000* permite uma melhor distribuição de peso por eixos, além de preservar as estradas e gerar economia para a empresa, uma vez que reduz o número de veículos da frota e os custos com manutenção. Estima-se que a eliminação da operação de transferência de carga para caminhões especializados nos pátios intermediários permitirá uma economia anual em torno de 5,0 % (CENIBRA, 2000).

Tipos de danos causados aos pavimentos

Têm-se observado, na literatura, que não há um consenso sobre as CVCs, no que diz respeito aos danos causados aos pavimentos, à questão da

sobrecarga, ao impacto sobre as obras de arte e à questão do comprimento, ao tipo de engate e da estabilidade. Prova disso, por exemplo, é o Diário Oficial da União de 15 de setembro de 2004, que traz a Resolução nº. 164 do Contran, dispensando de Autorização Especial de Trânsito (AET) os bitrens de 57 t, sete eixos e 19,80 m, que deu origem a declarações e interpretações desencontradas (REIS, 2003).

Uma dessas interpretações dizia respeito à liberação do peso bruto dessas combinações o que, mais tarde, comprovou-se não ser verdadeira, mas acabou por gerar preocupações, em alguns estudiosos, com relação à aceleração da deterioração dos pavimentos e das obras de arte rodoviárias, ao congestionamento do tráfego e ao aumento do índice de acidentes, que esta medida causaria.

Houve, sim, a liberação de um determinado modelo de bitrem e a adição de um parágrafo ao artigo 1º da Resolução nº. 68, dispensando de AET as CVCs de até 57 t, com o máximo de sete eixos, comprimento entre 17,50 m e 19,80 m, engate por meio de quinta roda/pino-rei e que atendam às seguintes exigências:

- aos limites de peso por eixo da Resolução nº. 12/98;
- tenham capacidade máxima de tração compatível com o Peso Bruto Total Combinado;
- seus freios sejam conjugados entre si e atendam ao disposto na Resolução nº. 777/03 do Contran;
- usem, para acoplar os veículos rebocados, engate automático que atenda à NBR 1410/1411, reforçados com corrente ou cabo de aço e,
- obedeçam, no acoplamento do veículo articulado com o pino-rei e a quinta roda, à NBR-5548.

Referências bibliográficas

CENIBRA. Sistema de transporte rodoviário – Projeto de atualização tecnológica e administrativa. Belo Oriente, 2000.

REIS, N. G. Em defesa do bitrens de 9 eixos e da flexibilização das CVCs. NTC (2003).

STEIN, F. R.; RODRIGUES, L. A.; SCHETTINO, S. Sistema de transporte rodoviário da Celulose Nipo-Brasileira – CENIBRA. In: 5º SIMPÓSIO BRASILEIRO SOBRE COLHEITA E TRANSPORTE FLORESTAL. 5, 2003, Porto Seguro, BA. **Anais...** Porto Seguro, BA: SIF/UFV, 2001. p.109-121.