

WALTER CANALES SANT'ANA

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE SOLO-EMULSÃO EM
PAVIMENTOS DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO
PARA O ESTADO DO MARANHÃO**

**São Paulo
2009**

WALTER CANALES SANT'ANA

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE SOLO-EMULSÃO EM
PAVIMENTOS DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO
PARA O ESTADO DO MARANHÃO**

**Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do Título de Doutor em Engenharia**

**São Paulo
2009**

WALTER CANALES SANT'ANA

**CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DE SOLO-EMULSÃO EM
PAVIMENTOS DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO
PARA O ESTADO DO MARANHÃO**

**Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção
do Título de Doutor em Engenharia**

**Área de Concentração:
Engenharia de Transportes**

**Orientador: Prof^a. Titular
Liedi Légi Bariani Bernucci**

**São Paulo
2009**

Este exemplar foi revisado e alterado em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, 23 de maio de 2009.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Sant Ana, Walter Canales

Contribuição ao estudo de solo-emulsão em pavimentos de vias de baixo volume de tráfego para o Estado do Maranhão / W.C. Sant Ana. -- ed. rev. -- São Paulo, 2009.

341 p.

Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes.

1. Infra-estrutura de transportes 2. Estabilização dos solos 3. Pavimentação asfáltica I. Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II. t.

Aos meus pais, Cathy e Valter

À minha esposa Karla

Aos meus filhos João Guilherme, Ana Letícia, Gabriela e Caio

Ao Eng. Humberto Santana “in memoriam” fonte de inspiração deste trabalho

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus por possibilitar a realização deste sonho e por conceder-me as forças necessárias para vencer todas as etapas desta jornada.

Aos meus pais, agradeço por tudo que sou e por tudo que me dão e deram ao longo destes quarenta e muitos anos. Agradeço a acolhida nos períodos em São Paulo quando pude me sentir novamente “filho”, mesmo já pai.

À minha orientadora, Liedi, que passou de “senhora” para amiga, pelos ensinamentos, conselhos e apoio decisivo nos momentos difíceis de finalização.

Ao incansável “Ed” Moura, cujos ouvidos “pacientes”, apoio nos ensaios, conselhos e tiradas de bom humor foram muito importantes em todos os anos de LTP.

Aos demais professores e técnicos da USP, Suzuki, Nader, Carlos Pinto, Nogami, Orlando, Kanji, Joaquim, Toninho, Edson, Simone, Conceição, Cidinha, agradeço pela possibilidade de me sentir novamente aluno ou por esclarecerem as dúvidas que persistiam.

Aos professores e colegas de departamento da UEMA, Teresinha, Sebastião, Dermeval, Walderez, Moreira Lima, Salgado que me substituíram, apoiaram ou de algum modo me ajudaram neste caminho.

Aos amigos de LTP, Fafá, RoCelê, PatLente, PatIngrata, Dio, Ana, Erasmito, Sidnei, Bidú, Eduardo, Sandra, Mary, Diego, Pedro, pelos momentos de descontração, pela troca de experiências técnicas, apoio e amizade. Agradeço de modo especial à doutoranda Rosangela, à Diomária e ao acadêmico Anderson pelo apoio nas “últimas semanas”.

Aos colegas profissionais de várias áreas que contribuíram para o andamento deste trabalho Eng^o Humberto (Ipiranga), Eng^o Antônio (Engepav), Eng^{os} Rogério Santos, Cláudio e Machado (Semsur), laboratoristas Zé Pequeno, Teodoro, Carlos, Dorivan,

Eng^{os} Jorge e Sueli Kusaba (Engesk), Geógrafos Jucivan e Elienê (Nugeo), Eng^o Agrônomo Carvalho (Nugeo), Geólogo Daniel (Sema), Eng^o Alvim (Emap), Eng^a Solange (Derba), acadêmicos Rodrigo, Luane, Ramon (Uema).

Às Profas. Dras. Rita Seabra e Alice Costa Rodrigues, colegas de trabalho, pelo incentivo em meio aos corridos dias de labuta na Uema.

Ao Magnífico Reitor da Uema, Prof. José Augusto Silva Oliveira, pelo apoio e visão da importância deste trabalho na minha formação e para a instituição.

À Rede Asfalto na pessoa de seu coordenador Prof. Jorge Barbosa Soares pelo apoio recebido e pelo exemplo de dinamismo e competência.

À Petrobras pelo apoio institucional nos diversos projetos que direta ou indiretamente auxiliaram na elaboração deste trabalho.

À Asfalto Nordeste, na pessoa do Dr. Bayma e de seu filho “Bayminha”, pelas conversas técnicas, informações e disponibilização de materiais que originaram este trabalho.

Ao Eng^o Carlos Augusto, da Química Norte BA, pela visita às instalações da empresa, informações e visitas ao TCP baiano.

À CAPES, pelo apoio financeiro através da bolsa de estudos em parte do período deste trabalho.

À minha esposa Karla e aos meus filhos João Guilherme, Ana Letícia, Caio e Gabriela, pelo entendimento de minhas ausências.

Enfim, a todos aqueles que de forma direta ou indireta tornaram possível esta etapa de minha vida, agradeço e desejo que compartilhem da felicidade em concluir este trabalho.

RESUMO

O Estado do Maranhão possui uma rede de aproximadamente 55.000 km de estradas, em sua grande maioria com volumes diários médios inferiores a 400 veículos, e uma baixa densidade de rodovias pavimentadas (0,02 km/km²). Os recursos escassos das administrações públicas impossibilitam a realização de novas obras de pavimentação no Maranhão, em ritmo adequado para que alcance padrões similares aos dos Estados brasileiros mais desenvolvidos. A busca de alternativas de pavimentação ou de melhoria da trafegabilidade das estradas, empregando materiais disponíveis na região e técnicas que sejam introduzidas facilmente no meio técnico local, foi a motivação central do trabalho. O uso de solo local reduz consideravelmente os custos, por evitar grandes distâncias de transporte, porém muitos solos de ocorrência na região precisam de estabilização para o emprego em pavimentos. A estabilização destes solos por meio de emulsão asfáltica é uma das alternativas existentes e compõe o objetivo central da tese. Apesar de ser uma técnica utilizada no passado, há poucos trabalhos publicados e não se dispõe de uma norma brasileira que trate de um procedimento laboratorial, nem tampouco uma especificação de serviço que trate das técnicas executivas. Neste trabalho, realizou-se um levantamento das ocorrências de solo na região da ilha de São Luis e a seleção de quatro solos para mistura com um tipo de emulsão apropriada para esta finalidade. Realizaram-se ensaios básicos de caracterização dos solos e da emulsão asfáltica, testando-se diversas porcentagens de emulsão e de umidade da mistura solo-emulsão. Compactaram-se e curaram-se corpos-de-prova em diferentes condições, de modo a identificar a melhor prática e os eventuais ganhos com o tempo e forma de cura em laboratório. Foram determinadas propriedades mecânicas destas misturas solo-emulsão de forma a qualificar os materiais e compará-los entre si e com os materiais de pavimentação usualmente empregados na região. Conceberam-se dois trechos experimentais, com acompanhamento técnico da execução da obra. Após solicitação ao tráfego, os trechos foram monitorados por meio de deflectometria e evolução das patologias. A pesquisa laboratorial e os trechos concebidos e avaliados possibilitaram a proposição de um procedimento laboratorial para a mistura solo-emulsão e de um método executivo para pavimentos, aplicáveis para a região estudada, mas que podem servir de base para estudos com outros solos e regiões, e melhoria da técnica.

ABSTRACT

The Brazilian State of Maranhão has a road network of 55,000-km, mainly with an average daily traffic lower than 400 vehicles and a low density of paved roads (0.02-km/km²). Limited Government funds inhibit new paving works, so the State of Maranhão cannot reach road patterns similar to those of other more developed States in Brazil. The search for a paving alternative or for the improvement on the road traffic conditions, using local materials available and procedures that can be easily introduced in the local technical environment, was the prior motivation in this work. The use of a local soil considerably reduces the amount spent on long hauls; however, many occurrence soils in this region need stabilization to be employed in paving works. The stabilization of these soils by asphalt emulsions is one of the current alternatives and is the main purpose of this thesis. Despite being a technique used in the past, there are a few papers published and there is neither a Brazilian standard for guiding laboratory tests nor a service specification concerning construction techniques. In this work, a soil occurrence survey was carried out in the region of São Luis Island and also the selection of four soils to be mixed with one type of emulsion appropriate to this purpose. Basic tests for characterizing the soils and the asphalt emulsion were made, testing several percentages of emulsion and moisture of the mixtures soil-emulsion. Samples were compacted and cured in different conditions, in order to identify the best practice and laboratory way of curing, as well as possible gains over time. Some mechanical properties of those soil-emulsion mixtures were determined to qualify the materials and to make a comparison among them and also with paving materials usually employed in the region. Two trial sections were constructed, with technical monitoring of the whole process, including the construction work. After loading by the traffic, they were monitored by means of deflections and defects evolution. The laboratory research and the trial sections studied enabled the development of a proposition containing a laboratory procedure for the mixture soil-emulsion and a paving executive method, applicable to the studied region, but it can serve as a basis for studies of other soils and regions and for improving the technique.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Painel da pavimentação nas rodovias de alguns Estados brasileiros (DNIT, 2007).....	34
Figura 2.2 – Número equivalente de operações do eixo padrão de 80 kN para 10 anos de projeto.....	41
Figura 2.3 – Trechos em TCP na Bahia. Detalhe TCP sobre base de laterita.....	56
Figura 2.4 – Segmento com presença de defeitos. Detalhe de panela.....	56
Figura 3.1 – Esquema de produção de uma emulsão asfáltica.....	63
Figura 3.2 – Detalhes da fase aquosa (esquerda) e do emulsificante (direita).....	63
Figura 3.3 – Tanques de armazenamento de matérias-primas (esquerda) e das fases aquosas (direita) em fábrica de emulsões.....	64
Figura 3.4 – Moinho coloidal (esquerda) e detalhe do rotor (direita).....	64
Figura 3.5 – Detalhe de emulsão asfáltica ampliada destacando as gotículas de asfalto com diversos tamanhos (AKZO NOBEL, 2006).....	65
Figura 3.6 – Representação de uma gotícula de CAP envolvida pelo emulsificante num meio (fase) aquoso (JAMES, 2006).....	66
Figura 3.7 – Estágios da ruptura de uma emulsão (JAMES, 2006).....	67
Figura 3.8 – Estrutura do trecho experimental de Moreira (2006).....	104
Figura 4.1 – Localização da área piloto de estudo desta tese.....	110
Figura 4.2 – Média histórica da pluviometria na área de estudo no período de 1961 a 1990.....	111
Figura 4.3 – Balanço hídrico na ilha de São Luís.....	111
Figura 4.4 – Mapa geológico da ilha de São Luís (SANT'ANA <i>et al.</i> , 2005)...	113
Figura 4.5 – Perfil típico de solo concrecionário laterítico.....	114
Figura 4.6 – Mapa pedológico da ilha de São Luís (SANT'ANA <i>et al.</i> , 2005..	115
Figura 4.7 – Nomenclatura das unidades geotécnicas.....	117
Figura 4.8 – Mapa geotécnico da ilha de São Luís.....	118
Figura 4.9 – Detalhes das coletas e preparação das amostras de solo.....	121
Figura 4.10 – Granulometria das amostras de cascalho laterítico.....	124
Figura 4.11 – Granulometria das amostras de solos finos.....	124

Figura 4.12 – Gráfico para classificação de solos MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 1981).....	129
Figura 4.13 – Gráfico para classificação MCT por meio do ensaio mini-MCV (NOGAMI; VILLIBOR, 2003).....	129
Figura 4.14 – Gráfico de classificação MCT-M (VERTAMATTI, 1988).....	131
Figura 4.15 – Gráfico para identificação MCT pastilhas de 20 mm.....	132
Figura 4.16 – Classificação MCT dos solos analisados segundo o método das pastilhas ($\varnothing = 20$ mm).....	135
Figura 4.17 – Classificação MCT, segundo ensaio M-MCV.....	136
Figura 4.18 – Classificação MCT, segundo Vertamatti (1998).....	137
Figura 4.19 – Resultados dos ensaios de compactação Proctor e mini-Proctor.....	141
Figura 4.20 – Relação entre a umidade ótima Proctor e mini-Proctor e os finos dos solos.....	141
Figura 4.21 – Relação entre o mini-CBR e o CBR dos solos estudados.....	143
Figura 4.22 – Modelo bilinear proposto por Hicks (1970) em escala aritmética	145
Figura 4.23 – Relação entre o índice de suporte e o módulo de resiliência dos solos estudados.....	150
Figura 4.24 – Comparação entre os cascalhos lateríticos de Santos (1998) com alguns solos do presente trabalho, para uma tensão confinante de 0,07 MPa.....	153
Figura 5.1 – (a) cascalho laterítico-emulsão (b) solo-emulsão	164
Figura 5.2 – (a) amostras compactadas para ensaio RT - (b) amostras imersas para ensaio RT.....	166
Figura 5.3 – (a) retirada de material para ensaio de umidade; (b) detalhe do corpo-de-prova após imersão de uma hora e ensaio RT.....	166
Figura 5.4 – Resistência à tração por compressão diametral - solo 090.....	168
Figura 5.5 – Perda de resistência à tração devida à imersão – solo 090.....	170
Figura 5.6 – Umidade residual dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 090.....	171
Figura 5.7 – Solo 090 com mesmo teor de emulsão (7,5%) e diversos teores de água.....	172
Figura 5.8 – Resistência à tração por compressão diametral - solo 092F.....	173

Figura 5.9 –	Perda de resistência à tração devido a imersão - solo 092F.....	174
Figura 5.10 –	Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 092F.....	174
Figura 5.11 –	Resistência à tração por compressão diametral - solo 092.....	176
Figura 5.12 –	RRT devido à imersão – solo 092.....	177
Figura 5.13 –	Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 092.....	178
Figura 5.14 –	Resistência à tração por compressão diametral - solo 424.....	179
Figura 5.15 –	Perda de resistência à tração devido à imersão – solo 424.....	180
Figura 5.16 –	Umidade dos corpos-de-prova após o ensaio de RT- solo 424..	180
Figura 5.17 –	Ensaio de RT para os solos estudados por Ferreira (1980).....	183
Figura 5.18 –	Ensaio RT estudado por Micelli (2006) para solo-emulsão.....	184
Figura 5.19 –	Resultados de RT de Gondim (2008).....	185
Figura 5.20 –	Resistência à compressão simples de solo concrecionário laterítico misturado a 4% de emulsão.....	186
Figura 5.21 –	Resistência à compressão simples de solo concrecionário laterítico sem emulsão e com 4% de emulsão com sete dias de cura, imersos e não-imersos.....	187
Figura 5.22 –	Resistência à compressão simples – solo 090.....	188
Figura 5.23 –	Perda de resistência no ensaio de compressão simples – solo 090.....	189
Figura 5.24 –	Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 090.....	190
Figura 5.25 –	Resistência à compressão simples – solo 092F.....	191
Figura 5.26 –	RRCS – solo 092F.....	192
Figura 5.27 –	Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 092F.....	193
Figura 5.28 –	Resistência à compressão simples – solo 092.....	194
Figura 5.29 –	RRCS no ensaio de RCS – solo 092.....	195
Figura 5.30 –	Umidade residual após ensaio de resistência à compressão simples – solo 092.....	195
Figura 5.31 –	Resistência à compressão simples – solo 424.....	196
Figura 5.32 –	RRCS no ensaio de compressão simples – solo 424.....	197

Figura 5.33 – Umidade após ensaio de resistência à tração – solo 424.....	198
Figura 5.34 – Resultados de Ferreira (1980) em ensaios de RCS.....	200
Figura 5.35 – Ensaio de RCS em misturas solo-emulsão de Miceli (2006)....	201
Figura 5.36 – Ensaio de RCS em misturas solo-emulsão de Soliz (2007).....	201
Figura 5.37 – Ensaio de RCS em misturas solo-emulsão de Gondim (2008).	202
Figura 5.38 – Ensaio WTAT sobre amostra de solo 424 sem emulsão; com 4,5% de emulsão; com 4,5% de emulsão + capa selante.....	204
Figura 5.39 – Ensaio WTAT sobre amostra de solo 424 sem emulsão; com 4,5% de emulsão; com 4,5% de emulsão + capa selante.....	205
Figura 6.1 – Preparação dos corpos-de-prova com papel filtro para frente úmida.....	213
Figura 6.2 – Módulo de resiliência do solo 424 após 7 dias de cura para os teores de 0%; 3%; 6% e 9%, além da referência com 1 dia de cura.....	215
Figura 6.3 – Módulos de resiliência do solo 424 após 7 dias de cura + frente úmida para os teores de 0%; 3%; 6% e 9%, além da referência com 1 dia de cura.....	216
Figura 6.4 – Módulos de resiliência do solo 424 para 0% de emulsão.....	218
Figura 6.5 – Módulos de resiliência do solo 424 – 3% de emulsão e referência.....	218
Figura 6.6 – Módulos de resiliência do solo 424 – 6% de emulsão e referência.....	219
Figura 6.7 – Módulos de resiliência solo do 424 – 9% de emulsão e referência.....	219
Figura 6.8 – Módulos de resiliência do solo 090 após 7 dias de cura para os teores 0%; 3%; 6% e 9%, além da referência com 1 dia de cura.....	221
Figura 6.9 – Módulos de resiliência do solo 090 após 7 dias de cura e 7 dias na frente úmida para os teores de 0%; 3%; 6% e 9%, além da referência com 1 dia de cura.....	221
Figura 6.10 – Módulos de resiliência do solo 090 para 0% de emulsão.....	223
Figura 6.11 – Módulos de resiliência do solo 090 - 3% de emulsão e referência.....	223

Figura 6.12 – Módulos de resiliência do solo 090 - 6% de emulsão e referênci.....	224
Figura 6.13 – Módulos de resiliência do solo 090 - 9% de emulsão e referênci.....	224
Figura 6.14 – Solo A de Gondim (2008) com cura de 7 dias.....	226
Figura 6.15 – MR do solo A de Miceli (2006) para vários teores de emulsão..	227
Figura 6.16 – MR do solo B de Miceli (2006) para vários teores de emulsão..	228
Figura 6.17 – Resultados de MR do solo 1 com RL-1C (SOLIZ, 2007).....	229
Figura 6.18 – Resultados de MR do solo 3 com RL-1C (SOLIZ, 2007).....	230
Figura 6.19 – Evolução do módulo de resiliência para o solo 2 de Soliz (2007).....	231
Figura 6.20 – Resultados de MR de diversos pesquisadores nacionais.....	232
Figura 7.1 – Localização geral dos trechos experimentais.....	238
Figura 7.2 – Localização específica dos trechos experimentais.....	239
Figura 7.3 – Trecho experimental 1 – Rua Treze do Engenho.....	240
Figura 7.4 – Vista do trecho experimental 2 – campus Uema.....	243
Figura 7.5 – Seqüência dos serviços de solo-emulsão na Rua Treze do Engenho.....	246
Figura 7.7 – Capa selante na Rua Treze do Engenho após 30 dias de sua execução.....	250
Figura 7.8 – Etapas de construção do trecho experimental em solo-emulsão no trecho experimental 2.....	253
Figura 7.9 – Aparência do trecho experimental nos dias subseqüentes à construção.....	254
Figura 7.10 – Localização dos furos de sondagem no acesso ao Portão 3 – Uema.....	256
Figura 7.11 – Trincheira aberta para sondagem e coleta de material das camadas de pavimento.....	256
Figura 7.11 – Deflexões recuperáveis máximas no trecho experimental 1.....	259
Figura 7.12 – Raios de curvatura no trecho experimental 1.....	259
Figura 7.13 – 1º Levantamento deflectométrico – Fev/2007.....	260
Figura 7.14 – Deflexões recuperáveis máximas em dois levantamentos após a obra de solo-emulsão – trecho experimental 2.....	260

Figura 7.15 – Raios de curvatura em dois levantamentos após a obra de solo-emulsão – trecho experimental 2.....	261
Figura 7.16 – Bacias de deflexão - segmento homogêneo 1 – trecho experimental 2.....	263
Figura 7.17 – Bacias de deflexão - segmento homogêneo 2 – trecho experimental 2.....	263
Figura 7.18 – Defeitos observados nos trechos experimentais 1 e 2.....	265
Figura 7.19 – Outros defeitos observados nos trechos experimentais 1 e 2...	266
Figura 7.20 – Defeitos característicos de rodovias de BVT com revestimento primário de cascalho laterítico na ilha de São Luís.....	267
Figura 7.21 – Incidência de defeitos por seções de 10m em relação à área total do trecho – Levantamento de dezembro de 2007.....	269
Figura 7.22 – Incidência de defeitos por seção transversal em relação à área total do trecho – Levantamento de outubro de 2008.....	269
Figura 7.23 – Levantamento do ICRN do trecho experimental 2 (26/12/07 e 20/09/08).....	270

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 –	Rodovias do Estado do Maranhão por jurisdição e existência de pavimento.....	35
Tabela 2.2 –	Extensão de rodovias pavimentadas (km e %) e densidade (km/km ²) de vários países.....	37
Tabela 2.3 –	Definição das classes de tráfego segundo normas francesas (LCPC, 1997),.....	41
Tabela 2.4 –	Estimativa do volume diário médio (VDM) em relação à classificação funcional na região de Wallone, Bélgica (MRW, 1985)	42
Tabela 2.5 –	Tráfego da malha rodoviária estadual maranhense.....	44
Tabela 2.6 –	Tipo de revestimento por faixa de tráfego das rodovias estaduais maranhenses.....	45
Tabela 2.7 –	Faixas granulométricas para materiais de base que serão revestidos por anti-pó (Costa, 1985).....	53
Tabela 2.8 –	Granulometria do agregado do tratamento anti-pó.....	54
Tabela 3.1 –	Especificações técnicas de emulsões catiônicas (Portaria MINFRA n° 16, de 17.1.1991 – DOU 18.1.1991 – Regulamento Técnico DNC n°01/91).....	70
Tabela 3.2 –	Tipos e quantidades de materiais betuminosos adequados para cada tipo de solo (YODER; WITCZAK, 1975).....	79
Tabela 3.3 –	Algumas características de métodos de dosagens praticados nos EUA (WALLER Jr, 1985)	81
Tabela 3.4 –	Valores de k (módulo de riqueza) (modificado a partir de Santana, 1992).....	88
Tabela 3.5 –	Faixa granulométrica (DER-SP,1991).....	90
Tabela 3.6 –	Parâmetros para aceitação de misturas solo-asfalto (DER-SP, 1991).....	93
Tabela 3.7 –	Estudo paramétrico de massa específica aparente seca, resistência e módulo secante, considerando umidade, teor de emulsão e tempo de aeração dos solos estudados por Jacintho (2005).....	103
Tabela 4.1 –	Alguns aspectos dos municípios da área de estudo da	110

	pesquisa.....	
Tabela 4.2 –	Unidades pedológicas da ilha de São Luís com nova nomenclatura.....	114
Tabela 4.3 –	Principais unidades geotécnicas resultantes na ilha de São Luís.....	119
Tabela 4.4 –	Resumo da coleta de material para os ensaios deste trabalho.....	123
Tabela 4.7 –	Índices de consistência (%), granulometria (%) e classificações TRB e SUCS.....	126
Tabela 4.8 –	Resumo dos ensaios MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 1980; 1981; 1995; MOURA <i>et al.</i> , 2006).....	128
Tabela 4.9 –	Critérios adotados para identificação preliminar de solos, segundo a MCT-pastilhas (GODOY; BERNUCCI, 2000).....	132
Tabela 4.10 –	Resultado da classificação MCT dos solos coletados, segundo ensaio mini-MCV e identificação pelo método das pastilhas.....	134
Tabela 4.11 –	Compostos minerais encontrados nos solos submetidos à difratometria de Raio-X.....	138
Tabela 4.12 –	Peso específico aparente seco máximo e umidade ótima, segundo DNIT-ME 162/94 e DNIT-ME 228/94.....	140
Tabela 4.13 –	Resultados de índice de suporte Califórnia e expansão CBR das amostras coletadas na área de estudo (DNIT-ME 049/94 e DNIT-ME 254/97).....	142
Tabela 4.14 –	Módulos de resiliência de diversos solos da área de estudo desta tese.....	149
Tabela 4.15 –	Modelos, equações e resultados de módulo de resiliência encontrados na camada de base no trabalho de Santos (1998).....	152
Tabela 4.16 –	Valores de módulo de resiliência de vários solos do Estado de Minas Gerais (MARANGON, 2004) comparados com alguns solos do presente trabalho.....	154
Tabela 4.17 –	Comparação dos resultados de módulo de resiliência de alguns solos de Bernucci (1995) e solos da área de estudos	

	desta tese.....	154
Tabela 5.1 –	Resumo dos parâmetros de caracterização dos solos escolhidos para mistura com emulsão.....	160
Tabela 5.2 –	Simulação do teor residual teórico de asfalto nos solos estudados.....	163
Tabela 5.3 –	Variação do teor de emulsão para os solos estudados segundo os parâmetros de módulo de riqueza e superfície específica.....	163
Tabela 5.4 –	Resumo dos resultados obtidos para seleção do teor de fluido adequado para os solos ensaiados.....	182
Tabela 5.5 –	Resumo dos resultados de RCS para seleção do teor de fluido adequado para os solos ensaiados.....	199
Tabela 5.6 –	Resultados do ensaio WTAT dos solos 424 e 090.....	206
Tabela 5.7 –	Variação dos resultados de RT e RCS dos solos estudados neste trabalho, conforme a variação do teor de emulsão e do condicionamento dos corpos-de-prova.....	207
Tabela 6.1 –	Programação de ensaios de MR (solos 424 e 090).....	215
Tabela 6.2 –	Parâmetros do modelo de MR adotado e condições de ensaio para os corpos-de-prova do solo 424.....	217
Tabela 6.3 –	Umidade dos corpos-de-prova do solo 424 após ensaios de MR (em %)	220
Tabela 6.4 –	Parâmetros do modelo de MR adotado e condições de ensaio para os corpos-de-prova do solo 090	222
Tabela 6.5 –	Umidade dos corpos-de-prova do solo 090 após ensaios de MR (em %)	225
Tabela 6.6 –	Resultados do ensaio CBR – solo 424	235
Tabela 6.7 –	Resultados do ensaio CBR – solo 090	236
Tabela 7.1 –	VDM para contagem de 2 dias (16h/dia), considerando os dois sentidos, para o trecho da Rua do Engenho	241
Tabela 7.2 –	Dados de caracterização geotécnica do trecho experimental 1 na situação encontrada	241
Tabela 7.3 –	Material de base utilizado na reconformação da plataforma de pavimentação no trecho experimental 1	242

Tabela 7.4 –	VDM para contagem de 2 dias (16h/dia) para o acesso Uema.....	244
Tabela 7.5 –	Dados de caracterização geotécnica do trecho experimental 2 na situação encontrada	244
Tabela 7.6 –	Material utilizado na regularização da plataforma	245
Tabela 7.7 –	Materiais coletados do acesso ao portão 3 – Uema	257
Tabela 7.8 –	Percentual residual de CAP nas amostras de solo-emulsão do trecho experimental 2	257
Tabela 7.9 –	Resultados de deflectometria do trecho experimental 1 em fase anterior e posterior à execução do solo-emulsão	258
Tabela 7.10 –	Resultados de deflectometria do trecho experimental 2 em dois levantamentos posteriores à execução do solo-emulsão.....	261
Tabela 8.1 –	Características preferenciais para aceitação de solos.....	275
Tabela 8.2 –	Características para aceitação da emulsão RL-1C	276
Tabela 8.3 –	Parâmetros para aceitação das misturas solo-emulsão a partir dos ensaios RT e RCS	279
Tabela 8.4 –	Defeitos verificados nos trechos experimentais	285

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO –	American Association of State Highway and Transportation Officials
AAUQ –	Areia-Asfalto Usinada a Quente
ABEDA –	Associação Brasileira de Empresas Distribuidoras de Asfalto
ABNT –	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADB –	Asian Development Bank
ASTM –	American Society for Testing Materials
BVT –	Baixo Volume de Tráfego
CBR –	Califórnia Bearing Ratio
CM –	Asfalto diluído de Cura Média
CNT –	Confederação Nacional dos Transportes
CAP –	Cimento Asfáltico de Petróleo
CFN –	Companhia Ferroviária do Nordeste
CAUQ –	Concreto Asfáltico Usinado a Quente
DNIT –	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DER-RJ –	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Rio de Janeiro
DER-SP –	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
DNC –	Departamento Nacional de Combustíveis
DOT –	Department of Transportation
DOU –	Diário Oficial da União
ELSYM5 –	Elastic Layered System
ES –	Especificação de Serviço
FHWA –	Federal Highway Administration
FV –	Fator de Veículos
GEINFRA –	Gerência Estadual de Infraestrutura
GEPLAN –	Gerência Estadual de Planejamento
GPS –	Global Positioning System
IBGE –	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IBP –	Instituto Brasileiro do Asfalto
ICDD –	International Centre for Diffraction Data
ICRN –	Índice de Condição de Rodovias Não-Pavimentadas

IDH –	Índice de Desenvolvimento Humano
IMESC –	Instituto Maranhense de Estudos Socioeconômicos e Cartográficos
INPE –	Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais
IP –	Índice de Plasticidade
ISC –	Índice de Suporte Califórnia
LEN –	Leito Natural
LL –	Limite de Liquidez
LCPC –	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LWT –	<i>loaded wheel test</i>
MA –	Rodovia no Estado do Maranhão sob jurisdição estadual
ME –	Método de Ensaio
MCT –	Miniatura-Compactado-Tropical
MINFRA –	Ministério da Infraestrutura
MR –	módulo de resiliência
MRW –	Ministère de la Région Wallone
N –	Número de eixos equivalentes ao eixo padrão de 8,2 t
NBR –	Norma Brasileira
NP –	Não-Plástico
OECD –	Organisation for Economic Co-operation and Development
PAN(ICSD) –	PANanalytical Inorganic Crystal Structure for Diffraction Data
PI –	Proctor Intermediário
PI –	Resultado do Ensaio de Perda por Imersão
PMFA –	Pré-Misturado a Frio Aberto
PMQsD –	Pré-Misturado a Frio semi-Denso
PMF –	Pré-Misturado a Frio
PIB –	Produto Interno Bruto
RCS –	Resistência à Compressão Simples
RT –	Resistência à Tração por Compressão Diametral
RP –	Revestimento Primário
RL –	Emulsão asfáltica de Ruptura Lenta
RM –	Emulsão asfáltica de Ruptura Média
RR –	Emulsão asfáltica de Ruptura Rápida

RRCS –	Relação entre as Resistências à Compressão Simples
RRT –	Relação entre as Resistências à Tração
ESSO –	Exxon Mobil Corporation
SEMSUR –	Secretaria Municipal de Serviços Urbanos
TAP –	Tratamento antipó
TCP –	Tratamento contrapó
TSD –	Tratamento Superficial Duplo
TSS –	Tratamento Superficial Simples
TST –	Tratamento Superficial Triplo
USDA –	<i>U.S. Department of the Army</i>
USP –	Universidade de São Paulo
VMJA –	Volume Moyen par Jour Annuel
VDM –	Volume Diário Médio
WTAT –	<i>Wet Track Abrasion Test</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	25
1.1 OBJETIVOS.....	27
1.2 JUSTIFICATIVA.....	28
1.3 MÉTODOS EMPREGADOS.....	29
1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	30
1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	31
2 VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO	33
2.1 A IMPORTÂNCIA DAS VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO.....	33
2.2 O QUE É BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO.....	39
2.3 O QUE É BAIXO CUSTO.....	46
2.4 REVESTIMENTO DE PAVIMENTOS PARA RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO NÃO-REVESTIDAS.....	49
2.4.1 Tratamento anti-pó	51
2.4.1.1 Aplicabilidade.....	52
2.4.1.2 Materiais Constituintes.....	53
2.4.1.3 Execução.....	54
2.5 DEFEITOS EM VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO NÃO – REVESTIDAS.....	56
3 ESTABILIZAÇÃO ASFÁLTICA	60
3.1 EMULSÕES ASFÁLTICAS.....	60
3.1.1 O processo de fabricação das emulsões asfálticas	62
3.1.2 O emulsificante	65
3.1.3 A ruptura da emulsão	66
3.1.4 Classificação das emulsões	68
3.1.5 Ensaios de caracterização da emulsão asfáltica	71
3.2 ESTABILIZAÇÃO ASFÁLTICA.....	73
3.2.1 Os solos estabilizados com emulsão	76
3.2.2 O processo de dosagem da mistura solo-emulsão	78
3.2.3 Quantidade de água	84
3.2.4 Granulometria	85
3.2.5 Cura	90
3.2.6 Ensaios	91

3.2.7 Aspectos construtivos.....	94
3.2.8 A estabilização de solos com emulsão no Brasil.....	96
4 CONDIÇÕES GEOAMBIENTAIS E CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS DA ILHA DE SÃO LUÍS.....	109
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	109
4.2 ASPECTOS GERAIS.....	109
4.3 CLIMA.....	110
4.4 GEOLOGIA.....	112
4.5 PEDOLOGIA.....	113
4.6 GEOTECNIA.....	116
4.7 COLETA DE MATERIAIS.....	120
4.8 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	123
4.8.1 Granulometria.....	123
4.8.2 Índices de consistência.....	125
4.8.3 Classificação unificada e rodoviária dos solos.....	125
4.8.4 Classificação de solos tropicais.....	126
4.8.4.1 Classificação MCT – apresentação sucinta do método.....	127
4.8.4.2 Resultados da classificação MCT e ensaios complementares.....	133
4.8.5 Ensaio mineralógicos dos solos.....	137
4.8.6 Compactação.....	139
4.8.7 CBR.....	142
4.8.8 Módulo de resiliência.....	144
4.8.8.1 Modelos matemáticos representativos do módulo de resiliência de solos.....	144
4.8.8.2 Resultados encontrados com as amostras selecionadas.....	147
5 DOSAGEM DO SOLO – EMULSÃO.....	156
5.1 INTRODUÇÃO.....	156
5.2 SELEÇÃO DO SOLO.....	158
5.3 SELEÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO.....	160
5.4 ESCOLHA DO TEOR TEÓRICO DE LIGANTE.....	161
5.5 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	164
5.5.1 Preparação dos corpos-de-prova.....	164
5.5.2 Resultados dos ensaios.....	167
5.5.2.1 Solo 090.....	167
5.5.2.2 Solo 092F.....	172

5.5.2.3 Solo 092.....	175
5.5.2.4 Solo 424.....	178
5.5.2.5 Resumo dos resultados de RT.....	181
5.5.3 Resultados de RT de outros trabalhos em solo-emulsão.....	183
5.6 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	185
5.6.1 Compactação e condicionamento dos corpos-de-prova.....	185
5.6.2 Resultados dos ensaios.....	187
5.6.2.1 Solo 090.....	187
5.6.2.2 Solo 092F.....	190
5.6.2.3 Solo 092.....	193
5.6.2.4 Solo 424.....	196
5.6.2.5 Resumo dos resultados de RCS.....	198
5.6.3 Resultados de RCS comparados aos de outros trabalhos com solo-emulsão.....	199
5.7 ENSAIO WTAT.....	202
5.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A DOSAGEM DE EMULSÃO ASFÁLTICA A PARTIR DOS ENSAIOS DE RT, RCS E WTAT	206
6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS DE SOLO-EMULSÃO.....	209
6.1 INTRODUÇÃO.....	209
6.2 AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS POR MEIO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	210
6.2.1 Preparação e compactação dos corpos-de-prova.....	210
6.2.2 Programação para os ensaios de módulo de resiliência dos solos.....	213
6.2.3 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência – solo 424.....	215
6.2.4 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência – solo 090.....	220
6.2.5 Outras pesquisas correlatas.....	225
6.2.6 Avaliação dos resultados de módulo de resiliência.....	233
6.3 AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS POR MEIO DO ENSAIO CBR.....	234
7 TRECHOS EXPERIMENTAIS.....	237
7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	237
7.2 CARACTERIZAÇÃO DOS TRECHOS.....	240
7.2.1 Rua Treze do Engenho – trecho experimental 1.....	240
7.2.2 Acesso ao portão 3 Uema – trecho experimental 2.....	243
7.3 EXECUÇÃO DAS OBRAS DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS.....	245
7.3.1 Rua Treze do Engenho – trecho experimental 1.....	245

7.3.2 Acesso ao portão 3 Uema – trecho experimental 2.....	250
7.4 CONTROLE TECNOLÓGICO.....	254
7.4.1 Sondagem das camadas de pavimento – trecho experimental 2.....	255
7.4.2 Controle deflectométrico – trecho experimental 1.....	258
7.4.3 Controle deflectométrico – trecho experimental 2.....	259
7.5 DEFEITOS OBSERVADOS NOS TRECHOS EXPERIMENTAIS.....	264
7.6 AVALIAÇÃO DA SUPERFÍCIE DO TRECHO EXPERIMENTAL 2.....	268
7.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS TRECHOS EXPERIMENTAIS.....	271
8. DIRETRIZES PARA ESPECIFICAÇÃO DE SERVIÇO PARA CAMADA DE PAVIMENTAÇÃO EM SOLO-EMULSÃO PARA VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO.....	273
8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	273
8.2 FINALIDADE.....	273
8.3 CONDIÇÕES GERAIS.....	274
8.4 CONDIÇÕES ESPECÍFICAS.....	274
8.4.1 Materiais.....	274
8.4.2 Dosagem.....	276
8.4.3 Equipamentos.....	280
8.4.4 Execução.....	280
8.4.5 Controles	282
8.4.6 Orientação quanto às patologias verificadas.....	284
9. CONCLUSÕES.....	286
REFERÊNCIAS.....	293
APÊNDICE A – MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS.....	304
APÊNDICE B – VISTORIA DO TRECHO EXPERIMENTAL 2(dez/07)	319
APÊNDICE C – INSPEÇÃO DE DEFEITOS – TRECHO EXPERIMENTAL 2 - ICRN.....	324
APÊNDICE D – CLASSIFICAÇÃO MCT.....	328
APÊNDICE E – ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO MCT.....	329
APÊNDICE F – GRANULOMETRIA E ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA DOS SOLOS COLETADOS.....	330
APÊNDICE G – DEFLECTOMETRIA DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS.....	331
ANEXO A – MÉTODO DE LEVANTAMENTO DA CONDIÇÃO DA SUPERFÍCIE DE RODOVIAS NÃO-PAVIMENTADAS...	334

1 INTRODUÇÃO

As vias de baixo volume de tráfego (BVT) têm um importante papel dentro do desenvolvimento de um país como o Brasil. Representam mais de 85% da malha rodoviária existente (DNIT, 2007a), sendo de grande relevância social e econômica.

Em geral, estas rodovias pertencem aos sistemas locais ou coletores secundários do ponto de vista funcional, e à classe IV sob a classificação técnica do órgão rodoviário federal brasileiro (DNER, 1999). Cerca de 62% do transporte de cargas do país é feito através das rodovias, e as rodovias de BVT fazem parte do modal de transporte inicial, muitas vezes único, da maioria dos produtos agropecuários nacionais (CNT, 2007).

O alcance social de uma rodovia pavimentada é incomensurável, pois possibilita o acesso aos municípios ou povoados, permitindo o desenvolvimento, o conforto e a melhor qualidade de vida da população.

Pelo seu baixo volume de tráfego, estas rodovias, quase sempre, não são dotadas de uma estrutura de pavimento que contemple um revestimento. São rodovias implantadas, cujo tráfego ocorre sobre o leito natural ou sobre um revestimento primário, constituído geralmente de um solo local com algum percentual de pedregulhos que o torna mais resistente à ação do tráfego e das intempéries.

A ausência de revestimento, ou ainda, apenas o revestimento primário como superfície de rolamento, inibe o aumento de tráfego e o desenvolvimento regional, além de se apresentar como solução agressiva ao meio ambiente, pois requer, a médio e longo prazo, mais material de jazida na sua conservação, se comparada a uma rodovia pavimentada. Outrossim, promove maior emissão de particulados sob ação do tráfego em períodos secos, o que é prejudicial às populações lindeiras.

A dotação de uma estrutura de pavimento adequada traz grandes benefícios aos diversos segmentos da sociedade, como conforto aos usuários, diminuição dos

custos operacionais dos veículos e, conseqüentemente, menor custo de transporte, desenvolvimento regional e qualidade de vida.

Numa estrutura de pavimento para rodovias de BVT não é necessária a adoção de padrões utilizados em rodovias de maior tráfego. Ou seja, as espessuras das camadas, os materiais utilizados, as técnicas empregadas devem ser adequadas ao tráfego solicitante e aos materiais locais, resultando assim num custo menor.

A utilização de materiais locais e técnicas construtivas mais simples não devem no entanto, ser confundidos com menor qualidade, seja no projeto, execução e controle tecnológico. A atenção dada aos três tópicos apontados deverá ser ainda maior, mesmo dentro de um contexto global mais simples.

As rodovias de BVT são muito sensíveis às variabilidades de materiais (granulometria, índices de consistência, suporte, por exemplo), às falhas de execução, às intempéries e ao excesso de carga, justamente por apresentarem uma estrutura de camadas simplificada, materiais por vezes menos resistentes e revestimentos, se existirem, bastante delgados em geral, principalmente constituídos por tratamentos superficiais.

Considera-se portanto que a alteração e adequação de limites nas especificações de materiais, seguidas de um maior rigor no seu enquadramento através de um controle tecnológico efetivo em obra, podem ser de vital importância para o sucesso das soluções chamadas locais.

O solo-emulsão aparece como alternativa de mistura para constituir camada de pavimento de vias de BVT, atuando como base ou revestimento. O solo-emulsão pode viabilizar a utilização de solos locais estabilizados com baixos teores de cimento asfáltico de petróleo (CAP) residual, de maneira que a mistura solo-emulsão atinja resistência e estabilidade frente à ação do tráfego, tanto aos esforços de compressão, como de abrasão dos pneus. Além disso, proporciona maior impermeabilização da superfície, reduzindo os problemas de infiltração de chuvas e perda de resistência dos materiais pelo contato com água. O uso de solo-emulsão

pode auxiliar na garantia de trafegabilidade e melhorar o conforto ao usuário, com menor reposição de material nos serviços de conservação das estradas.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo principal desta tese é estabelecer critérios técnicos para seleção de solos e para a dosagem de solo-emulsão, bem como delinear processos executivos de camada de pavimento, empregando esta mistura, em contato direto com o tráfego ou revestida de capa selante, como uma alternativa técnica para vias de baixo volume de tráfego.

Para o estabelecimento destes critérios e métodos foram feitos estudos das ocorrências de solos em campo na área da região metropolitana de São Luís, Maranhão, sendo selecionadas quatro amostras de grande predominância e importância. Realizaram-se ensaios de caracterização dos materiais e testaram-se misturas solo-emulsão com diversos teores residuais de asfalto e diferentes umidades e técnicas de adição do ligante asfáltico. Foram pesquisadas várias técnicas de dosagem de solo-emulsão, e realizados ensaios para a determinação das propriedades mecânicas dessas misturas. Finalmente, pôde-se testar procedimentos executivos para a construção de camadas de solo-emulsão e aprimorá-los, graças à concepção de dois trechos experimentais, projetados, acompanhados e monitorados na região de estudo.

Como objetivos específicos destacam-se:

- utilizar técnicas de mapeamento para reconhecimento de solos na área de pesquisa;
- introduzir a metodologia miniatura-compactado-tropical (MCT) na classificação e caracterização dos solos finos do Estado do Maranhão;
- caracterizar os cascalhos lateríticos da área de pesquisa;
- estabelecer um procedimento de laboratório para dosagem de solo-emulsão;
- estabelecer um procedimento de campo para as obras de solo-emulsão;
- difundir a técnica entre os engenheiros e técnicos da região ludovicense.

1.2 JUSTIFICATIVA

A elaboração deste trabalho se justifica de várias formas: carência na pesquisa de soluções alternativas para a pavimentação de rodovias secundárias de baixo volume de tráfego, principalmente com materiais da região nordeste e norte do país; revitalização do uso de misturas solo-emulsão; inexistência de norma de dosagem e especificações de serviço para esta mistura, entre uma série de outras razões.

Existem algumas pesquisas nacionais que versam sobre estabilização de solos utilizando cal, cimento, argila calcinada, produtos químicos, etc. Porém, poucas pesquisas, principalmente no âmbito das dissertações de mestrado e teses de doutorado, são desenvolvidas considerando-se a realidade da região nordeste.

A estabilização com emulsão asfáltica, por sua vez, foi tratada nas décadas de 60 e 70 em trabalhos técnicos e relatos de obras, mas aparecem em menor número de trabalhos científicos e acadêmicos que os estabilizantes citados acima, e somente nesta década a técnica voltou a ganhar espaço no cenário acadêmico. Entende-se que esta solução tem melhor aplicabilidade em algumas regiões brasileiras, face aos equipamentos utilizados, condições de estocagem, requisitos para o controle tecnológico, gama variada de solos para os quais pode ser aplicada e custo competitivo se considerados os serviços de conservação.

Poucos são os trabalhos de pesquisas que envolvem soluções alternativas que se transformam em trabalhos adotados por órgãos rodoviários para aplicação em larga escala. Presume-se que a falta de especificações simplificadas, a continuidade da pesquisa, ou mesmo a falsa idéia de que estas soluções não requerem controle tecnológico, são fatores que limitam a difusão dessas técnicas. A descontinuidade do uso do solo-emulsão, por exemplo, é resultante de diversos fatores, associados ou não: insucessos observados (geralmente localizados); complexidade de execução ou maior rigor no controle tecnológico; ou ainda, por ser uma solução pouco atrativa, financeiramente, aos empreiteiros e fornecedores.

Assim, um trabalho que envolva um assunto pouco difundido, utilizando materiais locais, voltado à realidade da região nordeste e às rodovias secundárias de baixo volume de tráfego aparece como expectativa de suprir uma lacuna na pesquisa de pavimentação.

1.3 MÉTODOS EMPREGADOS

Foi realizada revisão bibliográfica buscando envolver trabalhos nacionais disponíveis no assunto e vários trabalhos internacionais, sobretudo americanos. Inicialmente, buscou-se o estado-da-arte do solo-emulsão, tentando identificar as dificuldades dos pesquisadores, o porquê da não difusão da solução, quais os ensaios mais adequados ou que melhor se adaptariam à realidade desta pesquisa.

O segundo passo foi caracterizar a área da pesquisa, com maior enfoque na geologia e pedologia, por se tratarem de subsídios básicos para o entendimento das ocorrências dos solos locais. Para tanto, contou-se ainda com o auxílio de programa computacional específico, capaz de gerar unidades chamadas geotécnicas a partir da “sobreposição” das unidades geológicas e pedológicas. Desse modo, foi rápida a identificação das unidades de maior presença, para que destas fosse coletado material para os ensaios deste trabalho.

A coleta georreferenciada e a caracterização do material local não consumiram grande quantidade de páginas do trabalho, mas, certamente, concentraram grande parte do tempo e esforço desta pesquisa.

O trabalho em laboratório com a mistura solo-emulsão proporcionou significativos ganhos de conhecimento, pois envolveu uma série de variáveis na mistura, aeração, compactação, cura e ensaios do solo-emulsão que resultaram nos procedimentos metodológicos adotados. Destacam-se os ensaios utilizados para definição do teor de emulsão como: resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral, além dos outros ensaios realizados para o conhecimento da

mistura em questão como módulo de resiliência, *wet track abrasion test* (WTAT) e índice de suporte Califórnia.

Por fim, realizaram-se dois trechos experimentais para que os procedimentos de campo fossem testados, além do desempenho da mistura solo-emulsão em serviço, por meio de levantamento deflectométrico e levantamento visual dos defeitos de superfície.

1.4 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A área da pesquisa abrange a ilha de São Luís no Estado do Maranhão, região nordeste do Brasil. Nesta ilha, localiza-se a capital e maior cidade do Estado, São Luís, além de outros três municípios (São José de Ribamar, Raposa e Paço do Lumiar). A área total em questão contempla 1453,1 km², com população aproximada, em 2006, de 1.255.879 habitantes (IMESC, 2007).

A atividade econômica é baseada na indústria de transformação de alumínio, alimentícia, turismo e nos serviços. São Luís, que apresenta o maior PIB do Estado e 29º lugar entre os municípios brasileiros, tem o 12º parque industrial dentre as 27 capitais brasileiras (IMESC, 2007). Os demais municípios da ilha de São Luís são considerados “dormitórios” ou com atividades turísticas, pesca ou artesanato.

A única ligação rodoviária com o continente é feita pela BR-135, que tem 32 km de São Luís até a ponte do Estreito dos Mosquitos, que limita a ilha. Existem duas ferrovias que fazem esta conexão com o restante do Estado: a ferrovia dos Carajás, operada pela Companhia Vale e a ferrovia São Luís – Teresina, operada pela Companhia Ferroviária do Nordeste (CFN). As duas ferrovias concentram suas atividades no transporte de carga.

Destaca-se ainda, no cenário econômico e dos transportes, o complexo portuário de São Luís, segundo maior em movimentação de cargas do país (Rios, 2005). Situa-se na baía de São Marcos, compreendendo o Porto do Itaqui, o Terminal da Ponta da

Madeira para embarque de minério de ferro, o Porto da empresa Alumar, e os Terminais Pesqueiros de Porto Grande e Ponta da Espera (*ferryboat*).

Quanto ao terminal aeroportuário, o aeroporto internacional Marechal Cunha Machado, situado em São Luís, é o principal do Estado.

Esta pesquisa iniciou-se no ano de 2005 com término em 2009. Seu desenvolvimento ocorreu na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, mais precisamente, no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação, e em parte no Estado do Maranhão, com a coleta de material, sua preparação e ensaios preliminares nas dependências da Universidade Estadual do Maranhão, além da realização dos trechos experimentais.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No capítulo 1 faz-se a **Introdução**, iniciação ao assunto da tese, expondo seus objetivos e a justificativa para o tema escolhido. Complementa-se o capítulo com a delimitação da área da pesquisa, os métodos empregados e a organização do trabalho.

O capítulo 2 - **Vias de Baixo Volume de Tráfego** trata de situar a importância deste tipo de via, além de buscar uma definição para as mesmas.

A **Estabilização Asfáltica** é estudada no capítulo 3, que pode ser considerado como um dos principais dentro da revisão bibliográfica, abrangendo a emulsão asfáltica, as variáveis inerentes ao solo-emulsão e o estado-da-arte desta mistura no Brasil.

O capítulo 4 - **Condições Geoambientais e Caracterização dos Solos da Ilha de São Luís** apresenta o perfil ambiental da área da pesquisa, auxiliando na compreensão dos solos caracterizados, regularmente utilizados na pavimentação local.

A **Dosagem das Misturas Solo-Emulsão** estudada no trabalho é alvo do capítulo 5, apresentando os resultados de ensaios que contribuíram para o entendimento da relação ligante-partículas de solo.

As **Propriedades Mecânicas das Misturas Solo-Emulsão** são abordadas no capítulo 6 através de vários ensaios de laboratório realizados nesta pesquisa, além de comparações com resultados de outros pesquisadores.

No capítulo 7 - **Trechos Experimentais**, são apresentados os trabalhos de campo utilizando o solo-emulsão, consistindo na parte aplicada desta tese. Apresentam-se ainda os levantamentos deflectométrico e de defeitos realizados.

O capítulo 8 – **Diretrizes para especificação de serviço para camada de pavimentação em solo-emulsão para vias de baixo volume de tráfego**, reúne as proposições decorrentes dos estudos bibliográficos, de laboratório e campo, de maneira a constituir uma orientação para o projeto, execução e por fim, a conservação dos pavimentos com solo-emulsão em camada de revestimento.

No capítulo 9 são feitas as **Conclusões** do trabalho, salientando os principais tópicos abordados em campo e laboratório.

2 VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

2.1 A IMPORTÂNCIA DAS VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

Identificar com clareza e abrangência o que é baixo volume de tráfego se torna uma difícil tarefa devido a diversidade existente entre países do mundo ou mesmo regiões de um mesmo país de dimensões continentais como o Brasil. Certamente, o desenvolvimento econômico contrastante entre regiões compete decisivamente para aumentar a complexidade da definição de limites para diferentes níveis de tráfego.

O termo “baixo volume de tráfego” (ou BVT) pode ser associado a uma rodovia de menor importância, se esta for comparada relativamente às rodovias arteriais ou de classe I, por exemplo. Porém, se for considerada a representação percentual de todas as rodovias de BVT em relação à malha rodoviária da grande maioria dos países, constata-se sua grande importância, em termos de extensão. O mesmo pode ser considerado sob o foco do escoamento de produção, da acessibilidade, do desenvolvimento regional, etc.

Não se justifica técnica e economicamente uma estrutura de pavimento robusta para este tipo de rodovia, que nos países em desenvolvimento ocorre, geralmente em terra ou com algum tipo de cascalho, selecionado ou não, espalhado sobre a superfície. Porém, deve haver uma alternativa de custo compatível que a torne uma via perene em qualquer condição climática, melhore as condições de trafegabilidade e segurança, minimize as intervenções de conservação e mitigue os impactos ambientais, seja na geração de poeira ou na exploração de jazidas de materiais de pavimentação.

A importância do tema está diretamente relacionada com a realidade rodoviária brasileira onde, aproximadamente, 87% da malha não é pavimentada, totalizando 1.406.852 km, e deste montante, a quase totalidade (91%) é de jurisdição municipal - Figura 2.1 (DNIT, 2007).

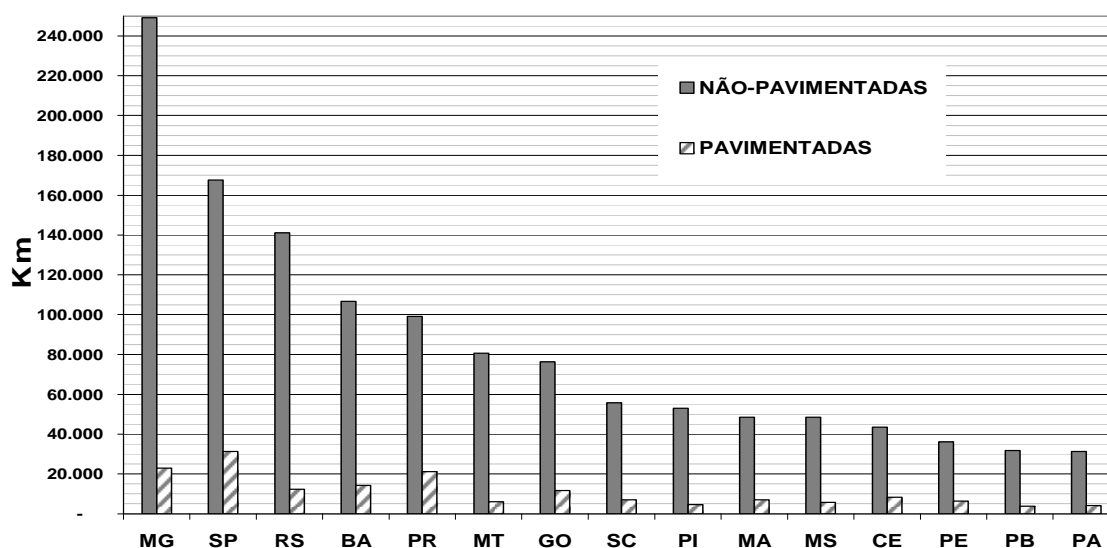


Figura 2.1 – Painel da pavimentação nas rodovias de alguns Estados brasileiros (DNIT, 2007)

Um estudo desenvolvido pela OECD (1986) mostrou que rodovias de baixo volume de tráfego representam de 60 a 70% de toda a malha rodoviária dos países desenvolvidos pesquisados. Já nos países em desenvolvimento este percentual é ainda maior, podendo chegar até 95%.

Nos países desenvolvidos também é considerável a representação de rodovias de BVT, porém grande parte possui algum tipo de revestimento, contrariamente ao que ocorre nos países em desenvolvimento.

As rodovias de BVT têm grande importância no desenvolvimento econômico e social das comunidades rurais dos países em desenvolvimento, e as más condições de trafegabilidade destas rodovias podem levar à inibição ou inviabilização de crescimento econômico em sua área de influência (PINARD *et al.*, 2003).

Um fator importante como custo operacional dos veículos, que está diretamente ligado ao custo do transporte de mercadorias, não deve ser esquecido por dirigentes de órgãos rodoviários e governantes no momento de ponderar sobre a pavimentação de rodovias de BVT, ainda mais quando elas têm papel fundamental no escoamento de produtos.

Como os recursos para melhorias e pavimentação destas rodovias são escassos, é necessário que órgãos rodoviários, consultores, universidades, construtores busquem alternativas como flexibilização ou adequação de normas técnicas, utilização de materiais locais, soluções específicas para determinados segmentos da rodovia, incremento da pesquisa, tudo voltado para um tráfego de volume reduzido. Isto ocasionará um aumento da relação benefício-custo das rodovias de BVT, atraindo novos investimentos e proporcionando, ao usuário, rodovias mais seguras, revestidas e menos impactantes do ponto de vista ambiental (PINARD *et al.*, 2003).

Como ilustração da importância das rodovias de BVT no Brasil, Chaves *et al.* (2004) citam que as rodovias implantadas com revestimento primário ou no leito natural no estado do Ceará representam cerca de 85% de seu sistema rodoviário. Ou seja, dos 52.159 km de toda malha estadual, 43.851 km não são pavimentados.

A malha rodoviária do Estado do Maranhão, neste aspecto, segue a mesma tendência dos demais Estados do nordeste, observando que os dados sobre as rodovias municipais encontrados em bibliografia recente são iguais aos de nove anos atrás, entendendo-se que não houve atualização dos dados neste período ou não ocorreu desenvolvimento na malha não-pavimentada - Tabela 2.1 (DNIT, 2007; GEINFRA, 1998).

Tabela 2.1 - Rodovias do Estado do Maranhão por jurisdição e existência de pavimento

Jurisdição	Pavimentada (km)	Não-Pavimentada (km)	Total (km)
Federal	3.255	100	3.355
Estadual	3.398	3.834	7.232
Municipal	0	44.376	44.376
Total	6.653	48.310	54.963

Fonte de dados: DNIT, 2007; GEINFRA, 1998

Com efeito, a evolução da pavimentação estadual entre 1998 e 2006, segundo estes dados, foi de 19%, e na esfera municipal, não apresentou nenhum crescimento. Porém, se fossem contempladas soluções específicas para o BVT, mais adequadas aos orçamentos públicos, certamente, os números da pavimentação das rodovias municipais seriam diferentes neste período.

Villibor *et al.* (1997) afirmam:

O impacto econômico e social provocado pelos pavimentos com otimização do uso de solos locais é evidente: a diminuição do custo favorece a viabilidade da obra. No caso de estradas alimentadoras e vicinais, e para planos rodoviários de desenvolvimento de novas regiões e/ou de escoamento de safra de novas fronteiras agrícolas, uma solução de baixo custo pode representar a diferença entre o acesso ou não à pavimentação de uma rodovia.

Destaca-se no exposto por Villibor *et al.* (1997), “o uso de solos locais” e “...acesso ou não à pavimentação de uma rodovia”. No primeiro destaque, encontra-se inserido o desenvolvimento de pesquisas e práticas regionais, o que num país de dimensões continentais como o nosso é essencial. O exemplo americano que possui departamentos rodoviários estaduais atuantes, com normas e procedimentos próprios, contribui decisivamente no maior conhecimento das particularidades regionais. O exemplo da MCT (método de classificação *Miniatura Compactada Tropical*, concebido por Nogami e Villibor em 1981), também pode ser citado, pois a partir de observações de campo e pesquisas científicas, utilizam-se as peculiaridades de solos lateríticos encontrados em grande parte do Estado de São Paulo para construção de rodovias com menores custos.

A segunda assertiva mostra uma linha tênue muito relacionada à primeira. Soluções locais, sejam através de materiais ou técnicas, sugerem orçamentos mais adequados aos municípios ou Estados mais pobres. Não se esquecendo que o desenvolvimento de uma técnica local implica em tempo e aplicação de recursos em pesquisa, o que pode ocorrer nos órgãos rodoviários ou nas universidades.

Comparando a extensão da malha rodoviária brasileira com a de outros países desenvolvidos ou em desenvolvimento, verifica-se que muito deve ser feito no sentido de pavimentar nossas rodovias. Se a densidade de rodovias pavimentadas em relação à área territorial, por exemplo, não pode ser comparada àquela de países desenvolvidos, observa-se que é bem menor que a densidade de países igualmente em desenvolvimento, como o México, a Índia, a África do Sul, entre outros (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Extensão de rodovias pavimentadas (km e %) e densidade (km/km²) de vários países

País	Área (km ²)	Rodovias Pavimentadas		Dens.Pav (km/km ²)	IDH
		(km)	(%)		
África do Sul	1.223.201	73.506	20,3	0,06	0,674
Alemanha	356.733	231.581	100,0	0,65	0,935
Angola	1.246.700	5.349	10,4	0,00	0,446
Argentina	2.790.092	68.809	30,0	0,02	0,869
Austrália	7.682.300	336.962	41,6	0,04	0,962
Bélgica	30.518	117.442	78,0	3,85	0,946
Bolívia	1.098.581	3.749	6,0	0,00	0,695
Brasil	8.514.205	196.000	10,3	0,02	0,800
Canadá	9.970.610	415.600	39,9	0,04	0,961
Espanha	505.954	659.629	99,0	1,30	0,949
EUA	9.372.614	4.165.110	64,8	0,44	0,951
França	543.965	951.220	100,0	1,75	0,952
Índia	3.287.782	1.603.705	47,4	0,49	0,619
Japão	372.819	925.000	78,2	2,48	0,953
México	1.972.547	116.751	49,5	0,06	0,829
Rússia	17.075.400	738.000	84,7	0,04	0,802

Fonte de dados: www.ciafactbook.us, março de 2008; Bernucci *et al.*, 2007 - slide

Algumas observações são verificadas na Tabela 2.2:

- as densidades de rodovias pavimentadas são inversamente proporcionais às dimensões territoriais dos países levantados, mostrando que a Índia e os Estados Unidos, com densidades similares, apresentam significativa malha rodoviária pavimentada.
- altos IDH's correspondem, na maioria, às densidades de rodovias pavimentadas também altas.
- países desenvolvidos de menores dimensões territoriais apresentam quase 100% de rodovias pavimentadas.
- o Brasil deveria dobrar a extensão das rodovias atualmente pavimentadas para ficar no patamar de densidades de rodovias pavimentadas de países como o México, o Canadá ou a Austrália que guardam certa similaridade em área ou economia.

Evidentemente, se tomarmos as regiões mais desenvolvidas de nosso país, elas poderão ser comparadas a alguns países desenvolvidos apresentados.

Considerando-se apenas a América Latina, vários países com economias menos expressivas que a brasileira (Venezuela, Uruguai, Paraguai, Chile) têm, em relação ao Brasil, mais que duas vezes o percentual de rodovias pavimentadas em relação às respectivas malhas rodoviárias (LEITE, 2007)¹, o que mostra relativa falta de investimento no setor, mesmo consideradas as dimensões territoriais e a baixa densidade populacional em certas regiões brasileiras.

No Estado da Virginia, EUA, as rodovias rurais de BVT são objeto de legislação que estabelece um programa para estas rodovias a ser adotado pelo seu departamento rodoviário. Estabelece prioridades e condições para a classificação de rodovias e para a liberação de recursos de construção ou melhorias. Entre os prós da legislação destacam-se: a possibilidade de não seguir limites estabelecidos pelas normas técnicas e a possibilidade de pavimentar rodovias, anteriormente não justificáveis pelos padrões de viabilidade técnico-econômica do projeto. Entre as desvantagens, aponta-se: redução dos padrões técnicos quanto à seção transversal e tangente mínima, o que acarreta riscos e afetam a segurança do usuário (GIVENS, 2003).

Bullen (2003) mostra que na Austrália, a utilização de materiais locais nas vias de baixo volume de tráfego é incentivada através das especificações dos departamentos rodoviários estaduais. Estas especificações são baseadas na experiência local de seleção e procedimentos de ensaios, tráfego, condições climáticas, entre outros. Isso permite vários benefícios: a redução no custo de transporte de material em obra, o aquecimento da economia local, a criação de uma experiência local que poderá ser utilizada na manutenção da via, e finalmente, a possibilidade de construir mais quilômetros para um mesmo orçamento.

O que se verifica na maioria dos departamentos rodoviários estaduais brasileiros, principalmente nos estados de menor orçamento, são adequações das normas do DNIT, sem critérios abrangentes que contemplem as soluções regionais. Isto ocorre, em parte, pela inexistência de pesquisa laboratorial ou de trechos experimentais.

¹ Apresentação de palestra da Dra. Leni Mathias Leite no Seminário de Pavimento de Baixo Custo organizado pela UFBA – maio de 2007

Segundo Thuler e Motta (2006):

A condição das rodovias municipais é muito importante para diminuir o custo de transporte e dar acessibilidade às propriedades propiciando escoamento de produção. A melhoria das condições dessas rodovias promove o crescimento econômico do interior, viabiliza o turismo, diminui o custo dos alimentos evitando assim o êxodo rural e a favelização das cidades.

Apesar de estar implícito que a implantação ou pavimentação de rodovias locais têm forte ligação com o desenvolvimento regional, não existem estudos profundos e regionalizados sobre tal assunto. Alguns dados mostram que onde já existe a acessibilidade ao tráfego de veículos comerciais, a melhoria destas vias não causa impacto significativo na produção agrícola. Já no caso da educação, saúde e comércio, verifica-se que frequentemente há benefícios quando a acessibilidade é maior ou melhorada. A visão conservadora de focar apenas os benefícios tradicionais como redução dos custos operacionais dos veículos, aumento da produção agrícola ou industrial e diminuição dos custos de conservação rodoviária deve ser ampliada (OECD, 1986; ADB, 2001).

Se no aspecto econômico a medição do benefício pode não ser exata, a melhoria da qualidade de vida dos moradores de pequenas cidades ou povoados lindeiros às estradas, proveniente de melhoramentos e pavimentação, é também um importante fator, e certamente mais difícil de ser mensurado. O sentimento de inclusão social, de possibilidade de comunicação com o “mundo”, de poder locomover-se de um modo mais digno traz ganhos incomensuráveis à autoestima do ser humano contribuindo sobremaneira para a redução dos índices de pobreza, desde que acompanhadas de outros projetos sócio-econômicos (ADB, 2002).

2.2 O QUE É BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

É difícil estabelecer uma definição de baixo volume de tráfego, pois pode variar entre países, regiões de um mesmo país, ou mesmo Estado.

Bernucci (1995), em seu trabalho de tese de doutorado abrangendo o Estado de São Paulo, considera baixo volume de tráfego o que resulta entre 10^4 e 10^6 repetições de carga equivalentes ao eixo simples de rodas duplas de 80 kN durante o período de projeto, geralmente adotado como 10 anos.

Preussler (2004)² considera rodovias de baixo volume de tráfego aquelas com até 700 veículos por dia, nos dois sentidos da via, sendo até 20% de veículos comerciais. Podem ser subdivididas em três categorias:

- Categoria 1: VDM < 200
- Categoria 2 : 200 < VDM < 500
- Categoria 3 : 500 < VDM < 700

Estes valores estão compatíveis com o “N” apontado por Bernucci (1995) para 10 anos de projeto. Fazendo o cálculo dos “N” extremos com os VDM de Preussler (2004), supondo estes correspondentes ao 5º ano de projeto, e com os percentuais de veículos comerciais variando de 10% a 30% e fator de veículos da frota comercial (FV) igual a 5. Os limites adotados para o percentual de veículos comerciais e o FV adotados são considerados pelo autor como adequados ao presente estudo.

Os VDM’s para 200 e 700 veículos, limites considerados por Preussler (2004) são exemplificados em (2) e (3):

$$N = VDM \times (\% \text{veíc.comerciais}) \times P \times 365 \times FV \times f (\text{fx.tráfego}) \quad (1)$$

Onde:

VDM = volume diário médio de veículos nos dois sentidos da pista

P = período de projeto em anos

FV = fator de veículos (fator de eixos x fator de carga)

f = fator de faixa de tráfego

$$N = 200 \times 0,1 \times 10 \times 365 \times 5 \times 0,5 = 1,82 \times 10^5 \quad \text{para VDM} = 200 \text{ veículos} \quad (2)$$

$$N = 700 \times 0,3 \times 10 \times 365 \times 5 \times 0,5 = 1,91 \times 10^6 \quad \text{para VDM} = 700 \text{ veículos} \quad (3)$$

² Comunicação verbal do Dr. Ernesto Simões Preussler

A Figura 2.2 apresenta para os dois VDM de veículos extremos (200 e 700) os diversos resultados de números equivalentes de operação para o eixo padrão de 80 kN para 10 anos de projeto, considerando variáveis os fatores de veículo e os percentuais de veículos comerciais.

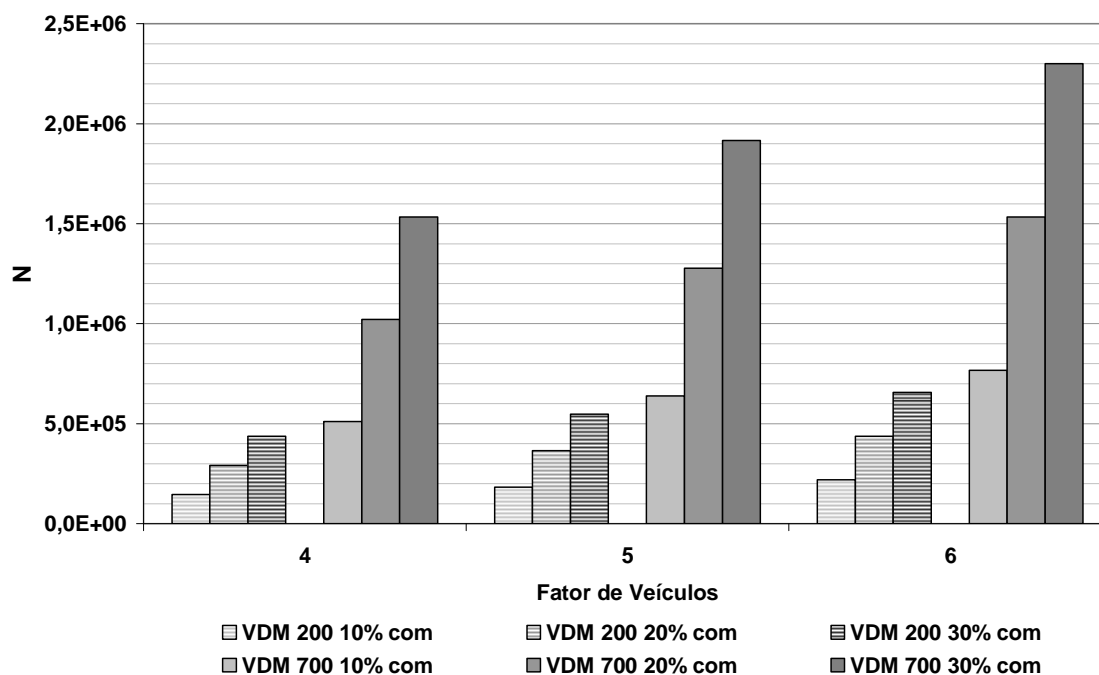


Figura 2.2 – Número equivalente de operações do eixo padrão de 80 kN para 10 anos de projeto

Segundo os franceses, as classes de tráfego têm como unidade os veículos comerciais com carga útil acima de 5 t. Logo, após a contagem de tráfego, é feita uma conversão para a unidade convencionada. O número de veículos é computado para a faixa de maior tráfego em apenas um sentido, para o primeiro ano após abertura ao tráfego (VMJA) - Tabela 2.3 (LCPC, 1997). As classes T5, T4 e T3 são aquelas que podem ser consideradas como de baixo volume, lembrando que a conversão de carros de passeio para a unidade considerada vai de 0,05 até 0,10, conforme o total diário por sentido varie de menos de 500 até mais de 1000 veículos (LCPC, 1981).

Tabela 2.3 – Definição das classes de tráfego segundo normas francesas (LCPC, 1997)

Classe	T5	T4	T3		T2		T1		T0		TS		TEX
			T3-	T3+	T2-	T2+	T1-	T1+	T0-	T0+	TS-	TS+	
VMJA*	<25	<50	<85	<150	<200	<300	<500	<750	<1200	<2000	<3000	<5000	>5000

*VMJA- Volume médio diário de veículos pesados para o 1º ano de operação por sentido de circulação

Conforme MRW (1985) as estradas rurais da região de Wallone, Bélgica, são classificadas, em termos de tráfego, conforme a Tabela 2.4. Apesar da limitação superior de 900 veículos para a categoria “Primária”, este valor é válido para os resultados de contagens, pois em operação, são aceitos até 2000 veículos.

Tabela 2.4 – Estimativa do volume diário médio (VDM) em relação à classificação funcional na região de Wallone, Bélgica (MRW, 1985)

<i>Estrada Rural</i>	<i>VDM</i>
Primária (2 faixas)	900 – 300
Secundária (1 faixa)	300 – 50
Terciária (1 faixa)	< 50

Hudson e Meyer (1997) dividem as rodovias de baixo volume de tráfego em duas classes: Classe I, com VDM < 50 veículos, que são aquelas abertas e operantes sobre o terreno natural, ou podem possuir revestimento primário, mas raramente com algum tipo de superfície de rolamento tratada; Classe II, com VDM entre 50 e 400 veículos, que possuem revestimento primário com algum tipo de estabilização e, para tráfegos mais próximos do limite superior, podem apresentar algum tipo de tratamento superficial.

Um amplo estudo conduzido pela OECD (1986) sobre as rodovias de BVT em vários países mostra que funcionalmente são rodovias locais ou no máximo coletoras, podendo fazer a ligação entre pequenas cidades ou entre estas e centros maiores. Elas apresentam uma ou duas faixas e o tráfego restringe-se a menos que 1500 veículos ao dia nos países desenvolvidos pesquisados (em 70% das rodovias o VDM foi menor que 900 veículos). De 80 a 90% dos veículos circulantes à época da pesquisa eram carros de passeio e o restante eram veículos comerciais.

Para os países em desenvolvimento pesquisados pela OECD identificaram-se três tipos de categorias de rodovias: (i) a primeira compreende rodovias de várias faixas de tráfego; (ii) a segunda, as rodovias com duas faixas de tráfego baixo a médio; (iii) a terceira, composta de rodovias com baixo a muito baixo volume de tráfego que são ainda subdivididas em rodovias locais e de serviço. Quanto ao tráfego, as rodovias

da segunda categoria apresentam-se com menos de 2000 veículos ao dia (quase 50% com VDM < 400) e as rodovias da terceira categoria com VDM < 100 veículos.

O grupo de consultores da OECD, numa abordagem funcional, considera as rodovias de baixo volume de tráfego como sendo aquelas que unem pequenas cidades, vilarejos, fazendas à rede rodoviária primária. Nesse caso, mais de 80% deste tráfego não é comercial.

Nos seus trabalhos de pavimentação de baixo custo para rodovias de BVT, Nogami e Villibor (Villibor *et al.*, 1997; Nogami e Villibor, 1995) consideram o VDM inicial menor que 1000 veículos, com no máximo 35% de caminhões e $N < 10^6$ ao longo da vida de projeto.

Thenoux *et al.* (2003) desenvolveram um guia de projeto para rodovias de BVT onde o limite superior para o número N^3 é de 1×10^6 entre 5 e 10 anos. Mesmo dentro deste limite, não devem concentrar alto percentual de veículos pesados como os utilizados em mineração, exploração de madeira e pedreiras, por exemplo.

Nos Estados Unidos, aproximadamente 80% da malha rodoviária tem $VDM \leq 400$ veículos. A AASHTO (2001) publicou um guia para projeto geométrico de rodovias de BVT onde especifica que o limite de VDM é de 400 veículos, havendo subcategorias (até 100, 100-250, 250-400) relacionadas ao tráfego, mas principalmente, enfocando o aspecto funcional da via (rural e urbana). As rodovias rurais subdividem-se nas seguintes classes: principais, secundárias, industriais/comerciais, agrícolas, recreativas e turísticas. Já as rodovias urbanas subdividem-se em: principais, industriais/comerciais e residenciais.

É evidente que as rodovias de baixo volume de tráfego de certas regiões de países desenvolvidos podem apresentar um tráfego equivalente a alto ou a médio em outras regiões de países em desenvolvimento, com diferentes densidades populacionais e tipos de ocupação do solo. Assim, os problemas enfrentados por

³ O N adotado pelo autor é calculado através das equações de fator de equivalência de cargas da AASHTO. De forma bem genérica $N_{AASHTO} = 0,25 * N_{DNER}$ (PINTO E PREUSSLER, 2002)

autoridades rodoviárias são diferentes de região para região, ou de país para país, pois estão relacionados à qualidade do material de pavimentação, clima e, como visto, aos volumes de tráfego (MADZIKIGWA, 2003).

Em GEINFRA (1998), encontra-se levantamento das rodovias estaduais do Estado do Maranhão mostrando que 85,6% delas estavam com VDM abaixo dos 400 veículos. Este trabalho foi baseado em levantamento realizado em 1995, sobre parte da malha rodoviária estadual, e complementado em 1998 por informações dos engenheiros do Departamento Rodoviário Estadual e consultoras locais. Constituem-se nos dados de tráfego, em larga escala, mais completos existentes no Estado (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 – Tráfego da malha rodoviária estadual maranhense

Faixas de VDM	1998 (%)	Atualização para 2008 (%)
0 a 100	44,2	23,3
101 a 200	18,1	13,6
201 a 400	23,3	11,7
401 a 1.000	13,3	41,8
1.001 a 1.500	1,1	0,0
1.501 a 2.000	0,0	9,6

Fonte de dados: GEINFRA, 1998 e atualização do autor

Procedeu-se à atualização dos volumes de tráfego com taxa de 5% ao ano em crescimento geométrico para avaliação mais real do volume de veículos. A taxa de 5% em crescimento geométrico foi escolhida para considerar as melhorias ocorridas nas rodovias e o desenvolvimento econômico favorável nesta década, que proporcionaram a geração e elevação de tráfego.

Mesmo com a atualização do tráfego para 2008, observa-se que, aproximadamente 50% das rodovias estaduais têm tráfego menor que 400 veículos por dia. Este percentual seria substancialmente aumentado se fossem computadas as rodovias municipais, cujos dados nunca foram levantados no Estado. Observa-se também uma redução percentual das vias com tráfego abaixo de 100 veículos diários, mostrando um crescimento da demanda, seja pelo crescimento econômico e populacional, seja pela falta de novas vias pavimentadas, obrigando os veículos a

circularem preferencialmente pelas pavimentadas existentes quando há esta possibilidade.

Quanto ao tipo de revestimento das rodovias estaduais maranhenses, a predominância é da areia asfalto a quente, ficando os tratamentos superficiais com uma parcela mínima, o que pode ser entendido como consequência da carência de agregados pétreos no Estado e pela ausência de tecnologias alternativas, visando principalmente o baixo volume de tráfego.

Na Tabela 2.6 verifica-se que 48,2% das rodovias estaduais maranhenses são revestidas. Destas, 17,5% representam um tráfego inferior a 400 veículos por dia, dos quais 17,3% são revestidas com misturas asfálticas a quente em detrimento das soluções em tratamento superficial.

Tabela 2.6 – Tipo de revestimento por faixa de tráfego das rodovias estaduais maranhenses

Faixas de VDM	Tipo de Revestimento (%)				
	<i>c/ revestimento</i>			<i>s/ revestimento</i>	
	CA	AA	TS	RP	LEN
0 a 100	0,0	5,0	0,0	7,9	10,5
101 a 200	0,0	3,7	0,0	7,3	2,6
201 a 400	0,5	8,1	0,2	2,9	0,0
401 a 1.000	0,3	19,7	1,2	20,6	0,0
1.001 a 1.500	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1.501 a 2.000	0,0	9,4	0,1	0,0	0,0
Totais	0,8	45,9	1,5	38,7	13,1
Totais com e sem revestimento	48,2			51,8	

Fonte de dados: GEINFRA (1998), atualizado pelo autor

CA: concreto asfáltico; AA: areia asfáltica; TS: tratamento superficial;

RP: revestimento primário; LEN: leito natural

Observa-se que há também segmento expressivo em termos de extensão (28,3%) de rodovias estaduais não pavimentadas nas faixas de tráfego abaixo dos 200 veículos por dia. As rodovias em revestimento primário (RP) ou estradas em leito natural (LEN) devem ser dotadas de soluções de pavimento mais adequadas ao tráfego e aos orçamentos governamentais.

As rodovias municipais maranhenses, não levantadas neste trabalho, supostamente têm volume de tráfego baixo em grande parte da extensão e enquadram-se na categoria de tráfego de até 200 veículos por dia.

Assim, a proposição desta tese quanto à definição de baixo volume de tráfego para a sua área de pesquisa, e que pode ser extrapolado para todo o Estado do Maranhão, é de volume de tráfego médio nas duas direções de até 200 veículos por dia e destes, até 60 veículos comerciais. Ou seja, mesmo com um VDM de 100 veículos, por exemplo, consideram-se como BVT as vias de tráfego local, urbana ou rural, com até 60 veículos comerciais diários, nas duas direções.

Utilizando-se a expressão (1) obtém-se um número de eixos equivalentes ao eixo padrão de 80 kN na faixa de $5,47 \times 10^5$, podendo ser considerado como o limite superior de baixo volume de tráfego no âmbito deste trabalho:

$$N = 200 \times 0,3 \times 10 \times 365 \times 5 \times 0,5 = \mathbf{5,47 \times 10^5} \quad (4)$$

2.3 O QUE É BAIXO CUSTO

Se uma definição ampla de baixo volume de tráfego não é simples, o que dizer de estabelecer o valor representativo de um pavimento de baixo custo? A tentativa de fixar um padrão único de baixo custo é tarefa, praticamente impossível, pois envolve regiões com diferentes complexidades naturais, econômicas e sociais, obrigando a consideração de parâmetros diferentes para compor valores que traduzam um pavimento de custo baixo.

A associação imediata que se faz ao BVT é o de custo reduzido, que igualmente terá particularidades regionais, porém uma boa definição de pavimento de baixo custo é a de Santana (1993):

É aquele projetado para um tráfego limitado, onde se maximiza o uso de materiais locais com o emprego de tecnologias que traduzam a experiência regional ou de lugares com condições gerais semelhantes, de modo a conseguir um resultado técnico e economicamente satisfatório.

A definição do que é baixo custo não é simples, pois envolve as condições regionais, ou seja, meio ambiente, prática de construção, periodicidade de conservação e manutenção, etc. Porém, é fácil assimilar que qualquer solução de pavimento cujo custo seja de razoável diferença comparando-se com as soluções normalmente utilizadas, apresenta-se como de baixo custo.

Soluções de pavimentação que apresentem custos abaixo da metade das soluções tradicionais, aparecem como parâmetro inicial para definição do que é baixo custo. Agreguem-se a isto os custos de manutenção que devem manter a mesma ordem de grandeza em relação ao investimento inicial dentro de um mesmo espaço de tempo.

No caso das bases de pavimento, pode-se dizer que uma base do tipo estabilizada granulometricamente tem custo menor que outra que envolva mistura de materiais (solo-brita) ou mesmo brita graduada simples. No caso dos revestimentos, os tratamentos superficiais apresentam custos significativamente mais baixos que as misturas asfálticas a quente, portanto são exemplos de potenciais soluções de baixo custo.

Como aponta Fortes (1994), o DNER (atual DNIT) adaptou uma especificação de serviço (DNER-ES-P 47-74) para o enquadramento das concreções lateríticas para uso em bases estabilizadas granulometricamente. Esta norma foi reeditada como DNIT 098/2007 – ES mas segue integralmente aquela citada pelo autor. Ela amplia os limites das faixas granulométricas, aumenta os limites para LL e IP (de 25% para 40% e de 6% para 15%, respectivamente) e estabelece o valor máximo para perda por abrasão Los Angeles em 65%.

A especificação de serviço em vigor para bases estabilizadas granulometricamente (DNER-ES-P 303-97) apresenta limites tradicionais de LL e IP (25% e 6%, respectivamente) e Los Angeles máximo (55%) que não atendem aos solos estabilizados por concreções lateríticas, como se estabelece na especificação DNIT 098/2007 - ES. Os departamentos rodoviários regionais também deveriam atuar, de modo mais incisivo, na produção de especificações que atendam às especificidades

locais, principalmente, para atendimento as rodovias voltadas ao baixo volume de tráfego.

As concreções lateríticas são largamente utilizadas em várias regiões do país, a exemplo daquela onde se desenvolve o presente trabalho e apresentam uma estabilização granulométrica natural, ou seja, sem mistura com outros materiais e, ainda, reduzindo custos de transporte.

É importante observar que pelo fato do custo da obra ser reduzido, não deve estar implícito que o projeto, a obra ou principalmente, o controle tecnológico deva ser incompleto, deficiente ou inexistente, respectivamente. A natureza dos materiais (locais, naturais), o tipo de mistura e produção (na pista), os equipamentos (em geral obsoletos e sem manutenção periódica) e da mão-de-obra (local e em parte não especializada), fazem com que estas obras mereçam projetos bem estudados, detalhados, execuções criteriosas e controles tecnológicos rigorosos.

Nos Estados brasileiros onde os recursos orçamentários são mais escassos, os programas de pavimentação oriundos dos orçamentos próprios, raramente se fundamentam em dados técnicos, como tráfego, ou dados sócio-econômicos, que determinam relações de benefício-custo. A pavimentação de rodovias é resultado de política partidária ou iniciativa de gestores que não se respaldam em levantamentos técnico-econômicos.

As soluções que incluem pavimentação asfáltica voltadas ao baixo volume de tráfego com uso de materiais e mão-de-obra locais, e de pouco impacto ambiental representam melhor aplicação dos recursos públicos. Porém, devem partir de um planejamento de governo ou autoridades rodoviárias que privilegiem a pesquisa, os projetos executivos bem elaborados, o controle tecnológico na obra, as especificações de serviço adaptadas às condições locais e um programa de conservação de rodovias mais efetivo.

Bernucci (1995) caracteriza os pavimentos de baixo custo como aqueles que considerem as soluções alternativas com utilização de materiais locais, resultando assim na diminuição dos custos da obra. Neste estudo, envolvendo os solos finos

lateríticos no Estado de São Paulo é apresentada uma tabela de preços unitários de vários tipos de base de pavimento, onde a solução com o solo fino laterítico é mais econômica em 45% que qualquer outra praticada pelo órgão rodoviário estadual à época.

Nogami e Villibor (1995) também caracterizam os pavimentos de baixo custo do Estado de São Paulo, no caso das bases de solo arenoso fino laterítico, como sendo o custo desta camada equivalente ao valor de 15% a 25% do custo das bases de pedra britada ou solo cimento. Indicam também os autores, a utilização de revestimento do tipo tratamento superficial com espessura variando entre 1 cm e 3 cm.

Na área de desenvolvimento desta tese, a utilização de bases de pedregulho laterítico é prática comum, portanto o diferencial em termos de custo está representado no revestimento. Assim, a troca de revestimentos de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ; 5 cm), areia asfalto usinado a quente (AAUQ; 3 cm), pré-misturado a frio (PMF; 3 cm) com custos aproximados⁴ por m² de R\$ 24,47, R\$ 15,62, R\$ 11,78, respectivamente, por um tratamento superficial simples (TSS) com capa selante (R\$ 3,99/m²) representa uma economia de 84%, 74% e 66%, respectivamente.

Feitas estas considerações mais específicas no tocante aos custos, para o presente trabalho a definição de baixo custo fica associada ao uso dos materiais locais e de soluções de pavimentação com custos inferiores às soluções convencionais de no mínimo 30%, sem a perda de qualidade e condições adequadas para suportar o tráfego esperado no período de projeto definido.

2.4 REVESTIMENTO DE PAVIMENTOS PARA RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

⁴ Informação verbal do Eng^o Jorge Kusaba consultor da Engesk Eng. e Consultoria Ltda em novembro, 2008, com base em trabalho de composição de custos de serviços de pavimentação para a PMSL em novembro, 2006.

Considerando que o revestimento das rodovias de baixo volume de tráfego tem pouca ou nenhuma função estrutural, ele teria como objetivo levar conforto e segurança ao usuário, além de conferir impermeabilidade às camadas subjacentes do pavimento e, assim, aumentar o intervalo entre conservações da pista.

Ressalta-se, como já comentado no início deste capítulo, que a maioria de malha rodoviária brasileira não tem revestimento asfáltico, e parte desta malha possui revestimento primário, material estabilizado de características superiores às do subleito que, garante melhor trafegabilidade.

Assim, como primeira opção para revestimento destas rodovias, aparecem os tratamentos superficiais, pela menor complexidade de execução e menor custo. Seguem-se os pré-misturados a frio e em casos específicos onde se justifique e seja comprovada a carência de agregados pétreos, as misturas a quente como areia-asfalto.

Numa abordagem ampla, a ABEDA (2001) considera os tratamentos superficiais como serviços rodoviários onde o ligante asfáltico e o agregado são aplicados na pista em espessuras inferiores a 25 mm tanto sobre bases granulares como sobre revestimentos asfálticos. Portanto, encontram-se neste contexto os tratamentos superficiais por penetração, a lama asfáltica, o microrrevestimento asfáltico e o *cape-seal*. O tratamento anti-pó ou contra-pó é um dos tipos de tratamento que pode ser aplicado sobre vias em terra ou sobre bases construídas.

Os tratamentos superficiais por penetração são divididos em simples (TSS), duplo (TSD) e triplo (TST) sobre os quais pode ser aplicada uma capa selante, que nada mais é que um tratamento superficial onde o agregado possui diâmetro máximo inferior a 9,5 mm. A capa selante tem como finalidade garantir melhor impermeabilização do revestimento e aumentar o travamento e resistência à desagregação ou ao desgaste dos agregados superficiais.

Quando a capa selante é aplicada sobre uma base de pavimento é denominada de tratamento contra pó ou simplesmente anti-pó, tendo como principal finalidade a

melhoria do conforto do usuário, através da eliminação da poeira durante os períodos secos. Serve ainda para aumentar o tempo de vida útil de revestimentos primários, pois contribui para resistir à desagregação dos agregados graúdos. A vida útil é de dois a cinco anos, dependendo das condições climáticas, volume de tráfego e natureza do material de base (MELO, 1991).

Larsen (1985) destaca que não se deve esperar de tratamentos superficiais contribuições significativas na resistência estrutural do pavimento ou a correção de irregularidades longitudinais ou transversais.

Destaca-se ainda, para o caso dos pavimentos destinados ao baixo volume de tráfego, a diminuição dos particulados em suspensão e a proteção ao desgaste acelerado da camada de revestimento primário, ou seja, promovendo a elevação do período de vida útil.

2.4.1 Tratamento anti-pó

Conforme ABEDA (2001), o tratamento anti-pó consiste no espalhamento de emulsão asfáltica catiônica sobre superfície não pavimentada e imediata aplicação de agregado mineral, com a finalidade de evitar a propagação de pó.

Costa (1986) conceitua tratamento anti-pó como revestimento asfáltico delgado com espessura, aproximadamente, de 4,0 mm por camada, de elevado efeito impermeabilizante, aplicado sobre uma base imprimada e que agrega materiais naturais (areias) de jazida ou de rio por penetração inversa.

Segundo Castro (2003), “denomina-se tratamento anti-pó (TAP), a execução de tratamentos superficiais com a utilização de emulsões asfálticas ou emulsões à base de óleo de xisto e agregado miúdo, na construção de pavimentos de baixo custo”.

Duque Neto (2004) conceitua o tratamento anti-pó (TAP) como sendo uma esbelta camada de rolamento obtida a partir da aplicação de uma imprimação sobre uma

base compactada, seguida de outra pintura com a finalidade de aderir uma camada de areia grossa ou pó de pedra, formando uma capa selante. Esta camada de rolamento tem como principais finalidades impermeabilizar a base e evitar a geração de poeira e da lama.

Todas as definições citadas se complementam e tendem a refletir a realidade local do autor ou da época de utilização. O que fica claro é a utilização de camada de ligante, atualmente a emulsão asfáltica é mais utilizada, e a sobreposição de camada de agregado que obedece, na maior parte das vezes, à determinada faixa granulométrica. As aplicações destas camadas devem ser repetidas mais uma vez para garantia de maior vida útil. Os reparos localizados são importantes para evitar a propagação rápida, principalmente de panelas, visto a reduzida espessura do revestimento e a suscetibilidade ao desgaste da camada de base.

A execução de imprimação citada em várias definições de anti-pó, por vezes não é observada na prática (SILVA Jr, 2005). Entende-se que a maior penetração do ligante na camada de base garante maior durabilidade ao anti-pó frente às solicitações do tráfego (esforços tangenciais). Esta maior penetração poderá ocorrer através de imprimação, ou de utilização de ligante menos viscoso na primeira camada do anti-pó, ou ainda da incorporação do ligante através de mistura com o material de base. A escolha do processo vai depender da disponibilidade de materiais, experiência local, recursos financeiros, e vida útil desejada para o anti-pó.

2.4.1.1 Aplicabilidade

O tratamento anti-pó é indicado para locais de baixo-volume de tráfego (VDM~200) onde os recursos financeiros são escassos e seja objetivada uma diminuição do pó e da lama, melhorando as condições de segurança e conforto dos usuários e moradores lindeiros.

Deve-se ainda considerar sua aplicação em regiões com baixos índices pluviométricos (<1500 mm), preferencialmente menores de 800 mm. Por questões

de restrição orçamentária já foi aplicado em locais com pluviometria maior que 1500 mm, mostrando que, nestes casos, duas camadas de capa selante apresentam resultados aceitáveis (SANTANA, 1976; COSTA, 1985).

Castro (2003) conclui que:

O custo-benefício do tratamento anti-pó é muito atraente se for levada em consideração a redução do número de intervenções da manutenção da via, a diminuição do custo operacional dos veículos e o ganho de qualidade de vida da população circunvizinha.

2.4.1.2 Materiais Constituintes

A base sobre o qual será executado o anti-pó, segundo alguns órgãos rodoviários deve seguir condições granulométricas (Tabela 2.7) e de limites de consistência.

Tabela 2.7- Faixas granulométricas para materiais de base que serão revestidos por anti-pó (Costa, 1985)

Peneira		% passando em peso			
Número	Malha (mm)	I	II	III	IV
1"	25,4	100	100	100	100
3/8"	9,5	50 – 85	60 – 100	-	-
Nº 4	4,8	35 – 65	50 – 85	55 – 100	70 – 100
Nº 10	2,0	25 – 50	40 – 70	40 – 100	55 – 100
Nº 40	0,42	15 – 30	25 – 45	20 – 50	30 – 70
Nº 200	0,075	5 – 15	10 – 25	6 – 20	8 – 25

O material de base deve ainda possuir características específicas quanto à consistência, que segundo as especificações de Costa (1985), são dependentes das condições pluviométricas. No caso de solos lateríticos, o IP poderá alcançar até 15% independente da precipitação média anual. O índice de suporte Califórnia deve ser superior a 20% (PI) e a expansão no máximo de 1%.

A base deve ser imprimada com ligante betuminoso, sendo geralmente utilizado o CM-30. O ligante indicado para o TAP é a emulsão asfáltica tipo RM-1C (Costa, 1985), RR-2C ou RM-1C (ABEDA, 2001), ou ainda a emulsão de óleo de xisto (CASTRO, 2003; DUQUE NETO, 2004; SILVA JR, 2005).

O agregado que compõe o TAP pode ser areia de rio ou natural, desde que lavada, pedrisco ou pó de pedra em granulometrias específicas (Tabela 2.8). O agregado deve apresentar uma boa adesividade com a emulsão utilizada.

Tabela 2.8 – Granulometria do agregado do tratamento anti-pó

Peneira		% passando em peso		
número	malha (mm)	Costa (1986)	J.C.Vogt apud Costa, 1986	Novicki et al, 1997 apud Castro, 2003
3/8"	9,5	100	-	-
Nº 4	4,8	95 – 100	100	96,6
Nº 10	2,0	65 – 90	90 – 100	66,6
Nº 35	0,5	-	-	32,4
Nº 40	0,42	0 - 45	0 – 65	-
Nº 80	0,18	0 - 25	0 – 45	-
Nº 100	0,15	-	-	19,6
Nº 200	0,075	0 – 5	0 - 2	13,6

2.4.1.3 Execução

Silva Jr (2005) realizou extenso trabalho de pesquisa sobre o método executivo do anti-pó com óleo de xisto no Estado do Paraná. Inicialmente, uma base granular de 10 a 15 cm é compactada sobre o subleito natural da via e deve observar uma declividade transversal de mais que 2%. A base é molhada para receber a primeira camada de emulsão (1,5 a 2,0 l/m²) sobre a qual, em seguida, é aplicada a camada de pedrisco ou pó-de-pedra (6,0 a 8,0 kg/m²).

Após a compactação desta camada ela é liberada ao tráfego que auxilia na retirada dos excessos de agregado. As novas camadas de ligante (1,0 a 1,5 l/m²) e agregado são aplicadas depois de 48 horas. O autor ainda observou a execução da segunda camada após 15 dias ou mais da primeira, o que permitia a cura da emulsão, a retirada do agregado solto e a verificação de imperfeições que eram corrigidas anteriormente.

Quando se utiliza a imprimação, sua taxa de aplicação varia entre 1,0 e 1,2 l/m² dependendo da textura da base, que também deverá ser umedecida previamente. Após a cura da imprimação aplica-se a emulsão do TAP segundo taxa suficiente para envolver os agregados, cuidando para evitar excesso que causa a exsudação. Costa (1985) indica taxa de 1,0 a 1,2 l/m².

Segundo a ABEDA (2001) pode-se ainda aplicar a emulsão diluída (1:5 em volume) diretamente sobre a base compactada em taxas que variam de 0,4 a 2,3 l/m² devendo ser definida a taxa através de trecho experimental. A mesma entidade recomenda que, para melhores resultados, seja utilizada taxa de 1,2 l/m² sem diluição.

O agregado deverá ser espalhado através de distribuidor de agregados, estando seco, e em taxa variando de 5,0 a 7,0 l/m² a ser definida em campo (COSTA, 1985). A ABEDA (2001) indica taxas de 4,0 a 6,0 l/m², preferencialmente. O agregado também poderá ser aplicado de modo manual, com pá, necessitando maior habilidade da equipe para obter uma qualidade adequada.

A compactação através de rolo de pneus, preferencialmente, deverá ser iniciada imediatamente após o espalhamento do agregado e antes da ruptura da emulsão. O excesso de areia só deverá ser retirado após a cura completa da emulsão, em torno de sete dias (COSTA, 1985).

Castro (2003) verificou que a melhor técnica do tratamento anti-pó com emulsão de óleo de xisto, segundo a experiência iniciada em 1995, é a aplicação de duas camadas de emulsão à taxa de 1,5 l/m² a 1,0 l/m² (caso de solos finos), seguidas de aplicação de pó-de-pedra à taxa de 6,0 kg/m² na primeira e de 8,0 a 10,0 kg/m² na segunda camada. O tempo de liberação ao tráfego é aproximadamente quatro horas, ou logo após a execução desde que a velocidade seja reduzida. O próprio tráfego se encarrega de retirar o excesso de agregado da superfície do revestimento.

Costa (1985) recomenda que a declividade transversal onde será aplicado o TAP seja de 4 a 5% e o tráfego poderá ser liberado logo após a compactação, desde que a velocidade seja reduzida.

A experiência baiana (Figuras 2.3 e 2.4) com este tipo de revestimento mostrada por Costa (1985), aponta para uma duração de quatro anos desde que se aplique uma segunda camada de capa selante ao final do segundo ano de vida do pavimento. Nas regiões onde a pluviometria exceda os 1500 mm, recomenda-se que a segunda camada de capa selante seja aplicada imediatamente após a primeira camada.



Figura 2.3 – Trechos em TCP na Bahia. Detalhe TCP sobre base de laterita.



Figura 2.4 – Segmento com presença de defeitos. Detalhe de panela.

2.5 DEFEITOS EM VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO NÃO-REVESTIDAS

As rodovias de baixo volume de tráfego sem revestimento ou apenas com uma camada delgada equivalente a um tratamento superficial simples estão sujeitas a

uma série de defeitos diferentes daqueles inerentes às rodovias de maior tráfego com estruturas de pavimento mais robustas e revestimentos que, geralmente, consistem de misturas asfálticas a quente.

Estes defeitos têm natureza diferente, pois não contam, por exemplo, com o trincamento comum aos pavimentos asfálticos decorrente da fadiga, pois os tratamentos superficiais trabalham a compressão. Porém elementos aparentemente mais simples como poeira ou existência de canaletas de drenagem lateral, são considerados como defeitos pelos órgãos rodoviários ou pesquisadores que trabalham com as rodovias de BVT.

Observa-se que os defeitos das rodovias pavimentadas estão relacionados na maior parte das vezes ao revestimento asfáltico destas. No caso das rodovias não pavimentadas os defeitos têm uma abrangência maior e se relacionam também com a geometria ou a drenagem, além da superfície de rolamento que pode contar ou não, com algum tipo de tratamento superficial.

O estudo conduzido pela USDA (1995) tipifica os defeitos nas rodovias sem revestimento da seguinte forma:

- seção transversal imprópria;
- drenagem lateral inadequada;
- corrugações;
- excesso de poeira;
- buracos;
- trilha de roda;
- perda de agregados.

A **seção transversal** das rodovias aqui abordadas deverá possuir uma declividade transversal acentuada (~4%) de maneira que a água precipitada em sua superfície rapidamente se dirija aos bordos onde um dispositivo de drenagem, por mais simples que seja, conduza-a para fora do corpo estradal.

A água conduzida às laterais da pista de rolamento por uma declividade eficiente deve ser igualmente levada para fora da mesma, pois o umedecimento do subleito

pela água empoçada, somado ao tráfego, provocará a diminuição de resistência do solo ocorrendo afundamentos, perda de material, erosão de borda. A existência de sarjetas mesmo rudimentares e saídas d'água, com conservação periódica evitará a existência do defeito, constituindo-se numa **drenagem** eficiente.

As **corrugações** são pequenas ondulações, de comprimento de onda de centímetros a dezenas de centímetros, que tomam a maior parte da largura da pista de rolamento com espaços regulares e perpendiculares à direção do tráfego. Têm como causas a perda de agregados finos pouco coesivos, associada ao próprio tráfego, ou ainda à falta de abaulamento transversal.

O **pó** gerado pelo tráfego nas rodovias não pavimentadas apresenta várias consequências, sendo que a mais direta produz a diminuição da visibilidade dos motoristas, porém não podem ser esquecidos os problemas causados aos moradores e plantações lindeiros, problemas de saúde inclusive. Também são afetados os motores dos veículos que operam a via, pela redução de sua vida útil (BAESSO; GONÇALVES, 2003).

A causa do pó é o desprendimento dos finos da camada final de rolamento face à ação do tráfego sobre a camada de rolamento associada a alguma deficiência desta como perda de umidade, por exemplo, ou inadequação do próprio material utilizado. É de se esperar que substâncias que aumentem a aglutinação das partículas de solo venham a minimizar este defeito.

As **panelas ou buracos** são produzidos pelo desgaste da camada superficial de rolamento devido à abrasão causada pelo tráfego ou pela ação de chuvas e falta de abaulamento correto. A velocidade da formação deste defeito depende também de outros fatores como acúmulo de água e a fragilidade do material que compõe esta camada.

As **trilhas de roda** ocorrem pela deformação permanente ocasionada pelo tráfego associado à falta de resistência em uma ou mais camadas do pavimento ou subleito, seja pela falta de coesão, muitas vezes fazendo com que a ação do tráfego promova

“canaletas” nas trilhas, seja pela presença de material de baixo suporte. Este defeito é agravado pela eventual presença de água acumulada.

Por fim, a **perda de agregados** que tem causas similares à geração de pó, pois o desprendimento dos finos desestabiliza a camada superficial da pista salientando, num primeiro momento os agregados mais graúdos que num segundo momento, com a continuidade do tráfego são deslocados para os bordos da pista, em geral acumulando, naturalmente, em pequenas leiras.

Não há um método definido pelo DNIT para avaliação dos defeitos das rodovias não pavimentadas. O método proposto pelo *U.S. Department of the Army (USDA)* é adotado neste trabalho para avaliação dos trechos experimentais. A descrição resumida do método é apresentada no Anexo 2 – Método da condição de levantamento de defeitos em rodovias não-pavimentadas.

3 ESTABILIZAÇÃO ASFÁLTICA

3.1 EMULSÕES ASFÁLTICAS

A emulsão asfáltica é um material constituído por duas fases, uma fase de material betuminoso, o CAP, dispersa em outra fase aquosa, a água, por meio de facilitadores químicos, como os agentes emulsificantes, e de dispositivos mecânicos como os moinhos coloidais. O produto resultante apresenta estabilidade limitada cuja duração é função de vários fatores como armazenamento, temperatura, contato com outros materiais, tipo e proporção dos materiais constituintes.

Becher¹ (1961) *apud* Baumgardner (2006) define emulsão:

Uma emulsão é um sistema heterogêneo, termodinamicamente instável, que inclui ao menos duas fases líquidas imiscíveis no qual uma é dispersa em outra em forma de gotículas cujo diâmetro é geralmente maior que 0,1µm. A estabilidade mínima conferida a este tipo de sistema pode ser aumentada pela adição de agentes apropriados tais como emulsificantes ou partículas sólidas de tamanho reduzido.

As emulsões asfálticas, de um modo geral, têm de 40% a 75% de CAP, 0,1% a 2,5% de emulsificante, 25% a 60% de água, 0 a 10% de solvente e é acrescida ainda de outros componentes em percentual bem reduzido. No Brasil, o percentual mínimo de CAP é de 60%, conforme as normas de emulsões adequadas à pavimentação. As partículas de CAP na emulsão variam de 0,1 a 20 µm de diâmetro. De um modo genérico, a emulsão asfáltica é um líquido marrom, de consistência variada, conforme a porcentagem de betume e o tamanho das partículas (JAMES, 2006).

Historicamente, pode-se dizer que a produção em escala industrial das emulsões asfálticas teve início na cidade de Lutterbach, em 1905, com o químico Emile Feigel (ABEDA, 2001). Na década de 20, o uso de emulsões foi crescendo na pavimentação dos Estados Unidos, em aplicações para redução de poeira. Mas foi em 1951, que a ESSO, na França, deu um passo importante na utilização deste produto, quando colocou à disposição do mercado as emulsões catiônicas. Se por

¹ BECHER, P. Emulsions: Theory and Practice. USA: Huntington, Kreiger R. Publishing, 1961

um lado melhorou a diversificação na produção, por outro houve, concomitantemente, um aumento das cargas transportadas e do volume de tráfego, fazendo com que alguns órgãos rodoviários priorizassem as misturas a quente por as considerarem mais resistentes (ASPHALT INSTITUTE, 1996).

No Brasil, a introdução das emulsões deu-se em 1952, com as aniônicas e dez anos mais tarde surgiram no mercado as catiônicas, estas tendo grande desenvolvimento por apresentarem melhor compatibilidade com a grande maioria dos agregados brasileiros, sendo que ao final dessa década suplantava largamente a produção da emulsão aniônica. Em 1969, no Brasil e na Argentina, iniciava-se a fabricação das emulsões de ruptura lenta, antes mesmo dos EUA e da Europa, onde já eram usadas nos pré-misturados a frio e em misturas para bases de pavimento com granulometria fechada (VOGT, 1971).

Pode-se considerar que entre 5% e 10% dos revestimentos asfálticos no mundo utilizam emulsão asfáltica como ligante. Nos Estados Unidos são produzidas três milhões de toneladas de emulsão, representando entre 5% a 10% do consumo de asfalto. Mais de oito milhões de toneladas de emulsão são produzidas no mundo, destacando-se além dos EUA, a França, o México e o Brasil, como principais produtores (JAMES, 2006). No Brasil, cerca de 1/3 do consumo de asfalto é direcionado para a fabricação de emulsões.

Entre as vantagens da emulsão asfáltica como ligante de misturas asfálticas destacam-se a possibilidade de utilização com temperatura ambiente e com agregados úmidos, o que facilita a produção da mistura e a execução em pista, acarretando em menor custo, redução de consumo de energia e restrita agressão ao meio ambiente. Torna-se assim um produto atraente para pequenas prefeituras municipais, ou para aplicação em vias de menor volume de tráfego, geralmente em locais de acesso remoto.

Estudos mostram que o consumo de energia cai pela metade, se comparadas as construções de revestimentos de rodovias com características similares usando misturas asfálticas a quente e emulsões asfálticas (JAMES, 2006).

3.1.1 O processo de fabricação das emulsões asfálticas

Para se emulsificar um CAP, deve-se dividi-lo em partículas muito pequenas (2×10^{-3} a 5×10^{-3} mm de diâmetro) e envolvê-las com um agente emulsificante, de modo a impedir a união destas partículas dispersas em água, ou seja, a ruptura prematura da emulsão asfáltica (SANTANA, 1992).

O emulsificante garante que as micelas de CAP fiquem com a superfície carregada positivamente, e que assim com mesma carga, fiquem impedidas de se unirem, conferindo uma estabilidade temporária para a emulsão asfáltica.

Para dividir o CAP em partículas de tamanho conveniente, para se possibilitar o processo de emulsificação, são necessárias energias térmica e mecânica. A primeira confere ao asfalto a viscosidade apropriada para que possa ser aplicada a energia mecânica produzida por um moinho coloidal, que tritura o CAP até as dimensões apropriadas. A Figura 3.1 apresenta um fluxograma do processo de fabricação da emulsão asfáltica.

A fase aquosa (Figura 3.2) é constituída principalmente pela água e pelo emulsificante, que tem função destacada no processo de fabricação da emulsão. Esta fase é também aquecida, de modo a encontrar uma temperatura de equilíbrio ideal entre as duas fases (betuminosa e aquosa) para a entrada no moinho. A Figura 3.3 mostra os tanques de armazenamento de matérias-primas e fase aquosa no interior de uma fábrica de emulsões.

O moinho coloidal (Figura 3.4) consiste de um rotor de alta velocidade, que gira entre 1000 e 6000 r.p.m. num estator. O espaçamento entre o rotor e o estator é de 0,25 a 0,50 mm e é normalmente ajustável. As temperaturas dos dois componentes variam dependendo do tipo e porcentagem de asfalto na emulsão.

A viscosidade do asfalto entrando no moinho não deve exceder 0,2 Pa.s (2 *poise*) e para atingir esta viscosidade as temperaturas do asfalto devem situar-se entre 100 e

145°C. A temperatura da fase aquosa é ajustada (50 a 60°C) de forma que a temperatura da emulsão produzida não seja maior que 90°C. (REDE ASFALTO, 2006; DNER, 1997).

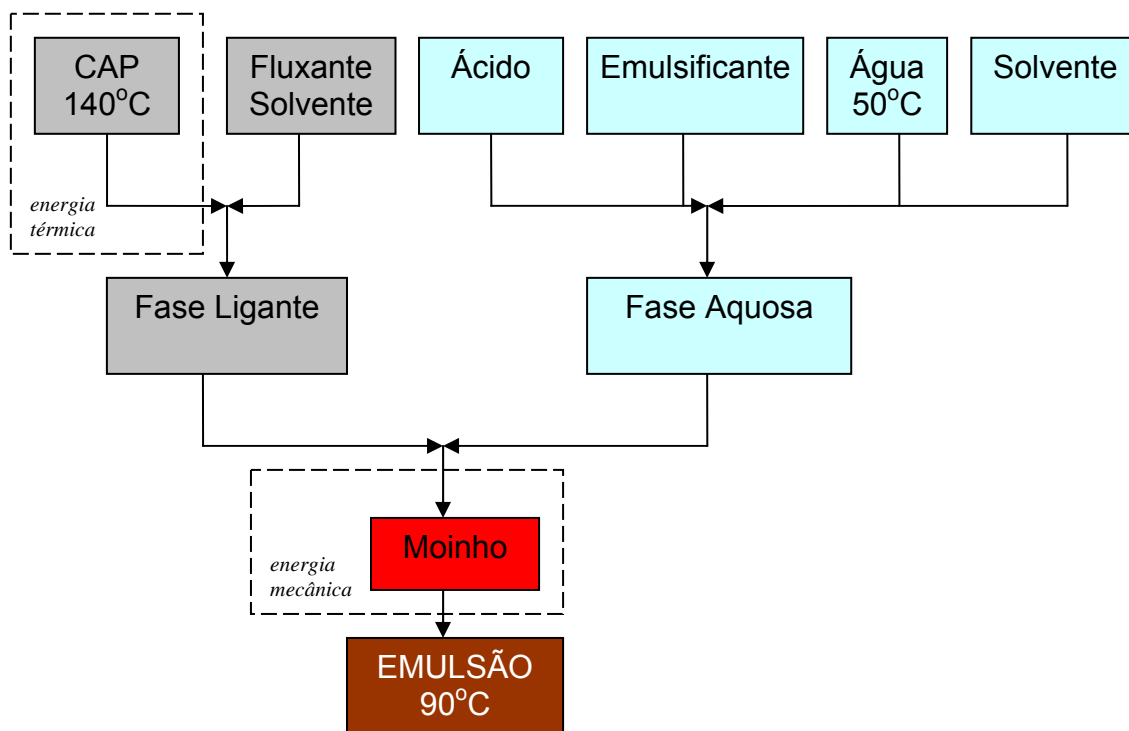


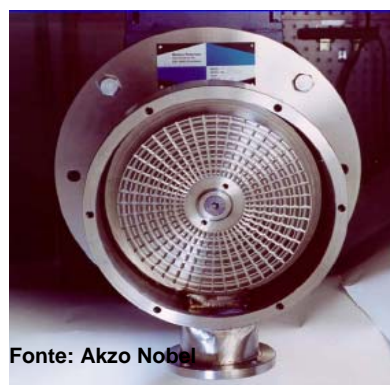
Figura 3.1 – Esquema de produção de uma emulsão asfáltica



Figura 3.2 – Detalhes da fase aquosa (esquerda) e do emulsificante (direita)



Figura 3.3 – Tanques de armazenamento de matérias-primas (esquerda) e das fases aquosas (direita) em fábrica de emulsões



Fonte: Akzo Nobel

Figura 3.4 – Moinho coloidal (esquerda) e detalhe do rotor (direita)

A Figura 3.5 mostra uma ampliação de uma emulsão vista por meio de um microscópio, destacando a diversidade de tamanhos das partículas de CAP dispersas na fase aquosa. O tamanho das partículas da emulsão resultante pode ser relacionado à velocidade do moinho coloidal, ao espaço existente entre o rotor e o estator, ao tempo em que a emulsão passa no moinho, à concentração e ao tipo de emulsificante, e à temperatura do processo de emulsificação (REDE ASFALTO, 2006).

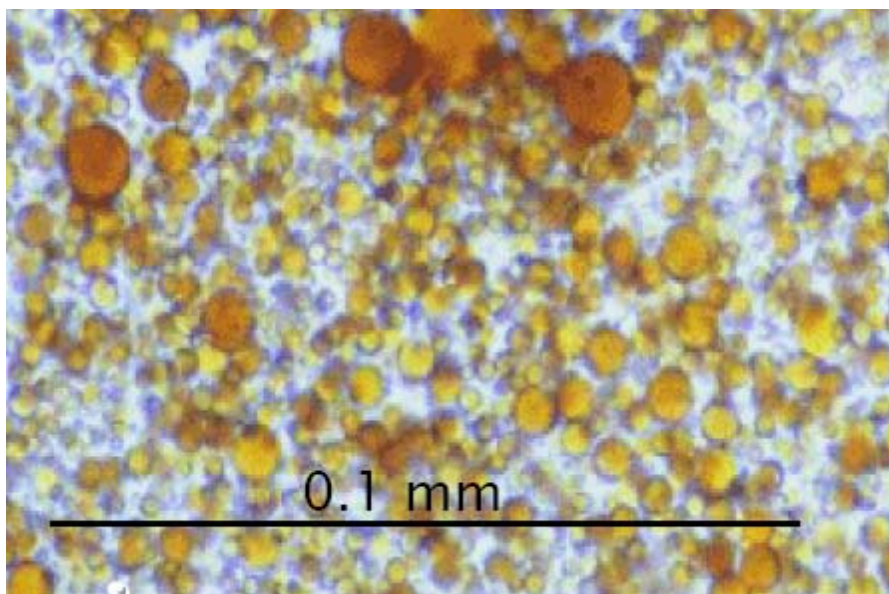


Figura 3.5 – Detalhe de emulsão asfáltica ampliada destacando as gotículas de asfalto com diversos tamanhos (AKZO NOBEL, 2006)

O processo de fabricação da emulsão tem grande influência não só nas suas propriedades físicas, mas também no seu desempenho.

3.1.2 O emulsificante

O emulsificante é uma substância tenso-ativa, que diminui a tensão interfacial entre as fases asfáltica e aquosa. Suas moléculas são formadas de uma parte polar (“cabeça”) hidrofílica carregada positivamente (no caso da emulsão catiônica) e outra apolar lipofílica (“cauda”).

Assim, a molécula de emulsificante tem uma extremidade que apresenta afinidade com água e na outra uma larga cadeia hidrocarbonada (natureza orgânica) que apresenta afinidade com CAP (REDE ASFALTO, 2006).

Os emulsificantes podem ser aniônicos, catiônicos e não iônicos, de acordo com o seu caráter iônico. Os aniônicos são sabões em que um ânion orgânico está associado a um álcali. O emulsificante catiônico é geralmente o produto da reação

de ácidos inorgânicos fortes, tipo HCl, com aminas graxas, e tem uma molécula do tipo $R-HCINH_3$ que se dissocia em água.

Se o tamanho médio da partícula de CAP na emulsão é da ordem de 2 a 5 μm , o emulsificante é 1.000 vezes menor, tendo uma cauda que fica inserida na gotícula de CAP e um corpo aderido à parte superficial – Figura 3.6 (REDE ASFALTO, 2006).

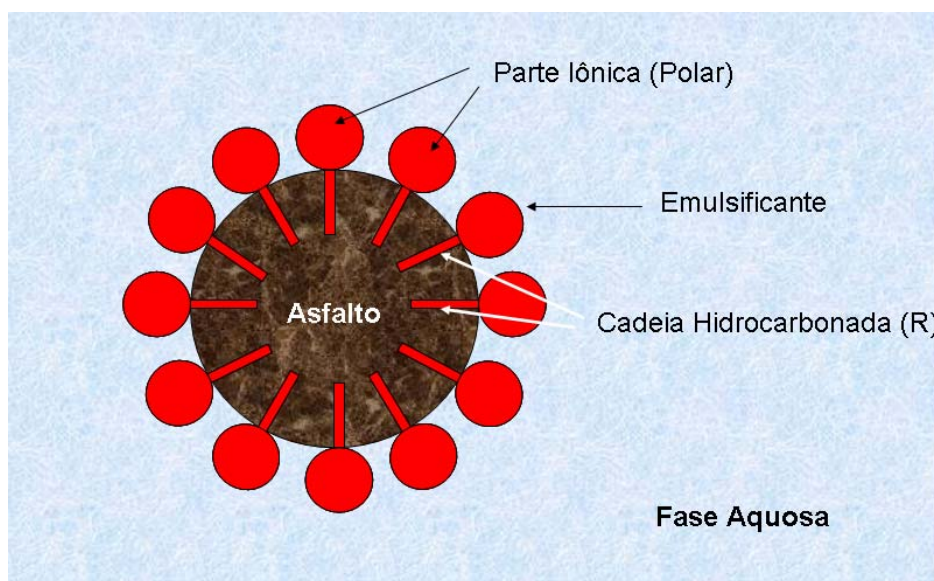


Figura 3.6 – Representação de uma gotícula de CAP envolvida pelo emulsificante num meio (fase) aquoso (JAMES, 2006)

A escolha e concentração do emulsificante têm grande influência na determinação da carga da partícula de asfalto e da reatividade da emulsão produzida. Conforme a concentração de emulsificante aumenta, o tamanho da partícula de emulsão é reduzido. Logo, emulsões de ruptura lenta contendo altas concentrações de emulsificante têm, comumente, partículas de tamanhos menores que aquelas de ruptura rápida (JAMES, 2006; ASPHALT INSTITUTE, 1989).

3.1.3 A ruptura da emulsão

Entende-se por ruptura o processo de união (coalescência) das gotículas de CAP dispersas na água. A cura ocorre pela continuidade da perda de água, em conjunto

com a estabilização do processo de ruptura. O termo “cura” está associado a uma mistura que, por exemplo, contenha a emulsão como aglutinante.

Ao entrar em contato com a superfície de um agregado, parte da água existente na emulsão é adsorvida e outra se evapora por ação de intempéries ou reações químicas, rompendo a estabilidade alcançada no processo de emulsificação já descrito e propiciando as condições adequadas para separação de fases.

À medida que o processo de coalescência vai progredindo, forma-se uma película de CAP sobre o agregado. O tempo de duração deste processo chama-se tempo de ruptura e pode variar entre as emulsões, conforme as propriedades e quantidades do agente emulsificante utilizado e da proporção relativa de água e asfalto (INSTITUTO DO ASFALTO, 2001).

No processo de ruptura da emulsão asfáltica (Figura 3.7) podem ser destacadas duas fases: a floculação, onde os glóbulos de CAP aproximam-se e aderem-se entre si, e a coalescência, onde a água existente entre glóbulos se desloca, ocasionando a quebra do filme de emulsificante e a fusão dos glóbulos de CAP (AKZO NOBEL, 2005).



Figura 3.7 - Estágios da ruptura de uma emulsão (JAMES, 2006)

Conforme Rede Asfalto (2006), dois tipos de ruptura podem se distinguir: ruptura intrínseca da emulsão (fusão irreversível das partículas) e ruptura em presença de agregado. No primeiro caso, os fatores intervenientes são:

- má qualidade ou quantidade insuficiente do emulsificante;

- decantação ou agitação prolongada da emulsão;
- evaporação parcial da água de dispersão;
- adição de um produto químico inapropriado.

Já no caso da ruptura em presença de agregado, os glóbulos de asfalto reagem com a superfície do agregado e são atraídos por este, expulsando a água entre eles.

Segundo James (2006), os casos mais comuns de ruptura de emulsão podem ser a seguir enumerados:

- as cargas das partículas de emulsão são rapidamente destruídas pelas mudanças de pH, ocasionando uma rápida floculação quando então a coalescência inicia-se em velocidade lenta;
- perda d'água, seja por evaporação ou por adsorção dos agregados, ocasionando uma aproximação das partículas de emulsão de tal modo que forças de atração predominam, levando à expulsão da água restante e iniciando o processo de coalescência.

Nas emulsões de ruptura lenta em contato com agregados com alto teor de finos, a ruptura pode ocorrer devido a uma heterofloculação entre os glóbulos de CAP e as partículas finas do agregado, sendo esta suficientemente forte para expulsar a água presente, formando um mástique de asfalto (JAMES, 2006).

A ruptura das emulsões catiônicas dá-se muito mais pela reação química entre o emulsificante e o agregado do que propriamente pela evaporação da água. Nas aniônicas ocorre o contrário (SANTANA, 1992).

3.1.4 Classificação das emulsões

Em termos gerais, apresentam-se as emulsões diretas, onde a fase contínua é a água e a descontínua é o CAP; as emulsões invertidas, onde ocorre o inverso; e as emulsões múltiplas, onde nos glóbulos do óleo descontínuo de uma emulsão direta ainda se encontram glóbulos de água (AKZO NOBEL, 2005).

Por seleção adequada do agente emulsificante (item 3.1.2) e de outros controles de fabricação, produzem-se emulsões asfálticas de diferentes tipos e graus. Pela escolha do agente emulsificante, que determina a carga do glóbulo de asfalto, as emulsões asfálticas podem ser:

- aniônicas – glóbulos de asfalto são carregados eletronegativamente;
- catiônicas – glóbulos de asfalto são carregados eletropositivamente;
- não iônicas – glóbulos de asfalto são neutros.

As emulsões catiônicas e aniônicas deixam as superfícies dos glóbulos de asfalto carregadas positiva ou negativamente, respectivamente, o que segundo os fabricantes seria adequado para promover melhor adesão com os agregados carregados superficialmente com cargas contrárias. Logo, a sílica e o quartzo desenvolveriam forte ligação com as emulsões catiônicas e os calcários com as aniônicas (FERREIRA, 1980).

O desenvolvimento na fabricação de emulsões e a experiência brasileira mostram que a emulsão catiônica adere com eficiência a todos os tipos de agregados das diversas regiões do país.

Também decorrente do tipo e quantidade de emulsificante e outros agentes químicos, as emulsões são classificadas quanto à velocidade de ruptura (JAMES, 2006):

- ruptura rápida – as emulsões se rompem rapidamente ao se colocarem em contato com agregados de pequena superfície específica, tais como os utilizados nos tratamentos superficiais (15 minutos, aproximadamente);
- ruptura média – as emulsões se rompem em tempo maior, para que possam se misturar com agregados de pequena superfície específica, tais como os usados nas misturas asfálticas de graduação aberta;
- ruptura lenta – as emulsões se rompem de modo mais lento, para que possam ser usadas com agregados reativos de grande superfície específica, como os solos finos.

As emulsões de ruptura rápida são instáveis, contendo uma quantidade relativamente pequena de emulsificante e, portanto, muito suscetíveis à ruptura. As

emulsões de ruptura média já contêm mais emulsificante, o que as torna mais estáveis, podendo ser usadas tanto em trabalhos de mistura (gradação aberta dos agregados) como em serviços de penetração. Por fim, as emulsões de ruptura lenta são as mais estáveis, sendo utilizadas principalmente em misturas que contenham materiais mais finos, proporcionando ainda a realização de misturas na pista (KREBS E WALKER², 1971 *apud* FERREIRA, 1980).

Os parâmetros de classificação das emulsões asfálticas, segundo as normas brasileiras, são conferidos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Especificações técnicas de emulsões catiônicas. (Portaria MINFRA nº 16, de 17.1.1991 – DOU 18.1.1991 – Regulamento Técnico DNC nº01/91)

Características	Métodos de Ensaio IBP/ABNT	Tipos de Ruptura				
		Rápida		Média		Lenta
		RR-1C	RR-2C	RM-1C	RM-2C	RL-1C
ENSAIOS SOBRE A EMULSÃO						
a) Viscosidade Saybolt-Furol, s, a 50°C	NBR 14491	20-90	100-400	20-200	100-400	Máx. 70
b) Sedimentação, % em peso máx.	NBR-6570	5	5	5	5	5
c) Peneiração, 0,84mm, % peso máx.	NBR 14393	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
d) Resistência à água, % min. de cobert.	NBR-6300					
- agregado seco		80	80	60	60	60
- agregado úmido		80	80	80	80	80
e) Mistura com cimento, % máx	NBR-6297	-	-	-	-	2
-ou com filer silício	NBR-6302	-	-	-	-	1,2-2,0
f) Carga da partícula	NBR-6567	Posit.	Posit.	Posit.	Posit.	Posit.
g) pH máximo	NBR-6299	-	-	-	-	6,5
h) Destilação						
- solvente destilado, % em vol	NBR-6568	0-3	0-3	0-12	3-12	Nula
- resíduo mínimo, % em peso		62	67	62	65	60
i) Desemulsibilidade, % peso – mín.	NBR-6569	50	50	-	-	-
- máx.		-	-	50	50	-
ENSAIO SOBRE O SOLV. DESTIL.						
a) Destilação, 95% evap., °C – máx.	NBR-9619	-	-	360	360	-
ENSAIO SOBRE O RESÍDUO						
a) Penetração a 25°C, 100g, 5s, 0,1mm	NBR-6576	50-250	50-250	50-250	50-250	50-250
b) Teor de betume, % em peso mín.	NBR-14855	97	97	97	97	97
c) Ductilidade a 25°C, cm, mín	NBR-6293	40	40	40	40	40

² Krebs, J.C. e Walker, R.D. (1971) Highways Materials, McGraw Hill Book Company.

3.1.5 Ensaio de caracterização da emulsão asfáltica

A seguir são apresentados, de forma sucinta, os principais ensaios empregados para a caracterização das emulsões asfálticas.

Determinação do resíduo asfáltico por evaporação – NBR 14376 (2007)

Ensaio simples, porém de grande importância, pois determina o teor de CAP existente na emulsão. Tomam-se 100 g de emulsão, aquecendo-a até a completa evaporação da água. Pesa-se o resíduo, que é o CAP, determinando-se assim a razão percentual entre este e a amostra inicial de emulsão.

Determinação da ruptura – Método da mistura com cimento – NBR 6297 (2003)

Ensaio apropriado apenas para emulsão asfáltica de ruptura lenta. Quantidades conhecidas de emulsão, cimento e água são misturadas e então drenadas e lavadas sobre uma peneira de 1,4 mm. A quantidade de emulsão rompida fica retida na peneira e é pesada após permanecer duas horas em estufa. O resultado é a relação entre o resíduo retido e a quantidade inicial de emulsão.

Determinação da viscosidade Saybolt Furol – NBR 14491 (2007)

Entende-se por viscosidade Saybolt Furol o tempo, em segundos, necessário para que 60 ml de emulsão escoem de modo contínuo através de orifício padronizado, à temperatura pré-determinada. Observa-se que esta é uma medida indireta de viscosidade, já que a unidade da mesma é Poise ou g/cm.s.

Determinação da sedimentação – NBR 6570 (2000)

Ensaio realizado sobre certa quantidade de emulsão, após repouso de cinco dias em proveta, donde são coletadas amostras do topo e do fundo da proveta para obtenção dos respectivos resíduos de asfalto por evaporação. O resultado é expresso pela diferença percentual entre estes resíduos, não devendo exceder 5%.

Determinação da desemulsibilidade – NBR 6569 (2008)

Ensaio apropriado para as emulsões de ruptura rápida ou média, onde determinada quantidade é parcial ou totalmente rompida por meio da adição de um reagente químico (dioctil sulfocionato de sódio a 0,8%). O resultado é a relação percentual entre o resíduo após a desemulsibilidade e o resíduo de asfalto obtido anteriormente por evaporação. Este ensaio objetiva garantir a estabilidade da emulsão, pois está relacionado à quantidade necessária de emulsificante (Rede Asfalto, 2006).

Determinação da carga da partícula – NBR 6567 (2007)

Uma amostra de emulsão asfáltica é submetida a uma corrente elétrica, por meio de eletrodos mergulhados na mesma. Após certo tempo ou depois de determinada queda da corrente elétrica, verifica-se em qual dos eletrodos houve deposição de asfalto. Se em ambos, a emulsão é anfotérica, se em nenhum ela é não iônica. Caso a deposição ocorra no catodo (eletrodo negativo), a emulsão é catiônica, e se ocorrer no anodo (eletrodo positivo), a emulsão é aniônica.

Determinação da ruptura – Método de mistura com filer silícico NBR 6302 (2008)

O ensaio é simples e trata da determinação do índice de ruptura, que relaciona a quantidade de filer silícico que leva uma quantidade de 100 g de emulsão asfáltica à completa ruptura (quando a emulsão perde a fluidez a ponto de se descolar das paredes da cápsula onde é submetida ao ensaio).

Determinação do resíduo de destilação – NBR 6568 (2005)

Utilizando um destilador metálico, a emulsão é aquecida a 260°C até o final do processo de destilação, onde é pesado o resíduo (CAP) e determinado o percentual em relação à emulsão.

Determinação da peneiração – NBR 14393 (2006)

A norma especifica que uma quantidade de 1.000 ml de emulsão deve ser passada na peneira de abertura 0,84 mm, de maneira que o material retido (grumos de CAP) não exceda 0,1% em peso. Trata-se de um ensaio qualitativo.

Determinação do pH – NBR 6299 (2005)

Sabendo que pH é o logaritmo decimal do inverso da concentração hidrogeniônica, utiliza-se um potenciômetro calibrado com soluções-padrão para sua determinação nas emulsões asfálticas. Trabalha-se com temperaturas de 20°C e 30°C.

Determinação da resistência à água (adesividade) NBR 14249 (2007)

O ensaio apresentado nesta norma relaciona-se também ao agregado graúdo, sendo incluído neste trabalho pela sua importância no contexto das misturas a frio. A norma define como resistência à água do asfalto residual a propriedade do agregado de ser aderido por material betuminoso quando uma mistura de agregado-asfalto residual, após a cura, é imersa em água a 40°C durante 72 h. O resultado é obtido por avaliação visual do percentual da área de agregado que se manteve recoberta pela película do asfalto residual.

3.2 ESTABILIZAÇÃO ASFÁLTICA

Entende-se por estabilização asfáltica um processo de adição de ligante asfáltico aos solos para sua aplicação como material de pavimentação, uma vez que estes solos no estado natural ou compactado não oferecem resistência adequada e estabilidade para os esforços solicitantes do tráfego.

A estabilização de solo com materiais asfálticos voltada à pavimentação justifica-se pela possibilidade de utilização de materiais locais e métodos de mistura na pista, o que é realçado quando há reflexos positivos nos orçamentos das obras.

No caso dos ligantes que podem ser utilizados na estabilização, destacam-se atualmente as emulsões e os cimentos asfálticos, já que os alcatrões estão há muito tempo em desuso e os asfaltos diluídos em poucos anos terão também sua produção descontinuada pelo maior potencial de agressão ao meio ambiente.

Ao se considerar, no entanto, que a utilização de uma unidade de aquecimento para o cimento asfáltico onera a estabilização asfáltica, resta a emulsão asfáltica como alternativa mais viável economicamente.

Sabe-se da utilização de estabilização asfáltica em sub-bases de pavimentos rígidos na Alemanha e como reforço de subleito em ferrovias no Japão. No Brasil, vem ganhando espaço como mistura em revestimento primário de cascalho para rodovias de baixo volume de tráfego (MOREIRA *et al.*, 1995).

Na região sul do México, a malha rodoviária de acesso aos poços de petróleo contém material estabilizado com emulsão asfáltica. Essas rodovias comportam tráfego de equipamentos pesados e devem proporcionar trafegabilidade durante todo o ano. O solo estabilizado com emulsão e utilizado nestes acessos é local ou de jazidas selecionadas nas proximidades (LOPES, 1980).

Há controvérsias no que se refere ao início da aplicação de asfalto para estabilização de solos. Alguns autores consideram que o início dessa prática ocorreu na Califórnia em 1904, e outros em Massachusetts alguns anos antes. O desenvolvimento de tais aplicações resultou nos *cut-backs*, ou asfaltos recortados, de cura rápida e média, porém, a dificuldade na interação com alguns solos originou o aparecimento das emulsões asfálticas, usadas inicialmente em 1930 (BEVIS, 1973³ *apud* FERREIRA, 1980).

Outra corrente ainda defende que a estabilização de solos com materiais asfálticos deu-se, inicialmente, no sul da Califórnia em 1898, para reduzir a poeira nas estradas de terra. Seu uso consolidou-se nas décadas de 1920 e 1930, com certo aprimoramento durante a 2ª Guerra Mundial. Apesar de haver várias pesquisas

³ Bevis, P.I. Bituminous Stabilization, Importance of the Soil-Clay Fraction and the Influence of the Orthofosforic Acid as a Secondary Additive. Tese de Ph.D., Universidade de Leeds, U.K., 1973.

sobre o assunto desde esta época, o pleno conhecimento sobre a matéria não está resolvido. Primeiro porque fica restrita às áreas de utilização, ou seja, áreas com carência de materiais pétreos e, segundo, pelo grande número de variáveis que influenciam a estabilização betuminosa (O'FLAHERTY, 1974).

A estabilização asfáltica pode ser dividida em quatro tipos: (i) misturas de areia-asfalto; (ii) misturas cascalho-areia asfalto; (iii) misturas de solo-asfalto; (iiii) tratamentos superficiais ou anti-pó (O'FLAHERTY, 1974). Neste trabalho, os tipos "ii" e "iii" serão por vezes designados por solo-emulsão.

Os custos do transporte de materiais, implantação e manutenção de usinas de asfalto podem onerar significativamente o item "pavimentação" nos orçamentos obras rodoviárias. No Estado do Maranhão, os custos de pavimentação geralmente passam de 50% do orçamento total de obras de melhorias e pavimentação de rodovias. Assim, a pesquisa de alternativas que contemplem materiais locais e técnicas mais simples é de grande importância, especialmente quando voltadas às rodovias de baixo volume de tráfego.

No caso da aplicação em pavimentação para rodovias de baixo volume de tráfego, deve-se limitar o teor de emulsão ao nível de exequibilidade da obra, ou seja, solos que necessitem de altos teores de emulsão para atingirem uma estabilização adequada serão descartados por restrição de custo.

Se considerados aspectos ambientais, orçamentários e executivos, a emulsão asfáltica é, no geral, o principal material betuminoso para mistura com solo. Todavia, devem-se levar em consideração alguns fatores, de maneira a obter sucesso nesta estabilização. São eles: a granulometria do solo utilizado e a quantidade de água deste no momento da mistura com emulsão, a quantidade de fluido ao se compactar a mistura, o teor ótimo de emulsão, o tipo de emulsão, o tempo após a mistura e antes de compactar, o tempo de cura para se obter as condições esperadas de resistência. Estas são várias incógnitas que devem ser resolvidas em campo e no laboratório.

3.2.1 Os solos estabilizados com emulsão

Os materiais asfálticos quando empregados como agentes estabilizantes produzem efeitos que podem ser agrupados de três formas diferentes (WOODS, 1960):

- promover resistência para materiais sem coesão, como areias ou solos muito arenosos (areia-asfalto);
- estabilizar ou inibir a umidade contida nos finos dos solos argilosos (solo-betume);
- incorporar resistência por coesão e certa impermeabilização aos materiais que apresentam apenas resistência por atrito entre os grãos (cascalho-areia emulsão).

A impermeabilização dos solos pelo material asfáltico pode ser explicada sob duas formas: vedação dos canículos formados pelos vazios do solo, impedindo o fluxo de água, ou pela formação de um filme de material asfáltico que envolve partículas de solo protegendo-as da ação d'água. Presume-se que, na realidade, haja uma ação conjunta das formas expostas.

A elevação da resistência do solo arenoso pela estabilização asfáltica está relacionada à coesão entre partículas promovida pelo asfalto que as envolve, além do atrito já existente. Porém, acima de determinado teor de asfalto, ocorre o sobre-espessamento do filme que envolve as partículas de solo; afastando-as, e promovendo contrariamente a perda de resistência ao cisalhamento devido ao menor atrito interno.

Os propósitos da utilização de estabilização asfáltica podem ser de diminuir a absorção d'água das partículas dos finos dos solos. Se os objetivos forem de maximizar a resistência, serão necessários teores mais altos de material asfáltico, mostrando-se antieconômico para rodovias de baixo volume de tráfego, onde se associa a idéia de um pavimento de custo reduzido (YODER; WITCZAK, 1975).

No caso dos solos finos, com plasticidade alta ($IP > 18\%$), a estabilização betuminosa não é aconselhável pela dificuldade em romper os grumos de argila e

obter uma mistura homogênea com o material betuminoso. E para as misturas com cascalho ou cascalho arenoso, a principal função do betume é garantir a impermeabilização dos eventuais finos plásticos presentes de maneira que não comprometam a resistência do conjunto frente à saturação (YODER; WITCZAK, 1975).

A experiência americana mostra que apenas 30% dos solos estabilizados com emulsão devem apresentar diâmetro inferior a 0,075 mm, além de limite de liquidez menor que 30% e índice de plasticidade menor que 18%. Nos solos com grande plasticidade fica muito difícil a mistura com betume, o que estaria relacionado à presença de certos tipos de argilo-minerais, como a montmorilonita. O mesmo não ocorreria se o argilo-mineral presente fosse a caulinita (O'FLAHERTY, 1974).

Os argentinos consideram três tipos de estabilização asfáltica (MOREIRA *et al.*, 1995):

- areia-asfalto, para os solos que apresentem $IP < 10\%$ e percentual passante na peneira n° 200 menor que 15%;
- areia-solo-asfalto, para os solos que apresentem $IP < 10\%$ e percentual passante na peneira n° 200 entre 15 e 35%;
- solo-asfalto, para os solos que apresentem $IP < 18\%$ e os finos ($\emptyset < 0,075$ mm) entre 35 e 50%.

Ingles e Metcalf (1972) apontam que a graduação do agregado não é uma restrição inicial, mas, geralmente, o solo deve ter mais que 50% passando na peneira n°4 e de 10% a 50% passando na peneira n° 200. O limite de liquidez deve ser menor que 40% e o índice de plasticidade menor que 18%.

Na bibliografia consultada, vê-se que o $IP < 18\%$ e quantidades até 35% passantes na peneira de abertura 0,075 mm são, para a grande maioria dos autores e normas pesquisadas, condições adequadas para escolha do solo. Evita-se uma quantidade elevada de fração fina de solos, o que poderia influenciar de modo prejudicial nas propriedades mecânicas dos solos e demandaria altos teores de emulsão para a estabilização. Estes valores podem ser adotados na região de abrangência deste trabalho para que se tenha uma hipótese de partida.

Alguns pesquisadores e órgãos rodoviários (WALLER Jr, 1985; KÉZDI, 1979; ASPHALT INSTITUTE, 1989) apontam limitações no emprego de solos ou agregados a serem estabilizados com materiais asfálticos. Em geral, os solos plásticos são evitados por dificultar a trabalhabilidade, grande formação de grumos e má cobertura de grãos. Assim, alguns parâmetros devem ser seguidos:

- percentual em peso entre 10 e 50% passante na peneira nº 200 (p%);
- equivalente de areia $\geq 25\%$;
- $LL < 40\%$ e $IP < 18\%$;
- $IP (\%) \times p (\%) < 72\%$;
- abrasão *Los Angeles* $\leq 40\%$.

3.2.2 O processo de dosagem da mistura solo-emulsão

Até hoje não há um processo universal de dosagem consagrado que determine o teor adequado para uma mistura de solo-emulsão. Além das diferenças inerentes à fabricação das emulsões ou das características naturais dos solos existem muitas variáveis envolvidas na mistura, condicionamento e ensaios de corpos-de-prova de solo-emulsão o que remete à regionalização dos métodos de dosagem.

O processo de dosagem da mistura solo-emulsão está ligado ao tipo de solo, quantidade de água, condições de condicionamento dos corpos-de-prova, tipo e teor de emulsão. Não há um método específico para a dosagem de solo-emulsão nas normas brasileiras, o que contribui para a pouca difusão desta técnica. Entende-se que as variáveis são em número bem maior que aquelas presentes nas dosagens para misturas a quente ou mesmo a frio, porém envolvendo agregados pétreos.

Em virtude das propriedades impermeabilizantes do asfalto residual, deduz-se que quanto maior a sua proporção, menor a susceptibilidade à ação da água que o solo apresentará. Porém, a maior quantidade de asfalto fará com que a película que envolve os grãos fique mais espessa, diminuindo o atrito entre os grãos e, assim, a resistência da mistura. A dosagem ótima indicada será aquela posicionada entre a que proporcione maior impermeabilização e a maior resistência (INGLES;

METCALF, 1972). A comprovação da impermeabilização ocorre com a imersão em água dos corpos-de-prova de misturas compactadas em fase anterior aos ensaios programados.

Algumas experiências de pesquisadores, baseadas no empirismo de métodos locais, são apresentadas procurando reunir o conhecimento sobre o problema. Yoder e Witczak (1975) mostram na Tabela 3.2 a experiência americana à época. Os autores ainda comentam que, no caso dos solos finos, a função do material asfáltico seria, sobretudo, impermeabilizante de modo a garantir a densidade alcançada mediante a compactação. Note-se que os solos muito plásticos são excluídos pelos autores citados.

Tabela 3.2 – Tipos e quantidades de materiais betuminosos adequados para cada tipo de solo (YODER; WITCZAK, 1975)

Tipo de Solo	Granulometria e Limites de Consistência	Tipos de Materiais Betuminosos	Quant. Aprox. (%)
Solos Finos	máx. LL = 40% máx. IP = 18%	Emulsões, Asfaltos Diluídos	4 – 8
Areias	Ø < 0,075 mm: máx. 25% máx. IP = 12%	CAP de alta penetração; Emulsão e Asfaltos Diluídos	4 – 10
Cascalho (com ou sem areia)	Ø < 0,075 mm: máx. 15% máx. IP = 12%	Emulsões, Asfaltos Diluídos; CAP	2 – 6

Waller Jr (1980) realizou uma pesquisa englobando nove métodos de dosagem com emulsão asfáltica utilizados nos EUA e observou que não há uniformidade quanto à determinação do teor ótimo de emulsão, quantidade de água a ser adicionada, método e intensidade de cura, método de compactação e critério para avaliação da resistência. Apesar de os métodos apresentados serem na maioria mais adequados aos agregados pétreos e areia, tem-se uma dimensão da diversidade de tratamento das variáveis implícitas (Tabela 3.3).

O mesmo autor indica ainda que para os ensaios de laboratório a dosagem de misturas com emulsão deve focar aspectos diversos como:

- quantidade de água necessária para uma boa cobertura dos grãos pela emulsão e para garantir a boa trabalhabilidade da mistura;

- tipo e teor de emulsão asfáltica para produzir os resultados ótimos ou satisfatórios;
- o tempo de cura das misturas;
- a sensibilidade à água das misturas;
- medidas de resistência ou suporte;
- condições de compactação em laboratório similares às de campo.

Apesar de não haver consenso nos métodos estudados pelo autor citado, algumas convergências foram apontadas neste estudo:

- utilização dos ensaios de Hveem ou Marshall com algumas modificações;
- necessidade de acrescentar água ao agregado para facilitar a mistura com emulsão, sendo a determinação da mesma por tentativas, observando a trabalhabilidade, cobertura do agregado ou quantidade de água escorrida;
- existência de vários métodos que usam o *Centrifuge Kerosene Equivalent* para determinar o percentual de emulsão básico inicial na mistura;
- o método de cura tem importante papel nos resultados dos ensaios;
- inexistência de critérios padronizados de aceitação destas misturas e sim, presença de critérios particulares para cada método.

O *Centrifuge Kerosene Equivalent* é um procedimento utilizado em conjunto com o método de Hveem, que define uma porcentagem teórica de asfalto. Baseia-se na capacidade de adsorção dos agregados finos (< 4,76 mm) e grãos (< 9,5 mm) através de imersão em querosene e óleo, respectivamente. Os resultados são plotados em gráficos, resultando a quantidade teórica ideal de asfalto diluído a ser adotada em mistura com os agregados do ensaio (WOODS, 1960).

Tabela 3.3 – Algumas características de métodos de dosagens praticados nos EUA (WALLER Jr, 1985)

	Instituto do Asfalto	U.S. Forest	Chevron	ARMAK	Arizona DOT	Illinois DOT	FHWA (10ª região)
Agregados	Granulometria; Equivalente de Areia; Abrasão L. A.	Granulometria; Densidade do grão		Secos até 1% de umidade; Ø < 12,5 mm	Apenas solos sem coesão P 200 < 15%; EA>25%	Ø < 25mm; Ensaio de adequação agregado (não apres.)	—
Material Asfáltico					—	Ensaio para determinar qualidade da emulsão (não apres.)	—
Teor Inicial	<i>Centrifuge kerosene equivalent test</i>	<i>Centrifuge kerosene equivalent test</i>	<i>Centrifuge kerosene equivalent test</i>		<i>Centrifuge kerosene equivalent test</i>	R=0,00138AB+6,358log ₁₀ C-4,655; A=% ret. #n°4; B=%passa #n°4 e ret.#n°200; C=%passa #n°200	<i>Centrifuge kerosene equivalent test</i> x 1,6
Mistura	<i>Mixing test*</i> – % cobertura, trabalhabilidade, exsudação; fluência	<i>Mixing test</i> e verificação da cobertura		De +3% a -1% da h _{ót.} , variando teores de emulsão	Acrescer água para escurecer o material; 3 teores de emulsão 1,1; 1,3 e 1,5* Cke	<i>Mixing test</i> e verificação da cobertura; Usa o teor inicial de emulsão e variar água	<i>Mixing test</i> , amostras de 500g, um teor de emulsão e vários de água
Compactação	<i>Light Kneading Compactor e Double-Plunger Static Load**</i> (178 kN)	<i>Kneading Compactor***</i>	<i>Light Kneading Compactor e Double-Plunger Static Load</i> – na h _{ót.} + % variados de emulsão	Marshall	<i>TTI compactor</i> 3 cp's p/ cada teor/condicionamento	Marshall	<i>Kneading Compactor</i>
Cura/Condicionamento	3 dias molde – 25°C; 4 dias dessecador à vácuo	24h 50°C; 24h imersas	Inicial – 24h 23°C Final – 72h 23°C + 4 dias dessecação a vácuo + saturação a vácuo	1) após compact.; 2) 24h ar; 3) 24h ar e imerso 38°C 2h; 4) 72h ar; 5) 72h ar e imerso 38°C 2h	No molde, 25°C por 3 dias. Saturação a vácuo de outros 3 cp's para comparação.	1 dia ar p/ estabilidade Marshall (determina h _{ót.}) 3 dias ar p/ estab. Marshall, dens. aparente e fluência (det. teor de emulsão ótimo)	23°C e 3 tempos diferentes
Ensaio	Módulo de Resiliência; Estabilômetro de Hveem	Resistência à Tração Indireta	Módulo de Resiliência; Estabilômetro de Hveem e coesímetro	Adaptação do Marshall ASTM D 1559	Estabilômetro de Hveem e coesímetro	Estabilidade Marshall modificada; Ensaio de durabilidade úmida	Módulo de Resiliência; Estabilômetro de Hveem e Coesímetro
Obs.		Metade dos ensaios com amostra com imersão e outra sem		Os CP's têm a superfície seca com papel absorvente e ensaiadas a 38°C (base) ou 60°C (rev.)	Obtém-se: γ_{comp} ; γ após cura e γ após imersão; umidade após cura e após imersão; R, S e C após cura e imersão	Aplicado às misturas densas e camadas de base	Há outra especificação para misturas abertas

* *Mixing test* – ensaio por tentativas, verificando a quantidade de material que proporciona melhor cobertura da superfície dos agregados; ** *Double-Plunger Static Load* – compactador estático; ****Kneading Compactor* – compactador por apisoamento

Um típico sistema estabilizado com solo e emulsão deve considerar o acréscimo do ligante betuminoso ao solo em estado úmido, nas proximidades da umidade ótima para a massa específica aparente seca máxima, conforme determinada energia de compactação. O ligante deve-se manter estável durante o processo de mistura, para melhor homogeneização desta ou, especificamente, melhor envolvimento dos grãos de solo pelos glóbulos de asfalto (FERREIRA, 1980).

Um dos fatores mais difíceis na padronização de um método de dosagem para as misturas a frio é a tentativa de representar em laboratório as condições de campo, no que se refere à cura. Em campo, a cura pode levar meses ou anos, para que a mistura atinja condições ótimas em termos de propriedades mecânicas, ao passo que a aceleração deste processo em estufa pode comprometer os resultados, além de não representar a realidade (WALLER Jr, 1980).

Por se tratar de uma alternativa voltada para baixo volume de tráfego, estando aí implícita uma limitação de custos, nesta tese o teor de ligante “ótimo”, ou de projeto, deverá ser o mínimo, a fim de se garantir as condições de serviço desejadas ou adequadas. Ou seja, será o teor mínimo viável de forma a promover estabilidade, resistência e, ainda se necessário, impermeabilidade compatíveis aos requeridos para uma obra com padrão de custo aceitável em uma rodovia de BVT.

Assim sendo, pode não haver o envolvimento completo de todas as partículas de solos pelo ligante, além da mistura não apresentar o comportamento preponderante do asfalto, como é visto em misturas de areia asfalto a quente, por exemplo. Apesar de ser possível a utilização de vários ligantes asfálticos, entende-se que a emulsão asfáltica é mais viável pela facilidade de mistura (usina ou pista, a frio), pelos controles efetivos da viscosidade e velocidade de ruptura, e pela sua melhor compatibilidade química com a natureza mineralógica dos solos e agregados. A RL-1C é indicada para os solos finos e a RM-1C pode ser utilizada nos solos granulares (MOREIRA, 2006).

Em sua dissertação de mestrado, Ferreira (1980) apresentou um procedimento de avaliação de misturas solo-emulsão compactadas no cilindro Proctor com energia

normal, limitando o diâmetro máximo dos agregados em 12,7 mm. Previamente, realiza-se o ensaio de compactação para a determinação de cinco pontos de umidade que representam a curva de compactação. Posteriormente, para cada ponto são confeccionados corpos-de-prova em cinco teores diferentes de emulsão (três corpos-de-prova para cada teor). Estes são curados em estufa a 60°C durante 24 h, em seguida são resfriados durante 2 h, sendo então imersos por 1 h e, finalmente, submetidos aos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e resistência à tração por compressão diametral (RT).

As amostras de solo-emulsão de Ferreira (1980) eram compactadas do seguinte modo:

- homogeneização da amostra durante um minuto em misturador de eixo vertical com movimentos de rotação e translação;
- adição de água até obter uma massa homogênea (um a dois minutos);
- retirada, com espátula, do material aderido às paredes e pás do misturador;
- adição de emulsão em quantidade previamente determinada;
- homogeneização, limpeza das paredes e pás, e conclusão da mistura;
- compactação no cilindro Proctor com energia normal.

Moreira *et al.* (1995) apresentam um processo de dosagem de misturas solo-emulsão analisadas pelo ensaio CBR. As amostras de solo são preparadas com umidade próxima da ótima para o solo puro, sendo acrescida em seguida a emulsão já diluída, em teores de 1% a 5%. Após a mistura, a amostra é deixada à sombra para perda de 2% de umidade, aproximadamente. A amostra é então compactada com energia previamente escolhida. Demais amostras são preparadas, aumentando o período de secagem após a mistura com a emulsão, de maneira que para um mesmo teor de emulsão inicial acrescido, obtenham-se vários teores de fluido.

A cura é procedida em estufa a 30°C, com os cilindros sem a base, e cessa quando a perda de umidade gira em torno de 60% a 75% da umidade empregada no momento da compactação. As bases são então novamente adaptadas aos corpos-de-prova, sendo os conjuntos imersos em água por quatro dias, ao fim dos quais é medida a expansão por imersão em água. Em seguida, os corpos-de-prova são submetidos ao ensaio CBR para determinação do valor de suporte.

A escolha do teor apropriado procede-se sobre os gráficos obtidos com os resultados dos ensaios (massa específica aparente seca, expansão, CBR), podendo ser variados os períodos de imersão ou cura, conforme as experiências locais. O ensaio CBR pode ser substituído ou complementado por outro que seja considerado mais apropriado.

3.2.3 Quantidade de água

A estabilização com asfalto, impermeabilizando uma porção considerável das partículas de finos do solo, diminui a absorção de água pelo material, pois reduz a adsorção pelos argilo-minerais. Misturas de solo-emulsão compactadas e imersas em água comprovam que a absorção em água diminui em relação ao solo compactado, pelo efeito da emulsão.

A presença de água numa mistura de solo-emulsão pode ser encarada sob quatro aspectos: (i) água contida no solo no momento imediatamente anterior à mistura; (ii) água acrescentada para proporcionar um melhor envolvimento do grão de solo pela emulsão, lubrificando os contatos e proporcionando maior facilidade para a densificação; (iii) água presente na emulsão em decorrência do processo de fabricação; e (iv) água acrescentada e diluída na emulsão para retardar o processo de ruptura.

Para este trabalho, as quatro formas de apresentação da água exposta serão resumidas como “água higroscópica”, “água acrescentada”, “água da emulsão” e “água de diluição”, respectivamente.

Moreira *et al.* (1995) consideram três os teores de água no processo de mistura: o de dispersão, o de diluição e o de compactação. Recomenda, inclusive, que a umidade resultante na compactação seja levemente inferior à ótima para obtenção de maior resistência, com base em resultados de ensaios, contemplando também a imersão das amostras.

No caso dos solos finos, estes devem ser umedecidos antes da aplicação do material betuminoso de maneira a garantir uma boa mistura, ou seja, um maior envolvimento superficial do grão. A quantidade de água depende do tipo de solo e também da experiência do engenheiro, ficando geralmente um pouco abaixo da umidade ótima do ensaio de compactação. A aeração pode ser importante, caso o material esteja acima da umidade ótima ou o material betuminoso contenha solventes, sendo que estes precisam ser removidos antes da compactação (YODER; WITCZAK, 1975). O uso de solventes tem sido descontinuado em vários países, minimizando a quantidade destes produtos nas emulsões por questões ambientais.

Há controvérsias quanto à quantidade ideal de água a ser utilizada, tanto na mistura quanto na compactação. Um teor de água também adotado por alguns pesquisadores é aquele entre 1/3 e metade da umidade ótima do Proctor normal, onde a mistura solo-água apresenta a maior quantidade de vazios, estando em condições apropriadas para receber o ligante betuminoso (O'FLAHERTY, 1974).

O que se pode afirmar com segurança é que não existe um teor tal que satisfaça concomitantemente resistência e densificação máximas, e absorção e expansão mínimas. Ou seja, existe um teor ótimo d'água ou, melhor ainda, de fluido (água + emulsão) que dependendo da propriedade que se queira satisfazer é diferente, cabendo ao engenheiro, baseado na experiência local, avaliar qual ou quais as propriedades mais relevantes, para adoção da quantidade de água conveniente. Este teor, no entanto, deve resultar próximo do ótimo, para obter o máximo peso específico aparente seco possível.

3.2.4 Granulometria

O teor de asfalto do solo-emulsão está relacionado com a granulometria do solo, ou mais precisamente com o percentual de finos. As partículas de finos possuem maior

superfície específica e requerem, portanto, maior quantidade de asfalto para sua cobertura.

Como explica Santana (1992), um conceito importante na dosagem é o de superfície específica do agregado de diâmetro “d”. Tem-se a área da esfera (s) de mesmo diâmetro (d): $s = \pi d^2$, o seu volume (v): $v = \pi d^3/6$, e sua massa (m): $m = v\rho$, onde ρ é a massa específica dos grãos. Assim, a superfície específica resulta em:

$$\Sigma = \frac{s}{m} = \frac{6}{\rho d} = k^* d^{-1} \quad (1)$$

Considerando a hipótese de o agregado ser totalmente esférico, com $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$, se o diâmetro for de 25 mm (agregado graúdo), ter-se-á $\Sigma = 0,09 \text{ m}^2/\text{kg}$. Já para $d = 0,075 \text{ mm}$, $\Sigma = 31 \text{ m}^2/\text{kg}$.

A partir do conceito acima, pode-se utilizar a fórmula de Duriez para determinar a superfície específica de uma amostra de agregados, supondo $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$:

$$100\Sigma = 0,17G + 0,33g + 2,30S + 12s + 135F \quad (2)$$

Onde:

G – fração retida entre as peneiras 20 e 10 mm;

g – fração retida entre as peneiras 10 e 5 mm;

S – fração retida entre as peneiras 5 e 0,315 mm;

s – fração retida entre as peneiras 0,315 e 0,080 mm;

F – fração retida entre as peneiras 0,080 e 0,005 mm (para efeito de cálculo, pode-se considerar F como o passante na peneira 0,075 mm).

Ou ainda, pode-se adotar a fórmula de Vogt, adaptada às peneiras normalmente utilizadas no Brasil, também considerando $\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$:

$$100\Sigma = 0,07P_4 + 0,14P_3 + 0,33P_2 + 0,81P_1 + 2,7S_3 + 9,15S_2 + 21,9S_1 + 135F \quad (3)$$

Onde:

Σ – superfície específica em m^2/kg ;

P_4 – fração entre as peneiras 50 – 25 mm;

P ₃	–	“	“	“	“	25 – 12,5 mm;
P ₂	–	“	“	“	“	12,5 – 4,76 mm;
P ₁	–	“	“	“	“	4,76 – 2,00 mm;
S ₃	–	“	“	“	“	2,00 – 0,42 mm;
S ₂	–	“	“	“	“	0,42 – 0,177 mm;
S ₁	–	“	“	“	“	0,177 – 0,075 mm;

F – fração passante na peneira 0,075 mm.

Para massas específicas de agregados diferentes de 2,65 g/cm³ pode-se adotar um fator corretivo sobre o resultado final da massa específica. Este fator é encontrado através da razão entre os “ k’ ” do agregado em uso e do agregado genérico da fórmula ($\rho = 2,65 \text{ g/cm}^3$).

A espessura do filme de asfalto residual que envolve o agregado ainda pode ser relacionada à superfície específica do agregado através da expressão (SANTANA, 1992):

$$e = \frac{10 * p}{\Sigma} = K'' p \Sigma^{-1} \quad (4)$$

Onde:

e = espessura de CAP residual em micron;

p = teor de CAP residual em percentagem;

Σ = superfície específica em m²/kg.

Evidentemente, a espessura do filme de asfalto residual que envolve o agregado é crescente com o aumento do teor de CAP, e decrescente com o aumento da superfície específica. No caso das misturas solo-emulsão, observam-se espessuras relativamente delgadas envolvendo as partículas de solo, pois a superfície específica tenderá a ser alta e o teor de asfalto baixo.

No caso de uma amostra de laterita típica, por exemplo, a superfície específica será em torno de 33 m²/kg e o teor de CAP residual de 2,5% (4% de emulsão RL), o que implica em uma espessura de filme de ligante de 0,7 μ . Ao passo que para um CBUQ, tendo o agregado: $\Sigma = 9,5 \text{ m}^2/\text{kg}$ (com fíler) e teor de CAP: p = 6%, obtém-se

$e = 6,3 \mu$, ou seja, uma espessura de filme praticamente dez vezes maior que a do solo-emulsão.

Ainda segundo Santana (1992), é demonstrado, experimentalmente, que a espessura ótima do filme de asfalto é dada por $e = k'''*d^{0,8}$ (5), onde k''' é um coeficiente que varia em função da viscosidade do asfalto, adsorção do agregado, tipo de camada (capa, binder, etc.) e do tipo de tráfego (leve e pesado).

Com as expressões (1), (4) e (5), obtém-se a segunda fórmula de Duriez para dosagem de misturas asfálticas:

$$p = k.(\Sigma)^{0,2} \quad (6)$$

Onde:

p – % de asfalto residual em relação ao peso total dos agregados;

Σ – superfície específica do agregado (m^2/kg);

k – coeficiente “módulo de riqueza”, função de k' , k'' e k''' .

Por meio de estudos experimentais são apresentados os módulos de riqueza usuais conforme o tipo de revestimento e do tráfego (Tabela 3.4).

Tabela 3.4 – Valores de k (módulo de riqueza) (modificado a partir de Santana, 1992)

Mistura	k	Aplicação
CAUQ	3,5 a 4,0	Rodovia
CAUQ	3,8 a 4,2	Aeroporto
<i>Sheet Asphalt</i>	4,0 a 4,5	Capa
PMQsD	3,0 a 3,6	Capa
PMFA	2,5 a 3,5	Base
PMFA	2,8 a 4,0	Capa

Portanto, é possível estimar o teor de asfalto residual de um solo-emulsão a partir de sua granulometria, donde poderá obter-se a superfície específica, e do módulo de riqueza (k) determinado pelo projetista com base na Tabela 3.4.

Os estudos de Guarçoni *et al.* (1988) estabelecem que, se considerada uma espessura mínima para o filme de ligante asfáltico na ordem de 3 μ , é possível obter um diâmetro mínimo de 0,075 mm para o grão de solo que será envolto pelo filme de asfalto, por meio da fórmula de Duriez. Ou seja, as partículas menores não seriam envoltas. Neste mesmo estudo, os autores mostram que para uma dada granulometria tomada como exemplo e ainda considerando as equações de Duriez, seriam necessários aproximadamente 13% de emulsão asfáltica para a cobertura de todos os grãos de solo, o que tornaria inviável, economicamente, a utilização da emulsão na estabilização do solo.

Em Kézdi (1979) são apontados estudos de Pätzhold (1957)⁴ e Johnson (1957)⁵ relacionando teores de asfalto à granulometria de solos ($\emptyset < 4,76$ mm) que serão estabilizados:

$$p = 0,015a + 0,02b + 0,03c + 0,09d \quad (7)$$

Onde:

p – teor de asfalto (%)

a – fração entre as peneiras 4,76 – 2,00 mm;

b – “ “ “ “ 2,00 – 0,42 mm;

c – “ “ “ “ 0,42 – 0,075 mm;

d – fração passante na peneira 0,075 mm.

Considerando que o maior peso para determinação do teor de asfalto é função da quantidade de finos (< 0,075 mm), a equação (7) pode ser simplificada para:

$$p(\%) = 2,75 + 0,064d \quad (8)$$

A faixa granulométrica indicada para estabilização betuminosa em DER-SP (1991) (Tabela 3.5) mostra um limite superior do diâmetro dos grãos de solo em 25 mm, e para os finos não mais que 35% passando na peneira n° 200.

⁴ Pätzhold, H. “Bituminöse Stabilisierung im Straßen-und Wegebau” . Essen:Vft-Mitteilungen,H2, 1957.

⁵ Johnson, J. C. “The place of asphalt stabilization in the expanded highway program”. Chicago, III: Presented at the National convention of American Road Builder’s Association, 1957.

Tabela 3.5 – Faixa granulométrica (DER-SP,1991)

Malha das peneiras (mm)	% em peso, que passa
25	80 a 100
4,8	50 a 100
2,0	35 a 100
0,42	15 a 75
0,075	0 a 35

3.2.5 Cura

O tempo e as condições de cura são importantes para promover a evaporação da água que interfere na concretização do processo de coalescência. É um dos grandes desafios dos pesquisadores, reproduzirem em laboratório as condições similares do campo, ainda mais quando estas são muito variáveis de região para região.

A perda de água em período anterior à compactação não será caracterizada neste trabalho como cura, mas como aeração da mistura solo-emulsão onde a evaporação d'água e o contato superficial entre partículas de solo e as fases da emulsão já iniciam os processos físico-químicos anteriores à ruptura. Porém, este tempo anterior à compactação não deixa de ser mais uma variável no complexo processo de dosagem de uma mistura solo-emulsão.

O aumento da resistência ao cisalhamento de misturas solo-emulsão está relacionado com o aumento da temperatura de cura até um patamar de 60°C, a partir do qual o incremento na resistência diminui bastante (DUNN; SALEM, 1973⁶ *apud* FERREIRA, 1980).

A cura das misturas a frio está relacionada com a resistência das mesmas, pois esta aumenta à medida que ocorre perda de umidade. No campo, a perda de umidade é um processo lento o que torna difícil sua simulação em laboratório. Estudos mostram

⁶ Dunn, C. S. e Salem, M. N. "Temperature and time effects on the shear strength of sand stabilized with cationic bitumen emulsion". Highway Research Record n°442, 1973.

que a cura do corpo-de-prova fora do molde por três dias à 49°C representa, de maneira aceitável, o que ocorre em campo (DARTER *et al.*, 1980; WALLER Jr, 1980; MAMLOUK *et al.*, 1980).

Os trabalhos de campo certamente incorrerão num período entre a aplicação da emulsão e a compactação, pois se a mistura for feita na pista haverá o tempo de homogeneização, e se a mistura for realizada em usina haverá o tempo de transporte até a pista.

Alguns autores estudaram tal efeito considerando os ensaios de RCS e durabilidade com ciclos de molhagem e secagem, observando que há influência nos resultados destes ensaios (CARVALHO *et al.*, 1992).

3.2.6 Ensaio

Os ensaios para análise de misturas estabilizadas com ligantes betuminosos vão depender essencialmente do tipo de solo presente. Nas misturas que contemplem solos finos, a absorção d'água aparece como fator primordial. As amostras com a umidade e massa específica adequadas são deixadas em cura por pelo menos uma semana, em temperatura moderada, para remoção dos voláteis. Passado este período, são colocadas sobre pedras porosas com nível d'água coincidente com a superfície inferior da amostra. As amostras são pesadas antes e após a entrada de água no corpo-de-prova por capilaridade, procurando a sua saturação, para a determinação da água absorvida (YODER; WITCZAK, 1975).

Outra tentativa de ensaio foi determinada pela *American Society for Testing and Materials* (ASTM) por meio do aparelho de *Hubbard-Field*, com misturas sem material graúdo. Este aparelho não é comum no Brasil, porém foi bastante usado nos EUA até algum tempo atrás. As misturas solo-betume são avaliadas antes e após absorção d'água, determinando-se valores mínimos de 450 kgf e 180 kgf, respectivamente. A expansão e absorção d'água devem ser de no máximo de 5% e 7%, nesta ordem (YODER; WITCZAK, 1975).

Ingles e Metcalf (1972) sugerem que podem ser usados os ensaios de resistência à compressão simples, CBR, *Hubbard-Field*, entre outros, para análise das misturas estabilizadas com ligantes betuminosos.

Para as misturas betuminosas com cascalho e cascalho-arenoso, ensaios CBR e triaxiais podem ser utilizados de modo a comparar os resultados com e sem a presença do material betuminoso (YODER; WITCZAK, 1975).

Outros ensaios podem ser adotados para avaliação do teor ótimo das misturas de solo-emulsão, por meio de corpos-de-prova compactados com diversos teores de emulsão, como ensaios de compressão simples no molde Proctor, por exemplo. A *American Society for Testing Materials* (ASTM) tem a norma D 915 (1978) que determina as características de absorção d'água, expansão e extrusão de corpos-de-prova de solo-betume, porém sem especificar os limites dos resultados destes, provavelmente pela dependência de condições climáticas locais.

Ingles e Metcalf (1972), ao mencionar diversas pesquisas na Austrália, mostram que Winterkorn⁷ utilizou o ensaio de resistência compressão simples de amostras compactadas na umidade ótima e variando o teor de asfalto. Foram comparadas as resistências das misturas secas ao ar com aquelas imersas por sete dias, e recomendada a que tivesse a menor relação de resistência seca/imersa, com um mínimo de 5,3 kgf/cm² (530 kPa). Já Leonard⁸ usou o mesmo ensaio em amostras compactadas no cilindro Proctor, que foram curadas ao ar e então imersas por quatro horas, adotando como resistência mínima o valor de 17,6 kgf/cm² (1760 kPa) com absorção de água menor que 1,5%, para misturas de solo areno-argiloso com mais de 8% de emulsão.

Ferreira (1980) apontou ensaios de vários pesquisadores para a medida de resistência das misturas de solo-emulsão, como o ensaio de resistência à compressão simples (não confinada) para amostras compactadas (massa específica

⁷ Winterkorn, H.F. "Granulometric and volumetric factors in bituminous soil stabilization. Proc. HRB (36) pp 773-782, 1957.

⁸ Leonard, H. A. e Muntz, H. E. "Soil stabilization and some modern developments in bitumen usage". Brisbane Division Technical Papers 4(5), I.E. Aust., 1963.

aparente seca máxima e umidade ótima) para vários teores de asfalto. As amostras eram curadas ao ar ou imersas por sete dias, recomendando-se um limite mínimo de resistência de 530 kPa. Ensaios CBR também foram utilizados, tomando-se o valor de 80% como referência, apesar de misturas com CBR = 50% terem sido utilizadas com sucesso.

Moreira *et al.* (1995) recomendam os seguintes ensaios com solos naturais que serão misturados à emulsão: granulometria por peneiramento e sedimentação, relação da sílica sesquióxidos, determinação do pH, equivalente de areia, compactação, CBR, compressão simples e resistência à tração indireta. Os limites para aceitação das misturas solo-emulsão apontam para ISC \geq 80% e RCS \geq 1200 kPa.

O ensaio de absorção de água é indicado por alguns órgãos estrangeiros, limitando como quantidades máximas 7% (ASTM D 915, 1978) e 10% (Road Research Laboratory) (FERREIRA, 1980).

Para ensaiar as misturas solo-emulsão, o DER-SP (1991) apresenta opção entre dois ensaios não utilizados no Brasil:

- ensaio de suscetibilidade ao vapor, segundo o método 307-C Califórnia (MVS – *Moisture Vapor Susceptibility*);
- ensaio de estabilidade *Hubbard-Field*, segundo ASTM D 915 (1978), com os parâmetros apontados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Parâmetros para aceitação de misturas solo-asfalto (DER-SP, 1991)

Parâmetro	Tráfego		
	Pesado	Médio	Leve
Extrusão mín. (kg)	900	650	450
Inchamento máx. (%)	2,5	3,5	5,0
Absorção de água máx. (%)	3,5	5,0	7,0

O ensaio de perda de massa por molhagem e secagem, utilizado para as misturas de solo-cimento (DNIT-ME 203-94), foi adaptado para verificação da durabilidade de corpos-de-prova de misturas solo-emulsão (CARVALHO *et al.*, 1992).

Após a compactação dos corpos-de-prova no cilindro Proctor, estes são curados por cinco dias à temperatura ambiente, imersos por três horas e secos em estufa à temperatura de $42^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ por 18 horas. Ao final desta operação, ficam expostos à temperatura ambiente durante duas horas, sendo então escovados, com escova metálica apropriada, com aplicação de uma carga de 15N. São efetuadas de 18 a 20 escovações no sentido longitudinal e mais quatro nas bases.

Cada ciclo leva em média 24 horas, sendo aplicados para o ensaio 12 ciclos, após o qual os corpos-de-prova são colocados em estufa à temperatura de 105°C a 110°C , até constância em peso.

A perda de peso (P_p) é calculada por:

$$P_p = \frac{P_i - P_f}{P_i} \times 100 \quad (9)$$

Onde:

P_i – Peso seco inicial verificado na etapa de moldagem do corpo-de-prova;

P_f – Peso seco final após os 12 ciclos de molhagem e secagem.

3.2.7 Aspectos construtivos

A técnica construtiva de estabilização betuminosa pode parecer simples, mas requer alguns cuidados que, se não tomados, podem comprometer os objetivos almejados.

A mistura solo-emulsão será mais eficiente quanto maior for o destorroamento do solo. Para se conseguir isto no campo, deve-se utilizar escarificador, grade de discos ou pulverizador, não esquecendo que o umedecimento anterior facilitará muito os objetivos desejados. A aplicação de emulsão deve ser restrita a 2 l/m^2 por

etapa, sendo o solo trabalhado em seguida para ser compactado na umidade ótima em camadas de até 5 cm de espessura, a fim de se atingir um alto grau de compactação (SHERRARD, 1958).

A dificuldade em destorroar os solos argilosos em campo e a sua demanda por taxas mais altas de emulsão fazem com que a estabilização betuminosa para este tipo de solo seja dispendiosa, devendo serem analisadas outras alternativas previamente.

Mesmo com vários quilômetros de rodovias construídas com solo-emulsão, deve-se considerar este tipo de mistura em evolução, pois não há procedimentos de projeto ou construção padronizados. Muitas pesquisas ainda devem ser realizadas, principalmente nas regiões onde já se aplica o solo-emulsão com algum sucesso. Este tipo de aplicação é adequado para rodovias secundárias, com baixo volume de tráfego e, assim, requerem um pavimento de qualidade intermediária (WOODS, 1960).

Em alguns países tropicais é utilizada uma técnica de diluir a emulsão antes da mistura com o solo, objetivando uma melhor mistura e um retardamento da ruptura da emulsão. Após a mistura, é feita a secagem parcial ao ar, conforme a umidade adequada de compactação. Depois de compactado, o material pode ainda perder umidade, deixando as partículas envolvidas apenas com o material betuminoso (YODER; WITCZAK, 1975).

Como o cascalho arenoso provém geralmente de uma jazida não havendo controle rígido de sua granulometria as respectivas misturas betuminosas não sugerem uma alta qualidade, destinando-se assim às rodovias secundárias de tráfego leve (WOODS, 1960).

Em relação à especificação de serviço normalizada por órgãos rodoviários nacionais, foi encontrada apenas uma norma do DER-SP na versão de 1991, pois atualmente não consta do rol de normas vigentes. Na seção 3.07 desta – Sub-bases e bases de solo-asfalto – destacam-se a execução e a utilização de pulvimisturadoras, além da grade de discos.

A norma DER-SP (1991) sugere ainda que o tempo decorrido entre o início da distribuição da emulsão e o término da mistura não deverá ser maior do que três horas, sendo indicadas as emulsões asfálticas catiônicas RL-1C e RM-1C como material asfáltico. Os controles de umidade, espessura e cotas deverão ser rigorosos.

O controle tecnológico pode ser realizado por meio de ensaio de ISC (no solo sem emulsão), compactação, massa específica aparente “in situ” e taxas de ligante na pista (MOREIRA, 2006).

3.2.8 A estabilização de solos com emulsão no Brasil

Em algumas rodovias do nordeste realizaram-se tratamentos contra-pó desde o final da década de 50 e, na década seguinte, o engenheiro Humberto Santana constatou que a vida útil de alguns trechos encontrava-se bem acima do esperado (SANTANA, 1976).

Após esta constatação técnica, surgiu a idéia de aprofundar a ação da imprimação: sua penetração ficava em torno de 3 mm nas camadas de solos lateríticos e, se fosse possível que passasse para 4 cm, por exemplo, o aumento de coesão e o incremento da impermeabilização agiriam também sobre os agregados maiores. Com isto, estes teriam maior dificuldade em se desprender sob ação do tráfego, cujo processo inicia a desagregação e o surgimento de panelas (SANTANA, 1976).

Neste trabalho de Santana (1976), o autor afirma que é importante conseguir-se um espessamento da camada de imprimação de maneira que os finos e o material betuminoso formem um mástique que envolva os grãos maiores, a fim de aumentar a resistência ao arrancamento ocasionado pelo tráfego.

Observa-se que a espessura da camada de mistura está relacionada ao diâmetro máximo do agregado utilizado na camada de base, de tal modo que este se

encontre no interior da camada tratada com emulsão. Assim, as pequenas desagregações ou panelas em decorrência do tráfego têm evolução mais lenta, evitando-se uma maior queda da serventia da rodovia até que se realizem os serviços de conserva.

Foram realizados mais de 600 km de vias, nos Estados do Ceará, Maranhão, Pernambuco, Piauí e Rio de Janeiro, utilizando uma técnica de mistura de solo e emulsão, após o sucesso obtido em alguns trechos experimentais. No Rio de Janeiro, o DER-RJ executou, em caráter experimental, dois trechos, totalizando 33 km (SANTANA, 1977, 1978).

Em termos de custo, a técnica mostra grande vantagem, quando comparada às demais existentes. Porém, deve-se somar ao custo de construção, o custo de manutenção da rodovia e de operação dos veículos nos cinco anos seguintes. Deve-se ter sempre em mente que a técnica é dirigida ao baixo volume de tráfego, e quando se tem boas condições de drenagem superficial.

De Santana (1976) extrai-se a experiência realizada na PI-3, em 3 km na área urbana de Teresina-PI, em junho de 1971, utilizando um pedregulho arenoso não laterítico com 5% passando na peneira nº200 e CBR = 45% (energia intermediária).

A execução seguiu as etapas abaixo:

- umedecimento;
- escarificação de 4 a 6 cm;
- destorroamento com grade de disco;
- umedecimento até acima da umidade ótima (12%);
- incorporação de emulsão diluída (1:1) em três etapas (3,7 l/m² por etapa);
- mistura com a motoniveladora e grade de discos (tombamento de quatro leiras por etapa);
- cura em duas leiras em um período de quatro horas de sol;
- espalhamento com motoniveladora;
- compactação com rolo pneumático;
- execução da capa selante: banho de emulsão RR-1C (0,8 l/m²) diluída em 30% d'água + espalhamento a pá de areia do rio Poti (8 l/m²);

- compactação com rolo pneumático.

Em 1975, quase cinco anos após a construção, o VDM era de 2.620 veículos, 12% de veículos comerciais, e o estado geral do pavimento era bom.

Outra obra interessante, decorrente do sucesso nos trechos experimentais, aconteceu no Estado do Maranhão, na MA-22, entre as cidades de Pinheiro e Itaúna, com a construção de 72 km. Os solos misturados à emulsão da camada de base escarificada consistiram em cascalhos lateríticos provenientes de oito jazidas, cujo percentual passante na peneira nº 200 variava entre 16 e 48%; o CBR (PI) entre 53 e 112%, e o IP entre NP e 16%.

Os procedimentos adotados foram praticamente os mesmos da PI-3 anteriormente relatados. Em ambos os casos, impõem-se uma boa drenagem superficial, não apenas no que se refere à declividade transversal (3 a 5%), mas também a sarjetas, meios-fios, etc.

Nos processos executivos acima relatados destaca-se que a emulsão foi misturada ao solo estando este acima da umidade ótima de 4 a 7 pontos percentuais, além da diluição da emulsão, uma vez que a água facilita o envolvimento do grão pela emulsão, além de retardar a sua ruptura. Por fim, é necessário um tempo de cura ao sol, de preferência, antes da compactação.

Os procedimentos anteriormente detalhados não são aconselháveis quando o cascalho laterítico apresentar diâmetro maior que 50 mm, devido à limitação da escarificação, e quando os finos forem superiores a 30%, o que dificulta a mistura em campo e implica em maiores quantidades de asfalto.

Entre os defeitos mais comuns observados pelos executores nestas obras pioneiras no Brasil destacam-se (SANTANA, 1976, 1977):

- altura da escarificação irregular;
- destorroamento após a escarificação por vezes insuficiente para receber a emulsão e promover uma mistura homogênea;

- mistura solo-emulsão heterogênea, seja por deficiência do envolvimento da emulsão, seja por falta de umidade;
- compactação com excesso de umidade.

Outra experiência de campo é a de Lopes (1980), onde a emulsão asfáltica foi usada como estabilizante, seja por simples espargimento, o chamado anti-pó, seja por mistura com solos. Os dois métodos são similares àqueles utilizados por Santana (1976, 1977), complementando-se com a possibilidade de a estabilização do solo-emulsão ser procedida em usina, sendo o material, então, transportado e compactado na pista, com possibilidade de uso de uma vibroacabadora.

Como recomendações gerais de Lopes (1980), são ressaltadas as condições geométricas da seção transversal, no que tange a inclinação (3 a 5%), e a preferência pela plataforma elevada em relação ao terreno natural, de modo a minimizar o efeito das águas superficiais e subsuperficiais. Trata-se de uma proposição para a região amazônica.

Até então, os trabalhos em solo-emulsão focavam mais a execução e a parte laboratorial, resumindo-se a ensaios CBR. Assim, verificava-se a falta de um procedimento laboratorial adequado para estabelecer os parâmetros de granulometria, dosagem e propriedades requeridas das misturas de solo-emulsão, o que foi inicialmente tratado por Ferreira (1980).

O estudo laboratorial conduzido por Ferreira (1980) objetivou investigar o processo de cura e o teor ótimo de emulsão, além das propriedades de absorção d'água, resistência à tração e resistência à compressão simples.

A emulsão utilizada foi a RL-1C, por entender que é a mais apropriada para mistura com solos. Três jazidas foram utilizadas para constituir a mistura, com os finos variando entre 18% a 23%, umidade ótima entre 10% e 12% na energia normal e diâmetro máximo do agregado com limite de 12,7 mm.

O autor utilizou sistema de cura dos corpos-de-prova compactados em estufa a 60°C por 24 horas, após estudo prévio de perda de água para os três solos estudados.

Para a compactação dos corpos-de-prova adotou-se a seguinte sistemática:

- homogeneização em misturador vertical durante um minuto;
- adição de água na quantidade adequada e misturação por um a dois minutos;
- adição de emulsão e misturação até a massa ficar homogênea;
- compactação dos corpos-de-prova na energia do proctor normal. Adotou-se uma matriz de cinco teores de emulsão e cinco pontos de umidade, sendo três corpos-de-prova para cada combinação;
- cura em estufa a 60°C por 24 horas;
- resfriamento por 2 horas, seguida de imersão em água por uma hora;
- submissão aos ensaios de ruptura por compressão simples e ruptura por tração indireta.

Como conclusões principais de Ferreira (1980), destacam-se a aprovação do método de cura adotado, bem como dos solos para estabilização asfáltica com teores de 3% (um dos solos) e 5% (dois dos solos) de emulsão asfáltica. O teor de umidade ótimo para obter a resistência máxima seria equivalente ao do solo sem emulsão.

Momm (1983) apresentou trabalho de estabilização de um solo A-3 com emulsão de características que se enquadram tanto na RM-1C como na RL-1C, ao se compactar corpos-de-prova cilíndricos de dimensões 5 x 10 cm na energia do Proctor modificado. Foram adotados teores de 0%, 2%, 4% e 6% de emulsão para cinco teores de umidade, sendo que a emulsão era adicionada sem água de diluição e a homogeneização era manual. A cura foi efetuada em laboratório por sete dias à temperatura ambiente.

O pesquisador adotou os ensaios de resistência à compressão simples e de compactação para suas observações sobre as curvas resultantes (compactação, resistência e deformação). Concluiu que há aumento de resistência com adição do betume, além da existência de um teor ótimo do ligante. Observou ainda que a adição de emulsão teve pouca influência na umidade ótima, se comparada com aquela obtida com o solo natural, e que o teor de emulsão (2%) para obtenção da máxima massa específica aparente seca não foi o mesmo para obtenção da máxima

resistência à compressão simples (3,35%, obtido por meio da interpolação dos resultados de correspondentes a 2% e 4%).

Araújo *et al.* (1983) estudaram cinco solos arenosos lateríticos do Estado da Paraíba estabilizados com emulsão RM-1C. A compactação ocorreu em cilindros Proctor, na energia normal, sendo determinado o teor de umidade ótima do solo natural para definição dos demais teores ótimos das amostras com emulsão. Foram utilizadas amostras com teores de 2% e 4% de emulsão, além da amostra sem emulsão. Não foram apresentadas as condições de cura adotadas. O ensaio definido para avaliação do experimento foi o triaxial estático.

Os autores concluíram que houve diminuição do ângulo de atrito interno e do índice de vazios com o acréscimo de emulsão. Da mesma forma, para dois dos solos a coesão do sistema solo-emulsão também aumentou, porém para os outros três solos evidenciou-se um pico para o teor de 2%. Este teor de emulsão apresentou também os maiores valores para a tensão de ruptura de todos os solos.

Em 1985, Duarte apresentou trabalho extraído de um projeto para o departamento rodoviário do Estado do Acre visando a pavimentação de baixo custo para alguns trechos rodoviários da Amazônia sedimentar. Naquela região, há existência de solos silto-arenosos (fração silte entre 30 e 40%) que, segundo o dimensionamento para $N = 1 \times 10^5$ deve contar com três camadas de pavimento: sub-base, base e revestimento de solo-emulsão (com 8% de RL-1C). O autor apresentou especificações de serviço para as camadas de pavimento, porém, no que se refere ao solo-emulsão, elas não trazem procedimentos claros que agreguem conhecimento ao presente trabalho. O solo A-3 foi utilizado no ensaio de estabilidade Marshall, escolhido para a definição de 9,4% como teor ótimo de emulsão.

Bueno *et al.* (1991) trabalharam com emulsão RL-1C, variando o teor de 2% a 7%, e dois solos de classificações A-2-4 e A-7-5, e avaliaram a mistura solo-emulsão por meio dos ensaios de CBR e RCS na energia Proctor normal. Os autores adotaram duas alternativas para cura: sem cura e cura a 40°C até constância em peso. Nos ensaios de CBR, os corpos-de-prova de solo argiloso não resistiram à imersão após

secagem em estufa. O mesmo ocorreu para o ensaio de RCS, onde o tempo de imersão foi de três horas. A conclusão dos autores resume-se à indicação dos solos granulares para a estabilização com betume, e a não indicação dos solos argilosos, pelo menos em teores que seriam aceitáveis, do ponto de vista econômico, na pavimentação.

Mattos *et al.* (1991), complementando o estudo iniciado em Guarçoni *et al.* (1988), produziram um trabalho teórico e de laboratório que resultou em duas proposições importantes: i) especificação de serviço de solo betume misturado na pista ou usina; ii) dosagem em laboratório de misturas solo-betume.

A dosagem considera alguns passos a seguir resumidos:

- misturas preparadas para cinco teores de emulsão, além da amostra padrão sem emulsão;
- teor de fluidos, para qualquer dos teores de emulsão, coincidente com o teor ótimo de umidade do solo no ensaio de compactação;
- ensaio de Mini-CBR;
- corpos-de-prova curados em estufa a 60°C por seis horas, resfriados ao ar e, em seguida, imersos em água durante 24 horas. Ao serem retirados do banho, são submetidos à drenagem por 15 minutos. Todas as operações relatadas ocorrem com o corpo-de-prova ainda no molde;
- determinação dos teores ótimos de emulsão e fluidos a partir da interseção de duas curvas num gráfico de teor de fluidos x teor de emulsão: i) teor de fluido remanescente (após a cura); e ii) teor de fluido ganho após imersão;
- plotagem de uma curva de Mini-CBR x teor de emulsão, para determinação do Mini-CBR correspondente ao teor definido no item anterior

No ano de 2005, Jacintho apresentou um interessante trabalho sobre solo-emulsão que, apesar de voltado à utilização em barragens, avaliou a técnica de estabilização do sistema solo-emulsão, investigando a melhor forma de misturar seus componentes. Utilizou ensaios de índice de suporte Califórnia, resistência à compressão simples, permeabilidade, adensamento e triaxial para avaliação das propriedades mecânicas e hidráulicas da mistura solo-emulsão compactada.

Essa pesquisadora usou três solos, sendo areia argilosa (LA'), areia (NA), solo residual (NS'), e emulsão asfáltica RL-1C nos teores de 2%, 4%, 6% e 8% para a mistura. Foi feito um interessante estudo das variáveis umidade, teor de emulsão e tempo de aeração, considerando os parâmetros massa específica aparente seca, resistência à compressão simples e módulo secante (obtido do gráfico tensão x deformação no ensaio de RCS). Na Tabela 3.7 apresenta-se a existência da influência destas variáveis em, praticamente, todos os solos e, por vezes, seguem tendências diferentes.

Tabela 3.7 – Estudo paramétrico de massa específica aparente seca, resistência e módulo secante, considerando umidade, teor de emulsão e tempo de aeração dos solos estudados por Jacintho (2005)

Variáveis	γ_d			Resistência			Módulo secante		
Umidade			-			-			-
Teor de emulsão									
Tempo de aeração						-			-
Solo	LA'	NA	NS'	LA'	NA	NS'	LA'	NA	NS'

Legenda:

- existência de ponto de máximo com o incremento da variável correspondente
- diminui com o incremento da variável correspondente
- aumenta com o incremento da variável correspondente
- não há variação sensível com o incremento da variável correspondente

No ensaio de permeabilidade à carga constante realizado pela pesquisadora, nos solos LA' e NA houve redução da permeabilidade, conforme o incremento de emulsão. Porém, a quantidade de água existente na amostra teve grande influência nesta tendência, sugerindo que a análise se proceda pelo teor de fluidos. No solo NS', a incorporação de emulsão não contribuiu para a redução da permeabilidade.

Moreira (2006) realizou, em setembro de 1996, um trecho experimental entre Januária e o Distrito de Brejo de Amparo – MG, com extensão de 4,3 km, constituído de base de solo compactado e revestimento composto por solo-emulsão + capa selante (Figura 3.7). Como condições locais, verificava-se baixo volume de tráfego ($N_{5anos} = 3,88 \times 10^4$; VDM = 45 veículos comerciais) e baixo índice pluviométrico (900

a 1000 mm/ano). Aparentemente, o autor não utilizou qualquer metodologia para dosagem da emulsão.

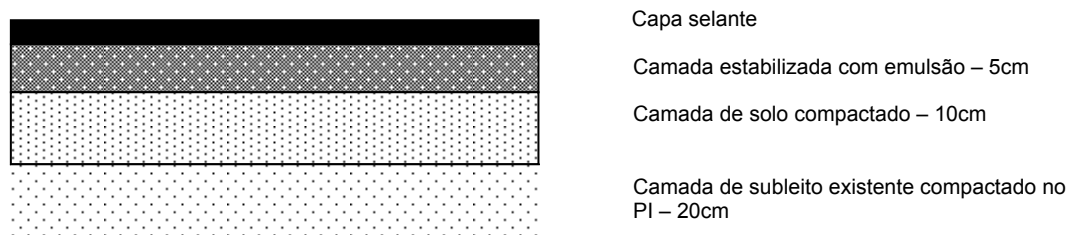


Figura 3.8 - Estrutura do trecho experimental de Moreira (2006)

O autor não fornece os dados específicos do subleito existente, caracterizando-o somente como sendo de “boa capacidade” de suporte. Da mesma forma, não se apresentou como foi definido o critério de dosagem do solo-emulsão, estipulado como sendo 3% em peso de emulsão RL-1C. No dimensionamento representado pela Figura 3.7, determinou-se que o subleito tivesse suporte acima de 20%, conferindo-lhe condições de sub-base. O solo utilizado na base é o mesmo utilizado para o revestimento em solo-emulsão.

Basicamente, as etapas construtivas do revestimento foram:

- espalhamento, umedecimento até as proximidades da umidade ótima e homogeneização da camada de solo (A-2-4; 29% de finos ($\varnothing < 0,075$ mm); CBR = 23%);
- com 2 pontos abaixo da ótima, aplicação da primeira quantidade de emulsão;
- aplicação da emulsão em quantidades iguais, em 3 etapas, sempre seguidas de homogeneização e tombamento;
- compactação com rolo de pneus e acabamento com rolo liso;
- varredura e imprimação com CM-30 (0,7 l/m²);
- execução da capa selante (RM-1C – 1,22 l/m² e areia – 8 l/m²) e compactação com rolo de pneus.

Após seis meses de operação, o autor observou pequenas panelas em pontos aleatórios do trecho, justificadas pela ocorrência de fortes chuvas na região, crescimento do tráfego, e deficiência localizada na mistura solo-emulsão devido à falta de experiência da equipe.

Micelli (2006) estudou a mistura solo-emulsão utilizando solos do interior do Estado do Rio de Janeiro. Trabalhou com três solos: solo “A”, arenoso (A-2-4, NA’) utilizado em revestimentos primários, bases e sub-bases; solo “B”, plástico (A-7-5, LG’); e solo “C” (A-7-6, LG’).

Estes solos foram estabilizados com emulsão asfáltica RM-1C e RL-1C, em teores de 2%, 4%, 6% e 8%, e submetidos à cura ao ar por períodos de 7 e 28 dias. O autor ainda ensaiou corpos-de-prova mantidos durante 7 dias às umidades iniciais. Os ensaios para avaliação das propriedades da mistura foram RT, RCS, *loaded wheel test* (LWT), *wet track abrasion test* (WTAT) e módulo de resiliência (MR). Do trabalho laboratorial do autor, destacam-se entre suas conclusões:

- a adição de emulsão demonstrou melhoria nos parâmetros de resistência estudados em relação aos solos puros, principalmente no caso do solo arenoso;
- o tempo de cura de sete dias ao ar em laboratório parece adequado para a avaliação das alterações de resistência, considerando os ensaios adotados;
- o ensaio de RCS apresenta-se como mais adequado para a dosagem do solo-emulsão. Na avaliação dos solos estudados, os resultados de RT e RCS, por vezes, foram contraditórios;
- a utilização de RM-1C e RL-1C na mistura solo-emulsão mostrou tendência similar, no que se refere aos melhores resultados obtidos nos ensaios, se comparados aos solos puros, porém ficou evidente a melhor trabalhabilidade da RL-1C na mistura com os solos adotados no trabalho;
- a avaliação de deformação permanente e desgaste da mistura foi conduzida por meio dos ensaios LWT e WTAT, considerando as adaptações de Duque Neto (2004). O solo granular misturado à emulsão apresentou melhor comportamento, segundo os resultados obtidos nos dois ensaios, quando comparados aos resultados com os solos puros.

Ainda no mesmo trabalho de Micelli (2006), foi realizado um trecho experimental de 40 m de comprimento e 4 metros de largura nas proximidades da cidade de Iapu – MG, onde foi utilizada emulsão RL-1C modificada com 3% de polímero estireno-butadieno-estireno (SBS), em camada de 15 cm acabada de solo. Este solo foi coletado nas proximidades e era do tipo A-4 (NP). A emulsão era polimerizada, pois

foi aproveitada de outra obra de microrrevestimento asfáltico. O citado autor destacou os seguintes comentários sobre os procedimentos de obra:

- o percentual de emulsão foi de 4% em peso, sendo a mesma diluída 1:1 para aplicação no trecho experimental;
- as duas etapas de utilização da grade de discos (homogeneização do solo e do solo-emulsão) foram identificadas como etapas importantes da execução do trecho experimental, pois, ao serem bem executadas, minimizam a formação de grumos de solo ou de emulsão que impedem a boa qualidade da camada;
- a adição de água ao solo deve atingir um limite de 2 a 5% inferior à umidade ótima do solo para que seja iniciado o espargimento da emulsão. O controle de umidade, por meio de *Speedy* no caso, deve ser feito a cada passada do caminhão-pipa.

Esse autor relatou como sendo de extrema validade a realização do trecho, apesar da pequena extensão, o que possibilitou, sobretudo, um melhor entendimento da problemática de campo em relação ao laboratório.

Seguindo esta linha de estudo, Soliz (2007) trabalhou com outros três solos do Estado do Rio de Janeiro: Solo 1 (A-1-b; NA'), Solo 2 (A-7-5; NG') e Solo 3 (A-2-4; NS'), que foram estabilizados com emulsões RM-1C e RL-1C, em teores que variaram de 1% a 8%, além da amostra sem emulsão. Os ensaios aplicados às misturas foram RCS, MR, LWT adaptado (DUQUE NETO, 2004) e WTAT adaptado (DUQUE NETO, 2004).

Na preparação das amostras alguns procedimentos foram testados, como por exemplo: (i) com e sem destorroamento; e (ii) com e sem embebição em água dos corpos-de-prova após a compactação.

Entre as diversas conclusões da autora destacam-se: (i) validade de embebição em água dos corpos-de-prova após a cura, para que nos respectivos ensaios sejam reforçados os benefícios da estabilização com emulsão; (ii) melhor trabalhabilidade da emulsão RL-1C; (iii) utilização de um teor de água semelhante ao da umidade ótima no ensaio de compactação nas misturas com emulsão; (iv) divergências de avaliação dos solos estudados com base nos resultados obtidos através do LWT e

do WTAT, que são ensaios que avaliam o desgaste, devido à diferença de solitação empreendida pelos equipamentos às amostras. Não há conclusão sobre a preferência por um destes ensaios.

Essa pesquisadora aponta, ainda, a excessiva perda de água ocorrida em 7 dias de cura ao ar, usada para aplicação dos ensaios de RCS e MR. Estes ensaios apresentaram tendências diferentes para determinação do teor ótimo de emulsão, ressaltando a simplicidade de execução do ensaio RCS e a validade do MR para o dimensionamento mecanístico.

Gondim (2008) apresentou trabalho de solo-emulsão voltado às rodovias do agropolo do baixo Jaguaribe no Estado do Ceará, para utilização em camada de base. Utilizou três solos (A-2-4 e 2 A-4) e emulsão RL-1C nos teores de 2%, 5% e 8%, para tempos de cura de 7 e 28 dias. Realizaram-se ensaios de RCS, RT, ISC, MR, LWT e WTAT. Os dois últimos ensaios utilizados são adaptados dos procedimentos originais, conforme proposição de Duque Neto (2004).

Algumas conclusões da pesquisadora são apresentadas a seguir:

- após os tempos de cura 0, 7 e 28 dias houve aumento de resistência da amostra granular no ensaio de RCS, e diminuição no caso das amostras siltosas. No ensaio de RT todas as amostras apresentaram queda de resistência;
- nos ensaios de RCS e RT verificou-se um teor ótimo de emulsão não necessariamente coincidente nas amostras ensaiadas;
- pelo ensaio de LWT adaptado, o incremento da emulsão mostrou-se eficaz para as amostras com maior coesão, e indiferente para o solo granular;
- no ensaio de WTAT adaptado, o incremento de emulsão não mostrou melhoria de resultados para um dos solos de maior coesão.

Essa autora, por fim, entre outras recomendações, aponta para a importância de um tempo de cura da mistura solo-emulsão antes da liberação ao tráfego, e afirma que o ensaio de resistência à compressão simples deve ser adotado inicialmente para indicar o teor ótimo de emulsão a ser aplicado.

Outras iniciativas voltadas ao baixo volume de tráfego e que contemplem as emulsões asfálticas merecem destaque, como o tratamento contra-pó (ou anti-pó) largamente utilizado na Bahia, com aproximadamente 5.000 km de vias executadas. O tratamento anti-pó apesar de apresentar procedimentos similares, tem como ligante a emulsão à base de óleo de xisto e é bastante difundida nas proximidades da fábrica deste produto, no Paraná, sobretudo no município de São José dos Pinhais (COSTA, 1985; DUQUE NETO *et al.*, 2004; SILVA Jr, 2005). Ainda podem ser mencionados o agregado-emulsão, aplicado em vias urbanas de Recife, e a areia asfalto a frio, aplicada em rodovias de regiões nordestinas (CARVALHO FILHO, 2008; SILVEIRA, 1999).

Nota-se pelo exposto ao longo deste capítulo que as estabilizações asfálticas com emulsão ocorreram com vários tipos de solos de características diferentes e com processos de mistura e compactação também diferentes entre si. A época de realização dos trabalhos ou a região onde foram realizados tiveram influência nos ensaios adotados para definição de teores e das resistências admissíveis para utilização. Ainda assim, percebe-se a importância de alguns fatores para a eficácia da estabilização: quantidade de água nas diversas fases do processo, granulometria do solo, tempo de cura e condicionamento dos corpos-de-prova levados aos ensaios. Sem contar na dosagem da emulsão que deve estar ligada além do atendimento aos parâmetros técnicos, às limitações orçamentárias que geralmente se relacionam às rodovias de BVT.

4 CONDIÇÕES GEOAMBIENTAIS E CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS DA ILHA DE SÃO LUÍS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo serão abordados: (i) a área de desenvolvimento da pesquisa; (ii) os critérios para coleta dos materiais; (iii) a caracterização dos materiais coletados *in natura*. A isso se somam a metodologia do mapeamento geotécnico utilizada, gerando um mapa que, além de servir como ferramenta para orientar a coleta de materiais, será instrumento de outros trabalhos de pesquisa na área.

4.2 ASPECTOS GERAIS

A ilha de São Luís, com área de 1453 km², escolhida como área piloto de estudo deste trabalho (Figura 4.1), localiza-se numa região geomorfológica de Golfão, onde a vegetação predominante é do tipo Pioneira e Manguezal, a temperatura média fica entre 26°C e 28°C e as precipitações totais anuais médias em torno de 1800 mm em duas estações bem definidas ao longo do ano: chuvosa e estiagem (MARANHÃO, 1998a; GEPLAN, 2002).

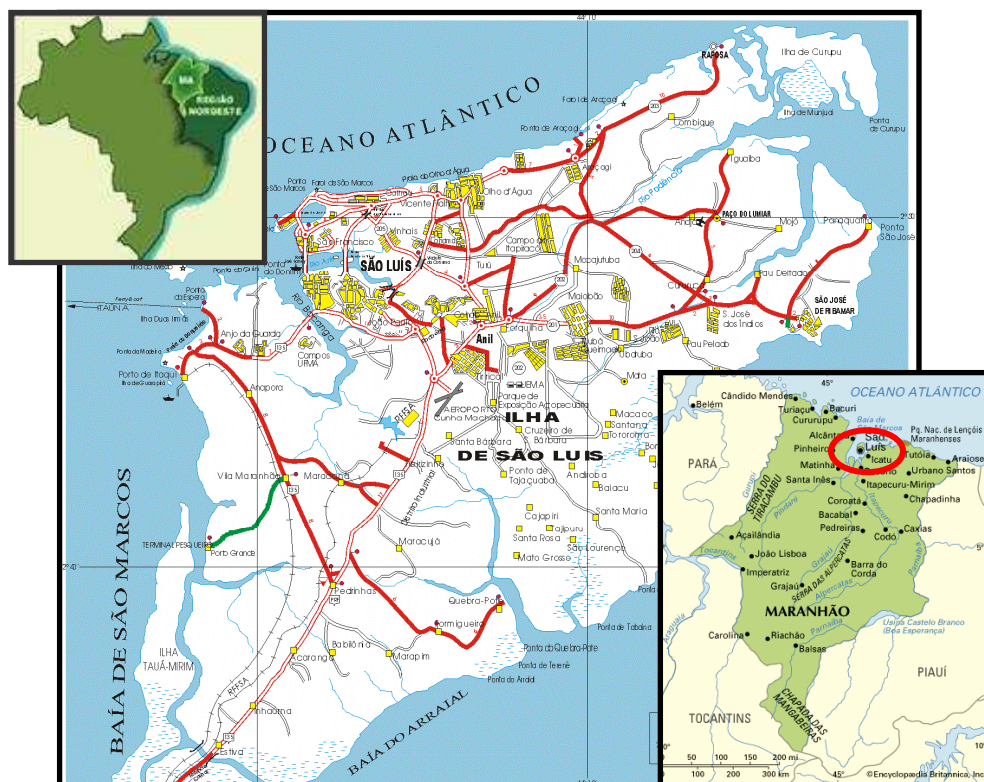


Figura 4.1 – Localização da área piloto de estudo desta tese

São quatro os municípios localizados na ilha: São Luís, São José de Ribamar, Paço do Lumiar e Raposa. São Luís, que sedia a capital do Estado, é o maior em área, população e importância (Tabela 4.1).

Tabela 4.1- Alguns aspectos dos municípios da área de estudo da pesquisa

Município	Área (km²)	Pop. (hab)	IDH	PIB/per capita (R\$)
São Luís	827	998.385	0,778	6066,00
São José de Ribamar	430	134.593	0,700	1056,96
Paço do Lumiar	132	101.554	0,727	970,23
Raposa	64	21.347	0,632	1062,02

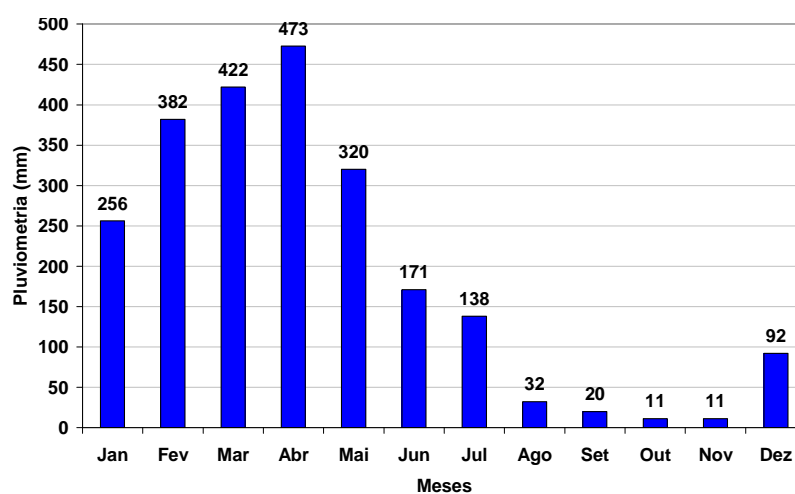
Fonte de dados: www.ibge.org.br em julho, 2007

4.3 CLIMA

O clima desta área é tropical quente e semi-úmido da zona equatorial e as temperaturas que caracterizam este clima variam de 22°C a 32°C. Segundo a classificação de Thornwaite, o clima é B₁WA'a', ou seja, úmido (B₁), com moderada

deficiência de água (W), entre junho e setembro, onde a temperatura média mensal é superior a 18°C (A'). A soma da evapotranspiração potencial dos três meses mais quentes do ano é inferior a 48%, em relação à evapotranspiração potencial anual – a' (GEPLAN, 2002).

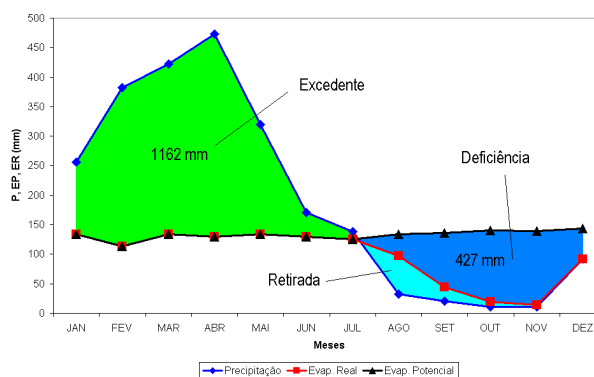
Existem duas estações bem definidas com duração de seis meses cada uma: de janeiro a junho ocorre a estação chuvosa, e de julho a dezembro tem-se a estação seca ou de estiagem. Os meses de fevereiro a maio são críticos para as obras viárias que envolvem a terraplenagem e a pavimentação (Figura 4.2).



Fonte de dados: www.nemrh.uema.br acesso em novembro, 2007

Figura 4.2 – Média histórica da pluviometria na área de estudo no período de 1961 a 1990

O balanço hídrico apresentado na Figura 4.3 mostra excedente na estação chuvosa e deficiência na estiagem.



Fonte de dados: www.nemrh.uema.br acesso em novembro, 2007

Figura 4.3 – Balanço hídrico na ilha de São Luís

4.4 GEOLOGIA

Segundo Maranhão (1998a), o Estado do Maranhão possui um dos mais baixos níveis de conhecimento geológico do país, que se reflete em sua participação no valor da produção mineral nordestina, equivalente a 1,8%. Os documentos geológicos mais significativos têm acima de 20 anos, em escala inadequada à engenharia de projetos e, na maioria das vezes, provenientes de programas do Governo Federal.

Os estudos de Bezerra *et al.* (1990)¹ *apud* Maranhão (1998a) mostram que no contexto da evolução geológica desta área destacam-se os episódios ocorridos no Cenozóico, quando toda a região norte e parte da nordeste do Brasil apresentaram um tectonismo atenuado com movimentos epirogenéticos e fases de dissecação e aplanamento.

São registros desta época, o pacote de rochas que compõe a base da unidade geológica Formação Barreiras na área em estudo, representada por argilitos, siltitos e intercalados por placas e/ou finos níveis de folhelhos com cores púrpura, rosa e avermelhadas. Ainda ocorrem estratos de arenitos e siltitos alternados na parte superior deste pacote de rochas.

A Formação Barreiras ocupa a maior parte da ilha de São Luís e, é considerada um conjunto de rochas bem estratificado, que é constituído essencialmente de arenitos, pelitos na parte inferior, com idade entre o Paleoceno e o Pleistoceno, incluindo as lateritas. Esta Formação mostra um grau de diagênese muito baixo e os processos de laterização intrínsecos e específicos, em especial nos níveis pelíticos ricos em ferro. As condições climáticas da região, com altas temperaturas e estações secas e chuvosas bem definidas, favoreceram os processos intempéricos promotores das lateritas Paleogênicas presentes na área (MARANHÃO, 1998a).

¹ BEZERRA, P.E.L. et al. Projeto zoneamento das potencialidades dos recursos naturais da amazônia legal. Convênio F.IBGE/SUDAM. Rio de Janeiro, 1990, p.91-164.

Destacam-se ainda como unidades geológicas as Lamas de Manguezais, ocupando áreas nas bordas dos rios ou do mar, os Aluviões e Coluviões fluviais, as Areias Fluvio-Marinhas, as Areias Eólicas e Dunas (Figura 4.4).

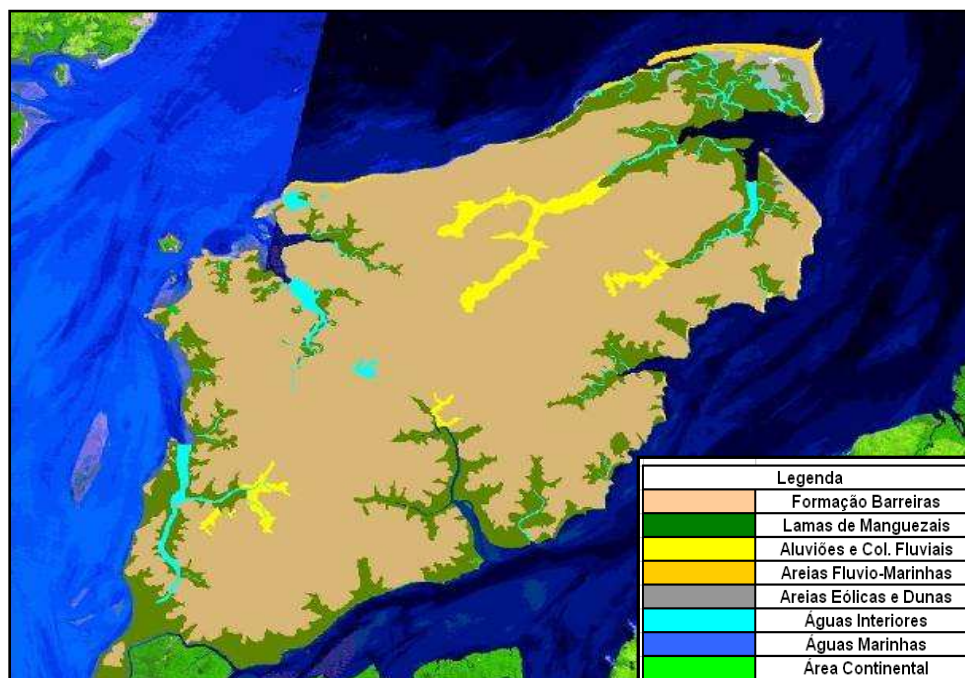


Figura 4.4 – Mapa geológico da ilha de São Luís (SANT'ANA *et al.*, 2005)

4.5 PEDOLOGIA

Quanto à Pedologia, as unidades mais expressivas na área de estudo estão relacionadas na Tabela 4.2. A classe Argissolo Vermelho-Amarelo Concrecionário compreende solos com seqüência de horizontes *A–Bt–C*, com grande quantidade de calhaus e cascalhos de origem laterítica num horizonte ou ao longo de todo perfil. Está ainda associada às áreas de relevo forte ondulado (morros de 100 m a 200 m e declives de 20% a 45%) e vegetação de Floresta Tropical Subperenifolia Dicótilo-Palmácea (babaçual). O horizonte *A* apresenta percentuais de argila e areia, com 20% a 50% de cascalho. O horizonte *B* apresenta um teor de argila maior, aliado a um percentual de cascalho de até 50% com estrutura em blocos subangulares (MARANHÃO,1998b).

Tabela 4.2- Unidades pedológicas da ilha de São Luís com nova nomenclatura

Unidade Pedológica	Símbolo		%
	Novo*	Antigo**	
Argissolo Vermelho-Amarelo Concrecionário	PVAc	PVcf	12,89
Argissolo Vermelho-Amarelo	PVA	PVA	1,45
Neossolo Quartzarênico Órtico Latossólico	RQO ℓ	AQL	18,90
Neossolo Quartzarênico Hidromórfico	RQG	AQM	1,14
Neossolo Quartzarênico Órtico	RQO	AQ2	0,97
Gleissolo Háptico Alumínico	GXA	GL	1,40
Organossolo Tiomórfico	OJ	SIM	11,52
Área Urbanizada	AURB	AURB	13,92
Águas Territoriais e Internas	ATI	ATI	37,72

Fonte de dados: Sant'Ana et al., 2005; Embrapa, 2006.

* De acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos de 1999.

** De acordo com a classificação pedológica vigente anterior a 1999.

A Figura 4.5 apresenta um perfil típico dessas ocorrências, onde a espessura das camadas com cascalho laterítico encontra-se, em geral, entre poucas dezenas de centímetros até pouco mais de um metro. Espessuras maiores, aproveitáveis para pavimentação, não são encontradas com facilidade.



Figura 4.5 – Perfil típico de solo concrecionário laterítico (PVAc)

A classe Neossolo Quartzarênico Órtico compreende solos arenosos essencialmente quartzosos. São profundos a muito profundos, com baixo teor de argila (< 15%) e excessivamente drenados. Estão presentes em áreas de relevo plano e suave ondulado, e em áreas isoladas de relevo forte ondulado. A classe

Neossolos Quartzarênicos Órticos Latossólicos apresenta solos arenosos quartzosos com teor de argila maior que da classe Neossolo Quartzarênico Órtico, o que indica as características intermediárias para latossolo. Os Neossolos Quartzarênicos Hidromórficos não têm horizontes genéticos definidos, exceto o horizonte orgânico-mineral A.

Os Organossolos Tiomórficos têm presença marcante na pedologia da ilha de São Luís, possuindo altos teores de compostos de enxofre. Os Gleissolos Háplicos Alumínicos ocorrem nas planícies de inundação dos rios, são mal drenados, fortemente ácidos, pouco profundos e de textura argilosa. A classe Argissolo Vermelho-Amarelo compreende horizontes *A-Bt-C*, com transições normalmente graduais ou claras, e com baixa atividade de argila. Verifica-se a presença de cascalho e pedregosidade em alguns perfis. Esta classe ocorre em relevo que varia de suave ondulado a forte ondulado, recoberto pela Floresta Tropical Subperenefólia Dicótilo-Palmácea. A Figura 4.6 mostra o mapa pedológico da ilha de São Luís (MARANHÃO, 1998b).

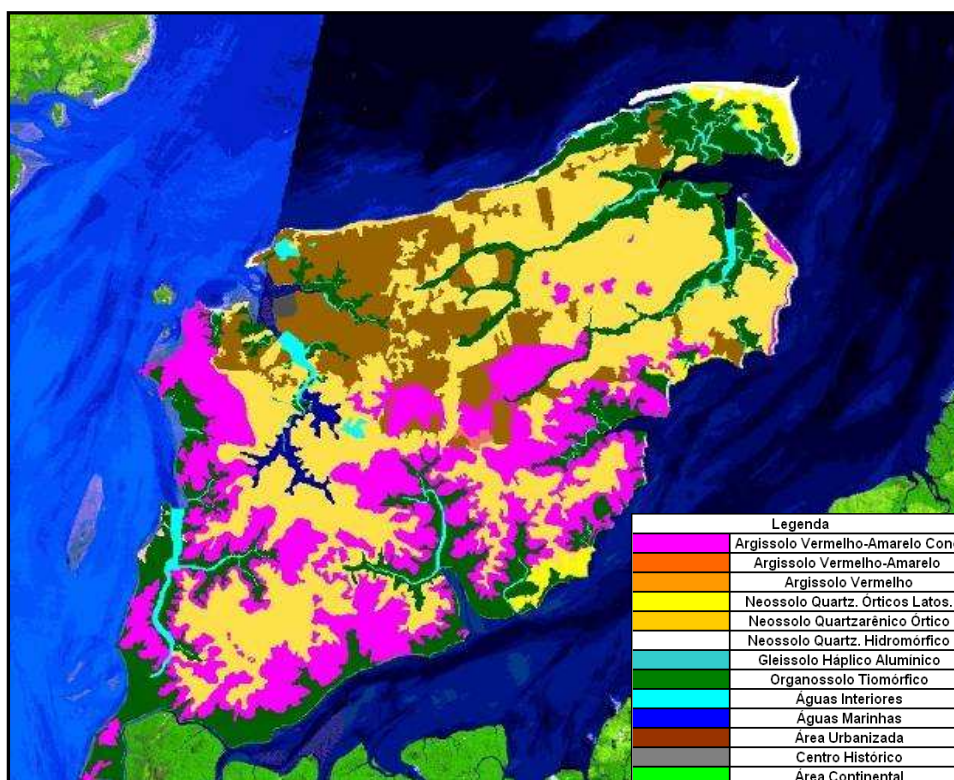


Figura 4.6 – Mapa pedológico da ilha de São Luís (SANT'ANA *et al.*, 2005)

4.6 GEOTECNIA

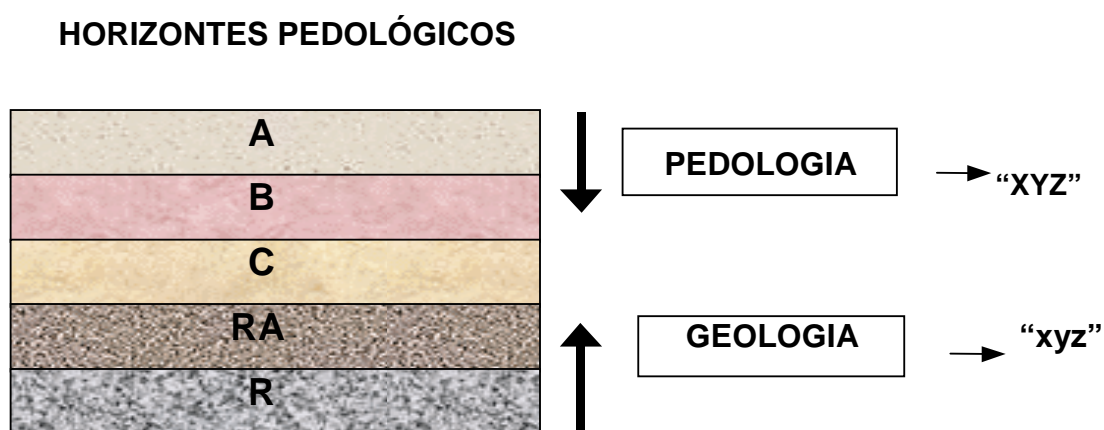
De modo a interpretar diretamente os dados existentes no mapa pedológico e geológico, decidiu-se compor um mapa geotécnico, traduzindo melhor o perfil dos solos para posterior amostragem e coletas realizadas para este trabalho.

A obtenção do mapa geotécnico fundamentou-se nos dados existentes nos mapas Geológico e Pedológico (Figuras 4.4 e 4.6), adotando-se a metodologia de Dias (1987), que desenvolveu um procedimento para grandes áreas de solos tropicais. Assim, estimam-se as unidades geotécnicas, visando prever o comportamento do solo relacionado com sua gênese, entendendo-se como tal a pedogênese e a Geologia (SANT'ANA *et al.*, 2005).

Para a composição gráfica do mapa geotécnico, a partir dos mapas geológico e pedológico da ilha de São Luís, foi adotado um programa para microcomputador, o *SPRING 4.0*, desenvolvido pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE).

A idéia de desenvolver um mapeamento geotécnico inicia-se na escolha de uma base, que consistiu numa imagem do satélite LANDSAT5 TM, do ano de 2.000, mais precisamente o mosaico das imagens 220-62 e 221-62, disposto na escala 1:100.000. O georreferenciamento desta base foi realizado com auxílio de equipamento portátil de navegação (GPS) com base no datum SAD-69, tomando-se vários pontos distribuídos pela área de abrangência do mosaico de imagens. Por meio do programa utilizado, os pontos foram localizados, e assim, definido o posicionamento da imagem.

A nomenclatura das unidades geotécnicas, oriundas do mapa elaborado, baseou-se nas classificações geológica e pedológica que as formaram. As três primeiras letras da nomenclatura, maiúsculas, representam a parte superficial da camada geotécnica, onde a natureza pedológica é predominante, ou seja, as propriedades pedológicas prevalecem e caracterizam o solo. As três últimas letras, minúsculas, caracterizam os horizontes inferiores, onde as propriedades geológicas são características (Figura 4.7).



Observa-se que em alguns solos de origem mais recente (período Quaternário, por exemplo), os horizontes B não são desenvolvidos. Desta forma, a análise pedológica ateuve-se aos horizontes A e C. A quantidade de letras, tanto maiúsculas quanto minúsculas da nomenclatura, é de “no máximo” três. Quando houver a presença de dois ou mais substratos eles deverão vir separados por vírgulas, e o número máximo de três letras é aplicado a cada substrato. Como este autor adotou o sistema brasileiro de classificação de solos de 1999, a metodologia de Dias, 1987, foi adaptada, acrescentando-se uma quarta letra, minúscula, à classe pedológica, para diferenciá-la de outra com as três primeiras letras maiúsculas idênticas.

Por meio de recursos de informática foi realizada vetorização e interpretação de cada contorno das unidades dos mapas geológico e pedológico (Figuras 4.4 e 4.6) sobre mosaico de imagens adotado como base. Assim, foi possível realizar pequenas correções de contorno, segundo interpretação deste autor, respaldada pelos especialistas consultados nas disciplinas enfocadas (Geologia e Pedologia)².

Utilizando ferramenta do próprio *SPRING*, efetuou-se a interseção dos mapas geológico e pedológico, o que resultou em um mapa cadastral, isto é, relacionando cada polígono definido, resultante da interseção, com dados como nomenclatura (definida pelo operador), área, perímetro e unidades que o geraram.

² Eng. Agrônomo MSc. Raimundo Carvalho Filho (Uema) e Geólogo Daniel da Luz (Secretaria Estadual de Meio-Ambiente).

Adaptações foram inseridas no trabalho, como a referência da Geologia que para outros autores é a litologia (HIGASHI, 2002; DIAS, 1987), porém, devido à predominância de uma formação geológica na área escolhida e da falta de um mapa litológico, adotou-se a nomenclatura destas formações como referência geológica para compor o mapa geotécnico (Figura 4.8).

Observa-se que o mapa pedológico, pela diversidade de unidades existentes, exerce influência direta sobre a definição das unidades geotécnicas. Foram encontradas 17 unidades geotécnicas (Tabela 4.3), das quais 9 têm áreas mais expressivas para disposição em mapa.

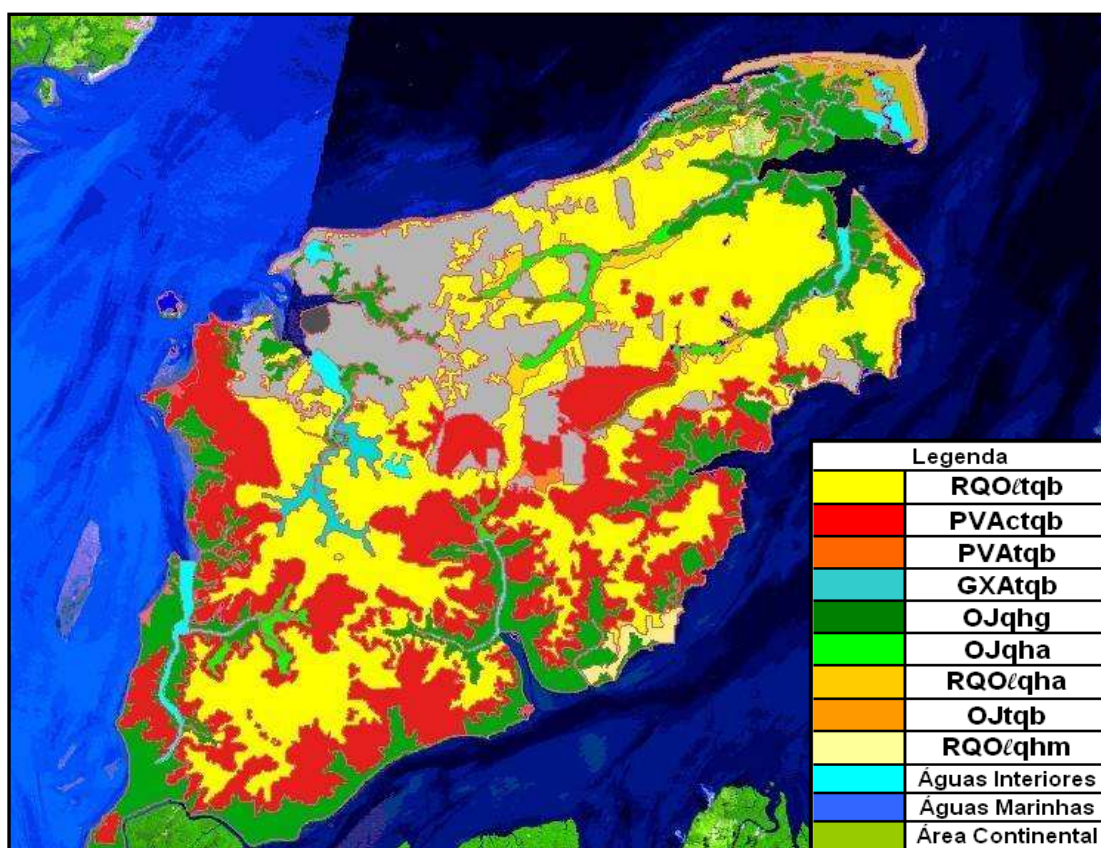


Figura 4.8 – Mapa geotécnico da ilha de São Luís

Tabela 4.3 - Principais unidades geotécnicas resultantes na ilha de São Luís

Unid. Geológica	Unidade Pedológica	Unid. Geot.
Formação Barreiras	Neossolo Quartzarênico Hidromórfico	RQGtqb
	Neossolo Quartzarênico Órtico Latossólico	RQOltqb
	Argissolo Vermelho-Amarelo Concrecionário	PVActqb
	Neossolo Quartzarênico Órtico	RQOtqb
	Argissolo Vermelho-Amarelo	PVAtqb
	Organossolo Tiomórfico	OJtqb
	Gleissolo Háptico Alumínico	GXAAtqb
	Argissolo Vermelho	PVtqb
Lamas de Manguezais	Gleissolo Háptico Alumínico	GXAqhg
	Organossolo Timórfico	OJqhg
	Neossolo Quartzarênico Órtico Latossólico	RQOltqhg
Aluviões e Coluviões Fluviais	Organossolo Tiomórfico	OJqha
	Neossolo Quartzarênico Órtico Latossólico	RQOltqha
Areias Eólicas e Dunas	Neossolo Quartzarênico Órtico Típico	RQOqhe
	Organossolo Tiomórfico	OJqhe
Areias Marinhas Lit.	Neossolo Quartzarênico Órtico Latossólico	RQOltqhm
Areias Fluvio-Mar.	Argissolo Vermelho-Amarelo Concrecionário	PVAcqhf

As unidades geotécnicas Neossolo Quartzarênico Órticos Latossólicos – Formação Barreiras (RQOltqb) e Argissolo Vermelho-Amarelo Concrecionário – Formação Barreiras (PVActqb) são as duas que se destacam no mapa geotécnico da ilha de São Luís. Solos arenosos e solos concrecionários lateríticos são aqueles potencialmente encontrados nessas unidades, respectivamente. Evidentemente, as unidades geotécnicas indicam tendências, que podem não se configurar no campo, tendo como principal motivo as imprecisões de escala ou de levantamento nos mapas pedológico e geológico.

No caso da unidade geotécnica PVActqb (Argissolo Vermelho-Amarelo Concrecionário - Formação Barreiras), os solos concrecionários lateríticos não são encontrados em toda área dessa unidade, não só pelos motivos apontados no parágrafo anterior, mas ainda, pelo processo de formação das concreções lateríticas, caso se encontre em andamento.

4.7 COLETA DE MATERIAIS

A partir do mapa geotécnico da ilha de São Luís (Figura 4.8), buscou-se programar coletas de material nas unidades mais representativas da área de estudo. Complementou-se a análise por meio de exame tátil-visual do solo, verificando sua adequabilidade de uso em pavimentação. As unidades que se enquadraram nesta condição foram: RQOltqb, PVAtqb, PVActqb e RQOłqhm.

Foram coletadas vinte amostras no total, que por unidade geotécnica assim se distribuíram: PVActqb (Argissolo Vermelho-Amarelo concrecionário/Formação Barreiras): 10 amostras, RQOltqb (Neossolo Quartzarênico Órtico Latossólico/Formação Barreiras): seis amostras, PVAtqb (Argissolo Vermelho Amarelo/Formação Barreiras): uma amostra, RQOłqhm (Neossolo Quartzarêncio Órtico Latossólico/Areias Marinhas Litorâneas): uma amostra, GXAtqb (Gleissolo Háplico Alumínico + Neossolo Quartzarênico Hidromórfico/Formação Barreiras): duas amostras.

As duas amostras, correspondendo à última unidade geotécnica (GXAtqb), não tinham interesse para pavimentação e sua coleta apenas visou respaldar a classificação da unidade geotécnica de origem, por meio dos resultados de ensaios.

As informações geológicas e pedológicas da ilha de São Luís são escassas, não existindo estudos específicos para a área, e se restringem apenas a uma escala cartográfica compatível à região norte-nordeste. Isto dificulta a pesquisa local, fazendo do mapa geotécnico obtido neste trabalho um guia coerente aos dados que serviram de base para sua concepção. Ou seja, mapas pedológicos e geológicos em escalas maiores gerariam maior precisão nos limites das unidades geotécnicas.

As coletas iniciais para caracterização do solo ocorreram ao longo de dois meses, abril e maio de 2005, através de seis incursões aos diferentes pontos escolhidos. Todos os solos com concreções lateríticas foram coletados de jazidas em exploração, buscando assim uma real proximidade do material que efetivamente é utilizado em pavimentação na ilha.

Os trabalhos de coleta foram conduzidos pelo autor, um engenheiro agrônomo, um auxiliar de laboratório e um motorista. Por vezes, um laboratorista acompanhou a equipe. Conforme as condições dos acessos foram utilizados veículos utilitários ou de passeio.

As escavações para as coletas foram realizadas com ferramentas básicas já que as profundidades não ultrapassaram 1,50 m (Figura 4.9). Complementaram este equipamento básico, um *laptop* com software *SPRING* e um equipamento de navegação (GPS), que possibilitou a leitura das coordenadas de localização e sua posição nas unidades geotécnicas georreferenciadas do mapa geotécnico visto no computador.

Todos os pontos de coleta foram georreferenciados e a nomenclatura das amostras neste trabalho é o número do ponto constante no equipamento GPS à época da coleta. As profundidades dos poços variaram de 0,25 m a 1,50 m, sempre se desprezando o horizonte A, constituído por material orgânico. Nas jazidas de cascalho laterítico foram desprezadas as concreções de diâmetro superior a 76 mm.



Figura 4.9 - Detalhes das coletas e preparação das amostras de solo

A classificação pedológica dos locais de coleta foi conduzida seguindo o perfil da trincheira, efetuando análise tátil-visual dos horizontes identificados. As espessuras

dos horizontes eram anotadas, bem como os resultados da análise tátil-visual, para posterior confrontação com outros poços relativamente próximos de outros trabalhos pedológicos executados. Esta classificação pedológica foi possibilitada pela orientação do engenheiro agrônomo presente na equipe. Nos anexos encontram-se os detalhes da classificação dos pontos de coleta.

Para os ensaios de caracterização física e mecânica dos solos foram coletados em torno de 150 kg no caso dos solos que apresentavam concreções lateríticas, e 90 kg para os demais, havendo esta diferença devido à substituição da fração superior a 19 mm, para certos ensaios, por fração intermediária (entre 4,8 mm e 19 mm).

As amostras coletadas eram encaminhadas ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Estadual do Maranhão para secagem ao ar e realização de alguns ensaios de caracterização, como granulometria, limites de Atterberg, compactação e CBR. Já para os ensaios MCT (mini-MCV, perda de água por imersão, mini-Proctor e mini-CBR), pastilhas MCT e módulo de resiliência, foram remetidas amostras, em quantidades suficientes, para o Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP em São Paulo. Aproximadamente 1200 kg de material maranhense foram transportados para São Paulo.

Assim, de todas as amostras coletadas, 17 são representativas dos subleitos, sub-bases ou bases de pavimentos da área de estudo. As soluções de reforço de subleito, sub-base e base de praticamente todas as vias de tráfego da área de estudo, constituem-se de solo laterítico estabilizado granulometricamente.

A Tabela 4.4 apresenta um resumo do material coletado, com a nomenclatura adotada para condução dos ensaios, sua classificação geotécnica conforme a área de onde foi retirado, a caracterização visual, e algumas observações sobre o local de origem do furo. A observação “jazida” refere-se às jazidas de pedregulho laterítico, localmente nomeadas de jazidas de laterita.

Tabela 4.4 – Resumo da coleta de material para os ensaios deste trabalho

Item	Amostra	Unidade Geotécnica	Característica Visual	Observação
1	90	RQOltqb	Arenoso	-
2	92	PVActqb	Cascalho Laterítico	Jazida
3	92-F	PVActqb	Areno-argiloso	Fundo de jazida
4	160	PVAtqb	Arenoso	-
5	220	RQOqhm	Areia	-
6	277	PVActqb	Arenoso	-
7	278	RQOltqb	Arenoso	-
8	324	RQOltqb	Cascalho Laterítico	Jazida
9	326	GXAtqb	Areno-argiloso	Sem interesse para pav.
10	335	PVActqb	Arenoso	-
11	347	RQOltqb	Cascalho Laterítico	Jaz. J2GER
12	349	RQOltqb	Silto-arenoso	Talude rodovia
13	356	RQOltqb	Cascalho laterítico	Jaz. Deco
14	367	PVActqb	Cascalho laterítico	Jaz. J1GER
15	424	PVActqb	Cascalho laterítico	Jaz. Rio dos Cachorros
16	428	GXAtqb	Argiloso	Sem interesse para pav.
17	448 BA	PVActqb	Areno-argiloso	Mesmo local, horizontes diferentes
18	448 SA	PVActqb	Areno-siltoso	
19	448 AR	PVActqb	Areia	
20	449	PVActqb	Arenoso	-

4.8 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

4.8.1 Granulometria

O ensaio de granulometria (DNIT-ME 051/94) foi realizado para obtenção das curvas granulométricas, apresentando certa similaridade tanto para os cascalhos lateríticos (Fig. 4.10), como para os solos finos que apresentaram certa uniformidade (Fig. 4.11), apresentando uma descontinuidade entre as peneiras n°4 e n°40.

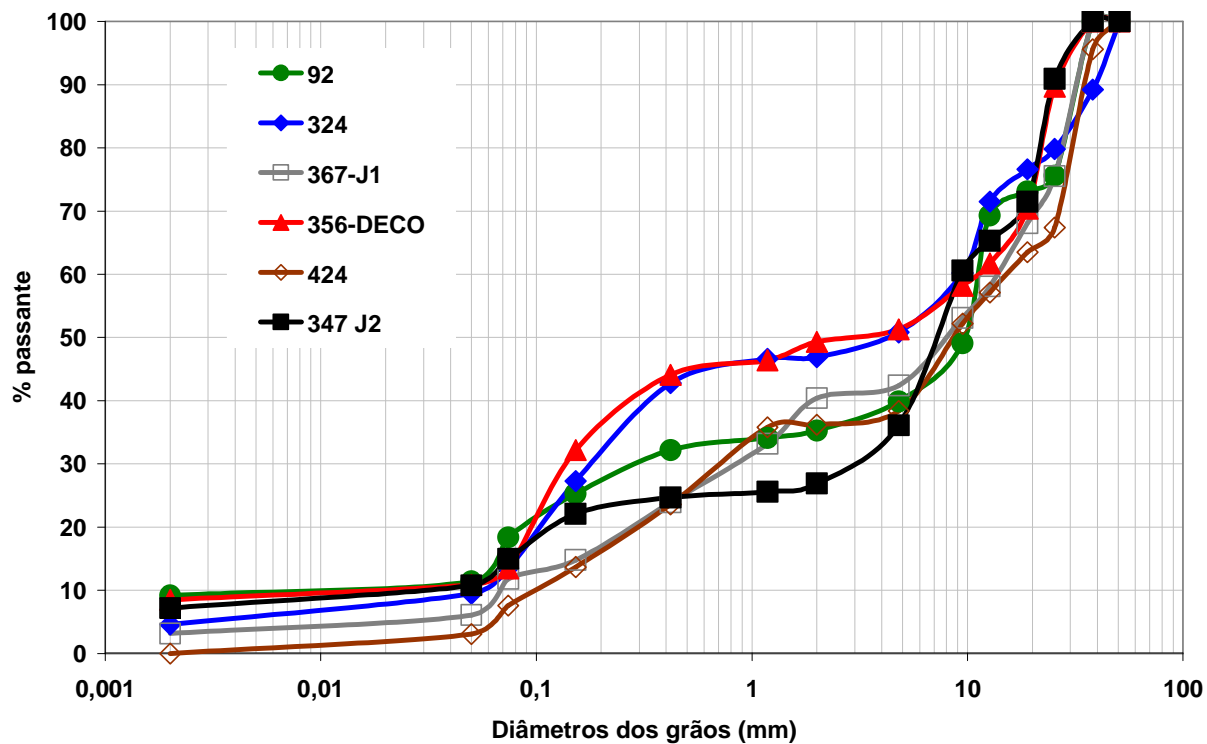


Figura 4.10 – Granulometria das amostras de cascalho laterítico

Os percentuais das frações granulométricas dos solos ensaiados são apresentados na Tabela 4.7.

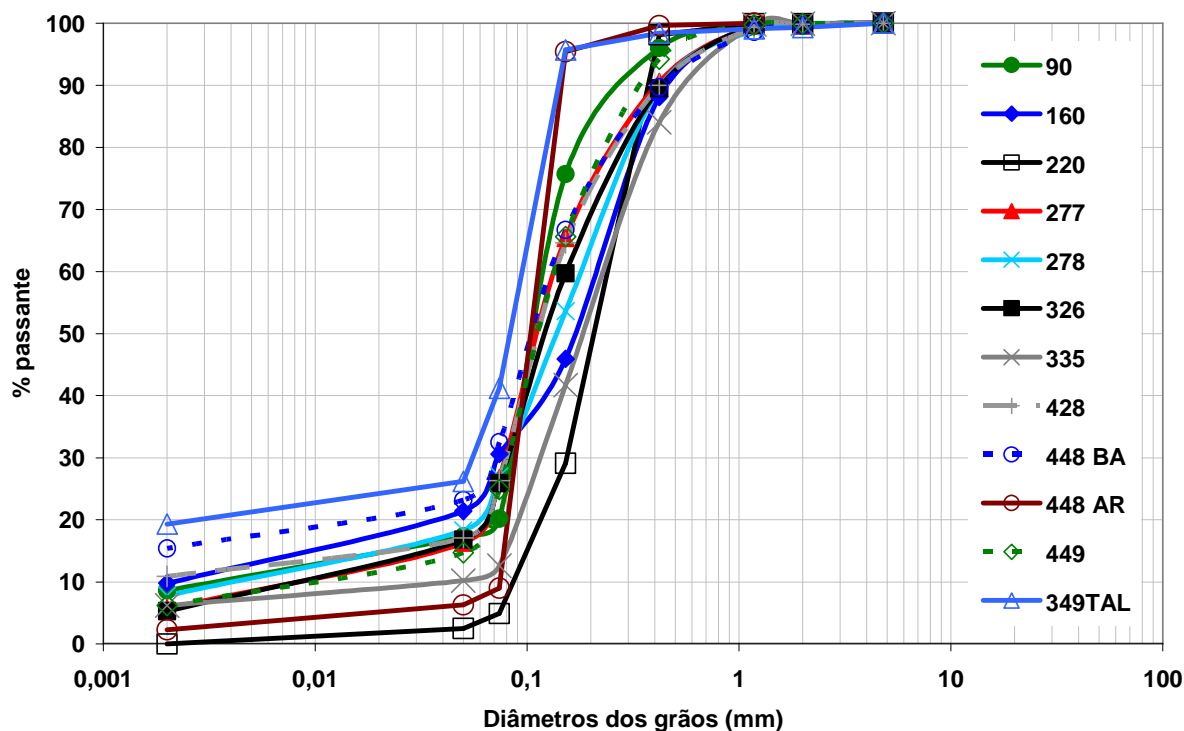


Figura 4.11 – Granulometria das amostras de solos finos

4.8.2 Índices de consistência

Os ensaios para obtenção dos índices de consistência, limite de liquidez – LL (DNIT-ME 122/94) e limite de plasticidade – LP (DNIT-ME 084/94), foram calculados para caracterização dos solos estudados e obtenção da sua classificação pelo Sistema Unificado (Tabela 4.7).

4.8.3 Classificação unificada e rodoviária dos solos

As classificações de solos são geralmente adotadas para inferir propriedades geotécnicas por meio de uma nomenclatura ou classe e, assim, definir uma finalidade ou propriedade daquele solo específico. A classificação convencional de solos baseia-se, principalmente, nos ensaios de granulometria e nos índices de consistência. Serão consideradas neste trabalho as classificações do *Transport Research Board* – TRB – e do Sistema Unificado de Classificação de Solos – SUCS (Tabela 4.7), usadas pelas agências governamentais americanas *Bureau of Reclamation* e *U. S. Corps of Engineers*, adaptando a classificação de Casagrande (VARGAS, 1977).

Observe-se a predominância dos solos arenosos e pedregulhos (as concreções lateríticas) na área de estudo, vislumbrando um subleito de boa qualidade para as rodovias de baixo volume de tráfego.

Tabela 4.7 – Índices de consistência (%), granulometria (%) e classificações TRB e SUCS

Amostra	LL	LP	IP	I.G.	Pedreg.	Areia	Silte	Arg.	TRB	SUCS
90	15	NP	NP	0	0	82,7	8,7	8,6	A-2-4	SM
92	23	17	6	0	60,1	28,5	2,2	9,2	A-1-b	GM
92F	33	23	10	2	17,8	43,4	6,4	32,4	A-4	SM
160	16	12	4	0	0	78,6	11,6	9,8	A-2-4	SM
220	NL	NP	NP	0	0	97,5	2,5	0	A-3	SP
277	10	NP	NP	0	0	83,7	10,6	5,7	A-2-4	SM
278	NL	NP	NP	0	0	81,7	10,5	7,8	A-2-4	SM
324	NL	NP	NP	0	49,2	41,3	4,9	4,6	A-1-b	GM
326	12	NP	NP	0	0	83,2	11,5	5,3	A-2-4	SM
335	16	NP	NP	0	0	89,8	4,0	6,2	A-2-4	SM
347	24	18	6	0	63,9	25,3	3,6	7,2	A-1-a	GM
349	23	21	2	2	0	73,8	6,9	19,3	A-4	SM
356	21	16	5	0	48,7	40,4	2,4	8,5	A-1-b	GM
367	17	16	1	0	58	35,9	2,9	3,2	A-1-a	GP
424	16	NP	NP	0	61,6	37,3	1,1	0	A-1-a	GP
428	15	NP	NP	0	0	82,9	6,2	10,9	A-2-4	SM
448 BA	16	NP	NP	0	0	76,8	7,8	15,4	A-2-4	SM
448 SA	14	NP	NP	0	-	-	-	-	-	S
448 AR	NL	NP	NP	0	0	93,7	4,0	2,3	A-2-4	SP
449	NL	NP	NP	0	0	85,3	8,5	6,2	A-2-4	SM

4.8.4 Classificação de solos tropicais

As classificações convencionais, principalmente a rodoviária, são intensamente utilizadas por engenheiros rodoviários brasileiros levando-os, por vezes, a inferir resultados de ensaios mecânicos por meio delas. Tal fato pode suscitar enganos, pois a pedogênese dos solos tropicais, abundantes no território nacional, é diferente daquela dos solos de países de climas temperados, onde se desenvolveram as classificações citadas no item anterior, resultando, na prática, que solos de mesma classificação podem apresentar comportamento geotécnico bastante distinto. A classificação de solos da metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical), de Nogami e Villibor (1981), também utilizada neste trabalho, visa corrigir inadequações das classificações convencionais, pois foi desenvolvida para solos tropicais, tendo como experimentação os solos brasileiros.

Por meio dos índices de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade), avalia-se a plasticidade dos solos, ou seja, a propriedade de solos coesivos de exibirem maior ou menor capacidade de moldagem sem variação de volume, para certa condição de umidade, estando este no estado saturado e em pasta.

Como se sabe, a mineralogia e micro-estrutura peculiares dos solos lateríticos e de alguns solos tropicais limitam extrapolações de inferência de comportamento geotécnico, tendo como referências as classificações de solos convencionais. Estas classificações baseiam-se em índices granulométricos e de consistência, pois com estas duas características consegue-se estabelecer algumas poucas classes de solos e cada uma delas possui relação (biunívoca) com uma série de propriedades geotécnicas típicas. Este assunto já foi e ainda é extensivamente trabalhado em vários artigos e teses acadêmicas.

4.8.4.1 Classificação MCT – apresentação sucinta do método

Na caracterização do solo apresentada neste trabalho, encontram-se resultados da classificação MCT, e também a sua identificação, por meio dos ensaios do método das pastilhas. Como esta metodologia não tem nenhuma difusão no Estado do Maranhão, apresenta-se na sequência deste capítulo uma revisão do assunto, permitindo que os leitores que não tenham conhecimento mais profundo sobre a questão situem-se e compreendam os resultados apresentados neste trabalho.

Em linhas gerais a metodologia MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 1980; 1981; 1995):

- usa menores quantidades de solos para ensaios, com moldes miniatura (M);
- classifica os solos na condição de solitação, ou seja, compactados (C);
- potencializa as peculiaridades dos solos das regiões tropicais (T).

A metodologia MCT compreende uma série de ensaios (Tabela 4.8) sobre solos que possuam grãos menores que 2 mm, bastando para a classificação deles, a realização do ensaio mini-MCV (DNIT-ME 258, 1994) e perda de massa por imersão (DNIT-ME 256/94).

Tabela 4.8 – Resumo dos ensaios MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 1980; 1981; 1995; MOURA *et al.*, 2006)

Objetivo	Ensaio	Descrição
Classificação do solo	Mini-MCV	<ul style="list-style-type: none"> - Preparo de corpos-de-prova com teores de umidade diferentes, compactados segundo uma série de golpes (Parsons ou Simplificada); - Traçado das curvas de compactação e deformabilidade para obter os coefici. d' e c'.
	Perda de água por imersão	<ul style="list-style-type: none"> - Imersão dos corpos-de-prova obtidos no ensaio mini-MCV para obter o coeficiente PI
Compactação (massa específica aparente seca máx. e $h_{ót.}$)	mini-Proctor	<ul style="list-style-type: none"> - Preparo de corpos-de-prova com cinco teores de umidade (energia normal ou intermediária). Esta etapa é utilizada p/ preparação de corpos-de-prova para ensaios mini-CBR, contração, sorção e permeabilidade, pois utiliza mesma sequência; - Traçado da curva de compactação para obtenção do $\gamma_{s,max}$ e $h_{ót.}$.
Capacidade de Suporte	Mini-CBR	<ul style="list-style-type: none"> - Corpos-de-prova preparados no ensaio mini-Proctor, com cinco teores de umidade; - Imersão por 20 horas dos cp's (Mini-CBR_{imerso}). Mede-se a altura do corpo-de-prova antes e após imersão para obtenção da expansão axial em porcentagem; - Separar série de corpos-de-prova (mini-CBR_{sem imersão}); - Levar as duas séries de corpos-de-prova para prensa onde será procedida a penetração do pistão padrão à velocidade constante; - Traçado das curvas tensão x penetração e obtenção do mini-CBR.
Suscetibilidade ao Trincamento	Contração	<ul style="list-style-type: none"> - Corpos-de-prova preparados no ensaio mini-Proctor, com cinco teores de umidade; - Levá-los aos suportes c/ extensômetro; - Medir periodicamente a variação de altura dos corpos-de-prova; - Obtenção da contração.
Suscetibilidade à infiltração de água sem carga hidrostática	Sorção (Infiltrabilidade)	<ul style="list-style-type: none"> - Levar os corpos-de-prova preparados no ensaio mini-Proctor, com cinco teores de umidade às bases com pedra porosa; - Medir a variação da frente úmida; - Traçado das curvas vazão de infiltração x tempo e obtenção do coeficiente de sorção.
Suscetibilidade à percolação de água com carga hidrostática	Permeabilidade	<ul style="list-style-type: none"> - Corpos-de-prova preparados no ensaio mini-Proctor, com cinco teores de umidade; - Saturação dos corpos-de-prova; - Levá-los às bases com pedra porosa e ligá-los aos permeâmetros de carga variável; - Medir a variação no permeâmetro; - Traçar as curvas de altura de nível d'água na bureta x tempo; - Obter o coeficiente de permeabilidade.

Dos ensaios mencionados extraem-se os coeficientes c' , d' , PI e o índice e' . Com c' e e' plota-se no gráfico de classificação da metodologia (Figura 4.12), ou naquele mais recentemente proposto (Figura 4.13) por Nogami e Villibor (2003), o ponto que determina o grupo MCT que o solo pertence.

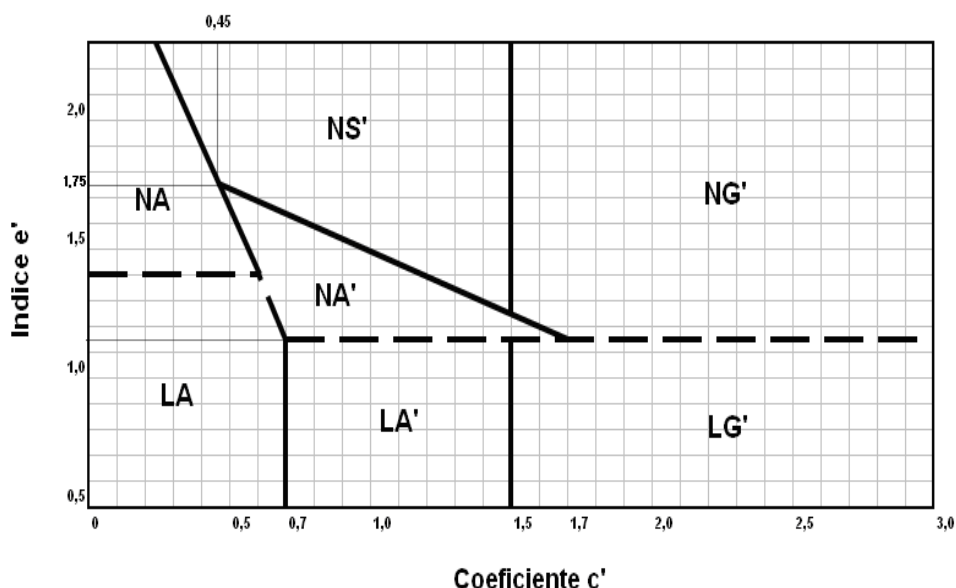


Figura 4.12 - Gráfico para classificação de solos MCT (NOGAMI; VILLIBOR, 1981)

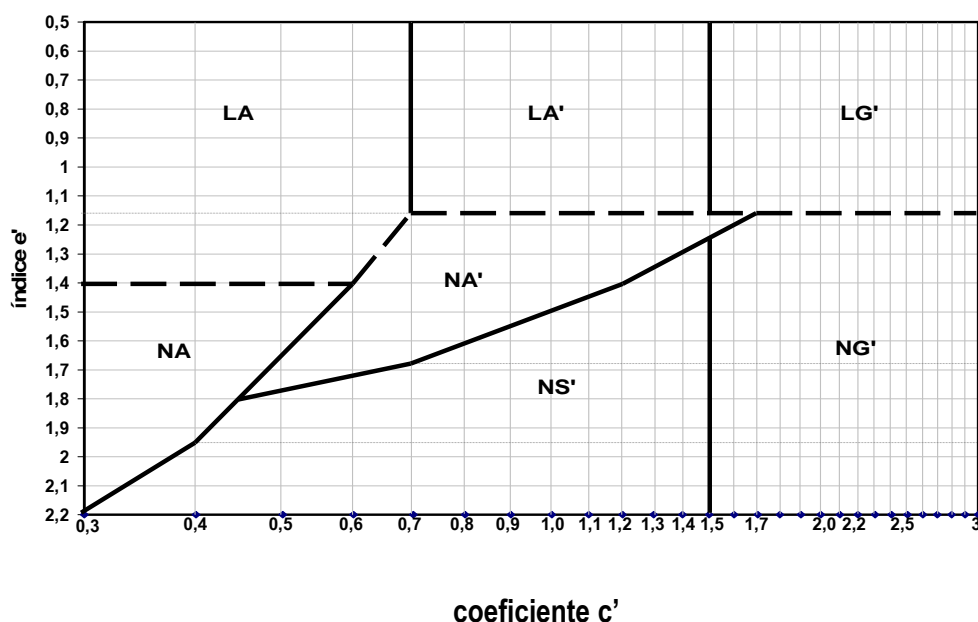


Figura 4.13 – Gráfico para classificação MCT por meio do ensaio mini-MCV (NOGAMI; VILLIBOR, 2003)

Segundo Moura *et al.* (2006), o coeficiente c' fornece indícios sobre a granulometria que o solo possui de maneira indireta, pois esse coeficiente representa o efeito da

granulometria do solo observado na compactação e não a distribuição granulométrica em si. Ainda Silva Jr (2005), Marangon (2004), Nogami e Villibor (1995) acrescentam que c' pode ser relacionado à coesão do solo, onde valores menores que 1,0 mostram baixa coesão e valores acima de 1,5 representam coesão alta, e os valores intermediários representam solos mistos, como areia argilosa ou argila siltosa, por exemplo.

O coeficiente d' indica indiretamente o grau de laterização que o solo possui. Este coeficiente é obtido a partir das curvas de compactação, e o ganho de densificação do solo no ramo seco da curva está relacionado com a micro-estrutura do solo. Diferenças nesta micro-estrutura apontam o grau de laterização do solo (MOURA *et al.*, 2006).

O **PI** está relacionado com a coesão que o solo apresenta em presença de água, sem uma medida direta desta propriedade.

E, por fim, o coeficiente e' indica a laterização do solo, pois esse coeficiente é obtido a partir da soma algébrica do coeficiente d' e **PI**:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{PI}{100}} \quad (1)$$

Os solos de comportamento laterítico apresentam valores de d' relativamente altos e os valores de **PI** baixos, o que resulta em valores de e' baixos. Nos solos de comportamento não laterítico tem-se o oposto, valores de d' baixos e valores de **PI** elevados, resultando em e' alto (MOURA *et al.*, 2006).

Em Vertamatti (1988) é proposta uma classificação modificada (MCT-M), onde é considerada a gênese dos solos transicionais observados na região da Amazônia Legal com novo padrão de comportamento tecnológico, que representa, de modo geral, os solos que se encontram ainda em processo de desenvolvimento pedogenético (Figura 4.14).

Das sete classes de solos existentes na MCT original, foram acrescentadas três classes considerando os solos transicionais (TA'; TA'G'; TG'), ou seja, que estão em um determinado grau de laterização. Outras duas classes acrescentadas (NS'G'; LA'G') representam solos com características silto-argilosas ou areno-argilosas, respectivamente. A classe NA' foi incorporada à classe TA'. Desta forma, foi possível contemplar vários solos de características similares das áreas limítrofes das classes da MCT original.

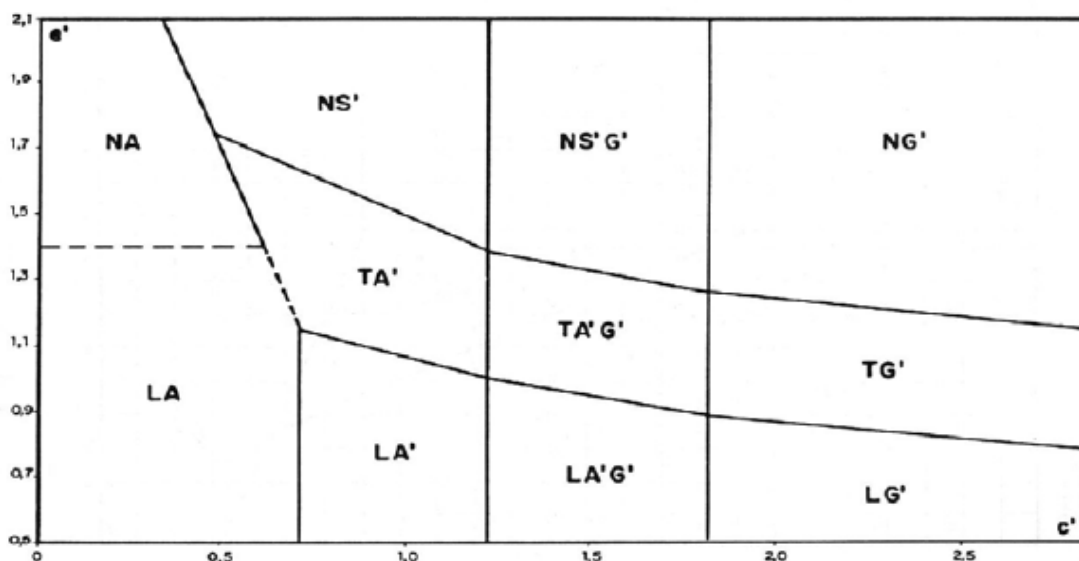


Figura 4.14 – Gráfico de classificação MCT-M (VERTAMATTI, 1988)

Porém, uma aparente complexidade na obtenção dos coeficientes e índices citados (c' , d' e PI), e o maior conhecimento no comportamento laterítico dos solos permitiu que Nogami e Cozzolino (1985) apresentassem a identificação expedita dos grupos de classificação MCT por meio de observações tácteis-visuais sobre a fração de solo menor que 0,42 mm, moldada em anéis de 5 mm de altura por 20 mm de diâmetro.

Sucederam-se a estes estudos alguns aperfeiçoamentos como o descrito em Fortes (1990), ou pequenas alterações como propuseram Godoy e Bernucci (2000), que introduziram anéis de 35 mm de diâmetro por 10 mm de altura para moldagem dos solos em consistência adequada, submetidos à estufa 60°C e a um posterior contato com água. São efetuadas avaliações de contração e penetração, além de outros parâmetros de comportamento frente a ação d'água. Por meio destas avaliações é

possível situar o solo numa das classes e subclasses MCT (Figura 4.15 e Tabela 4.9).

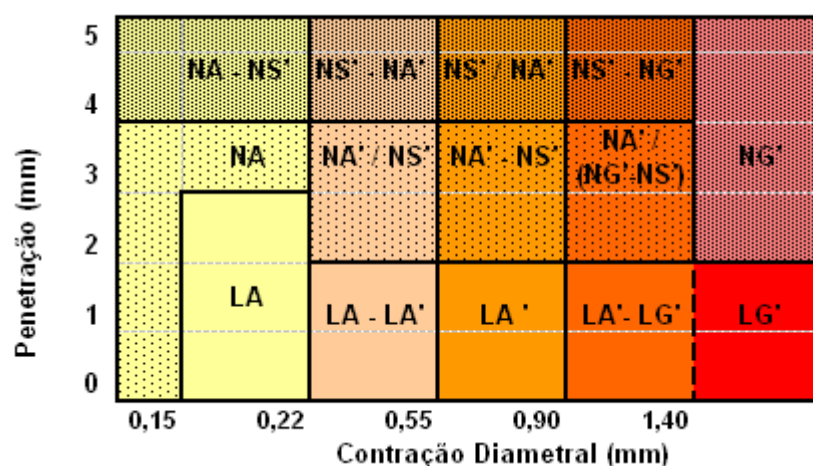


Figura 4.15 – Gráfico para identificação MCT pastilhas de 20 mm (NOGAMI e VILLIBOR, 1994)

Tabela 4.9 – Critérios adotados para identificação preliminar de solos, segundo a MCT-pastilhas (GODOY; BERNUCCI, 2000)

<i>Identif. de solo</i>	<i>Caract. Grupos solos</i>	<i>Contração (%)</i>	<i>Inchamento (%)</i>	<i>Penetr. Cone 10g (mm)</i>	<i>Penetr. Cone 30g (mm)</i>	<i>Índice Reabs.</i>
LATERÍTICOS	Típicos	> 2	< 1	0	0	Negativo
	Argilosos	≥ 6				
	Arenosos	2 a 6	≤ 10,5	≤ 4	≤ 6	≤ 0,6
	Areias	≤ 2				
TRANSICIONAIS	Argilosos	≥ 6				
	Arenosos	2 a 6	5,5 a 13	3 a 5	6 a 8	0,3 a 0,9
	Areias	≤ 2				
NÃO-LATERÍTICOS	Argilosos	≥ 6	> 8	≥ 4	≥ 8	> 0,4
	Siltosos	2 a 4	9 a 15	≥ 6	≥ 11	0,4 a 0,7
	Arenosos	2 a 6	> 8	≥ 4	≥ 8	> 0,4
	Areias	≤ 2	> 5	≥ 4	≥ 8	> 0,4

Apesar do caráter de identificação preliminar do ensaio de pastilhas, ele foi adotado neste trabalho para avaliar sua correspondência com a classificação MCT, a partir do ensaio mini-MCV. Os métodos de pastilhas apresentam procedimentos e

equipamentos mais simples, adequados ao universo das rodovias secundárias ou de baixo volume de tráfego.

4.8.4.2 Resultados da classificação MCT e ensaios complementares

A metodologia MCT foi adotada para caracterização dos solos estudados neste trabalho, buscando ter um conhecimento sobre a influência dos finos destes solos em suas propriedades. Acrescenta-se que esta metodologia não é usual na região em estudo e que a grande utilização do cascalho laterítico nas rodovias do Estado do Maranhão talvez tenha inibido o uso da MCT e a busca pelos solos finos lateríticos, o que contrasta com a prática da região sudeste e sul do país.

Também foi realizado um estudo preliminar de solos com os ensaios de pastilhas, tanto a de diâmetro de 20 mm como a de diâmetro de 35 mm. À classificação convencional da MCT acrescentou-se a classificação MCT-M (VERTAMATTI, 1998), que introduz a classe dos solos transicionais.

Evidentemente, as amostras de solos concrecionários foram ensaiadas na sua fração fina, passante na peneira de abertura 2 mm para os ensaios MCT, e na peneira de abertura 0,42 mm para os ensaios de pastilhas. A finalidade não é sobretudo classificatória, pois não haveria sentido, mas é a de identificar o comportamento dos finos presentes nestas ocorrências de lateritas.

A Tabela 4.10 apresenta os resultados encontrados por meio dos ensaios convencionais para classificação MCT e MCT-M (mini-MCV e perda de água por imersão), e para a identificação preliminar MCT, por meio das pastilhas de diâmetros 20 mm e 35 mm, respectivamente.

Tabela 4.10 – Resultado da classificação MCT dos solos coletados, segundo ensaio mini-MCV e identificação pelo método das pastilhas

Amostra	Unid. Geot.	Past. Ø=20 mm	Past. Ø=35 mm	MCT mini-MCV	MCT-M
90	RQOltqb	NA	Não-Lat. Areia	NS'	NS'
92 - finos*	PVActqb	LA'-LG'	Lat. Aren./Arg.	LG'	TG'
92-F	PVActqb	LA'-LG'	Lat. Argiloso	LG'	TA'G'
160	PVAtqb	LA-LA'	Lat.Típico	LA'	TA'
220	RQOqhm	NA	Lat. Areia	NA'	TA'
277	PVActqb	LA	Lat. Areia	NA'	TA'
278	RQOltqb	NA	Não-Lat. Areia	NA'	TA'
324 - finos*	RQOltqb	LA	Lat. Areia	NA'	TA'
326	GXAtqb	NA	Lat. Areia	NA'	TA'
335	PVActqb	NA	Não-Lat. Areia	NA'	TA'
367- finos*	PVActqb	LA-LA'	Lat. Arenoso	NA'	TA'
356 – finos*	RQOltqb	LA-LA'	Lat. Arenoso	NA'	TA'G'
424 - finos*	PVActqb	NA	Lat. Areia	NA'	TA'
428	GXAtqb	NA	Lat. Areia	NA'	TA'
448 S/A	PVActqb	NA- NS'	Não-Lat. Areia	LA	LA
448 BA	PVActqb	NA- NS'	Não-Lat. Areia	NA'	TA'
448 AR	PVActqb	NS'- NA'	Não-Lat. Areia	NA	NA
449	PVActqb	NA	Não-Lat. Areia	NA'	TA'
349	RQOltqb	NS'- NA'	Não-Lat. Areia	NA'	TA'
347- finos*	RQOltqb	LA'	Lat. Arenoso	NA'	TA'

Obs.: *Estas amostras foram obtidas através do peneiramento dos solos nas peneiras de abertura 2 mm ou 0,42 mm, conforme o ensaio de mini-MCV ou pastilhas, respectivamente.

Analisando apenas os dois métodos de pastilhas, em torno 20% dos resultados apresentaram divergências quanto ao comportamento laterítico e não-laterítico. Já dentro da mesma classe de comportamento (laterítico ou não-laterítico), apenas 10% apresentaram diferenças entre subclasses.

Note-se que pelo método das pastilhas de Nogami-Villibor (Figura 4.16), vários solos resultaram em lateríticos, o que não se repetiu no ensaio de classificação MCT, onde apenas a amostra do solo 160 resultou LA', na região limítrofe do gráfico para o NA'.

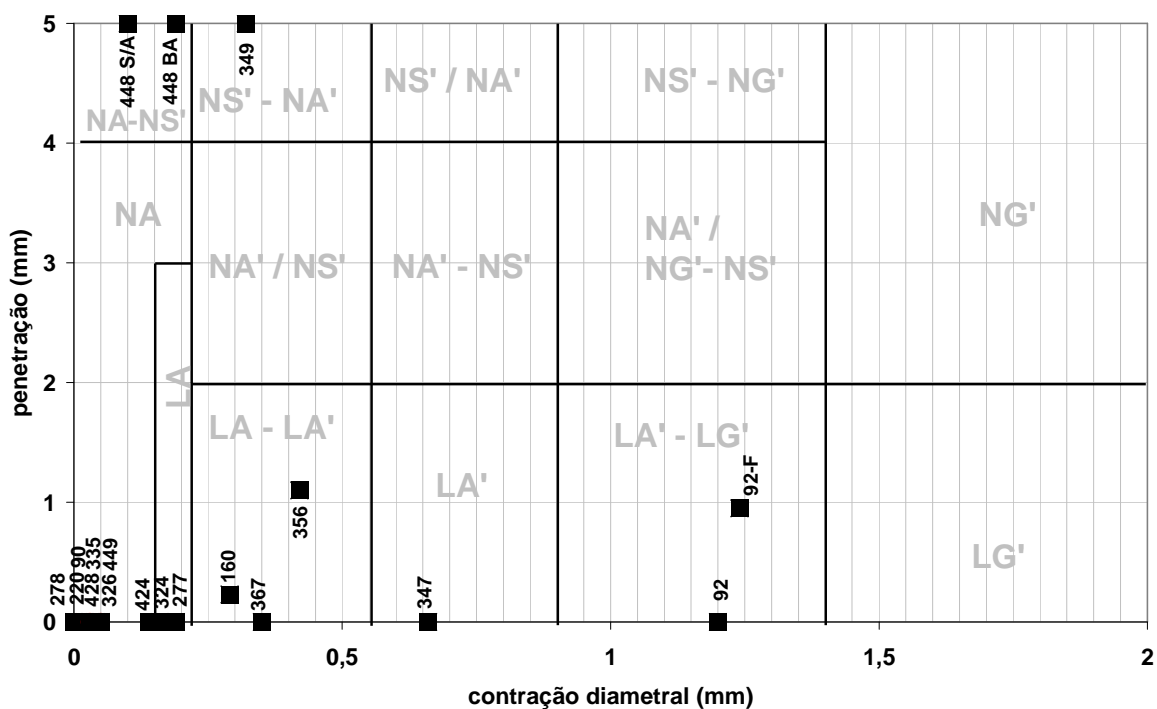


Figura 4.16 – Classificação MCT dos solos analisados segundo o método das pastilhas ($\varnothing = 20$ mm).

Na comparação com a classificação MCT (Figura 4.17), o método de pastilhas $\varnothing = 20$ mm apresentou 30% de divergências entre os resultados no que se refere às grandes classes (N ou L), e 50% no método de identificação por pastilhas $\varnothing=35$ mm.

Apenas dois solos possuem mais que 35% passando na peneira de abertura 0,075 mm, os solos 092F e 349, que apresentaram a mesma classificação, segundo os ensaios anteriores. Observa-se que os métodos de classificação de solos levam em conta algumas características que diferem, e por este motivo podem ser divergentes. Ressalta-se que a análise é exclusiva de solos na fração mais fina, e que o comportamento de solos com parcela expressiva de concreções ou de fração retida na peneira 2 mm pode não ser representado pela classe da parcela fina. Porém, apesar de não poder extrapolar para o conjunto o comportamento da fração mais fina, a caracterização desta fração é importante para compreender parte do comportamento geotécnico do conjunto.

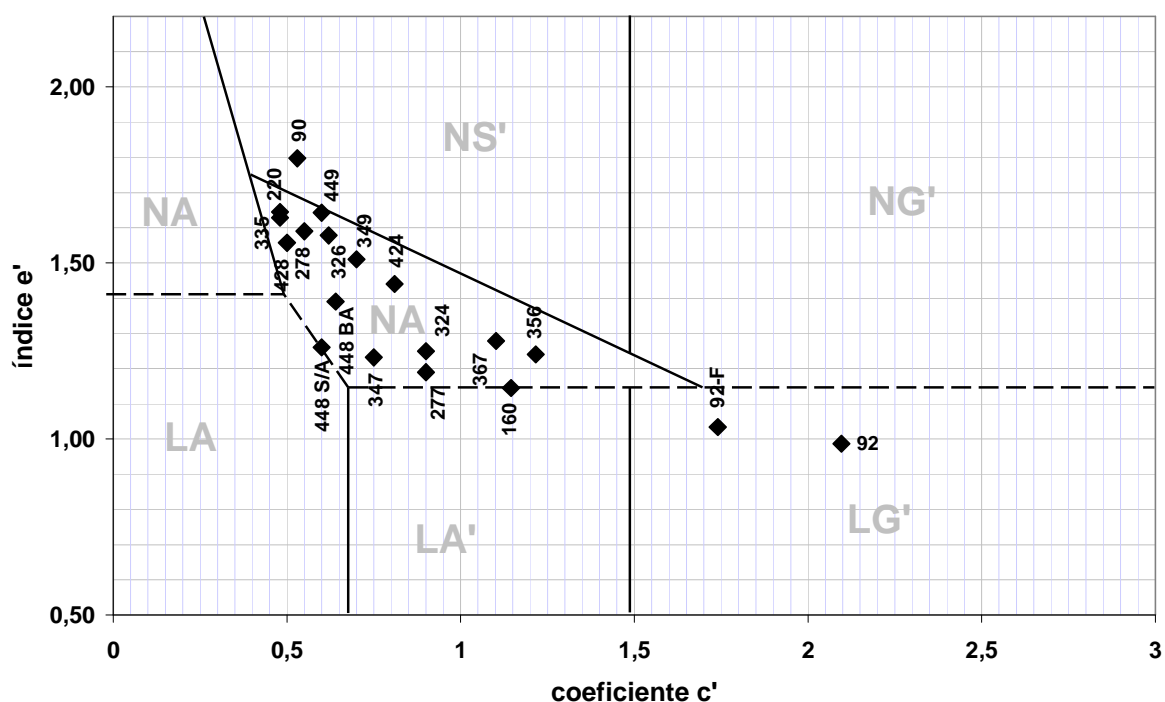


Figura 4.17 - Classificação MCT, segundo ensaio M-MCV

A zona de transicionalidade entre comportamentos laterítico e não-laterítico faz com que a previsão de comportamento do solo pela inferência da classe não seja a melhor forma de previsão. Assim, o uso dos índices e' e c' traduzem melhor o comportamento que propriamente a classe final.

Quando as zonas de transição (VERTAMATTI, 1998) são incorporadas aos resultados, as diferenças entre os diferentes modos de obtenção da classificação MCT se reduzem totalmente nas classes principais (N ou L), ficando as divergências entre os demais métodos agrupadas nas classificações transicionais (TA' , $TA'G'$ e TG') da classificação MCT-M (Figura 4.18).

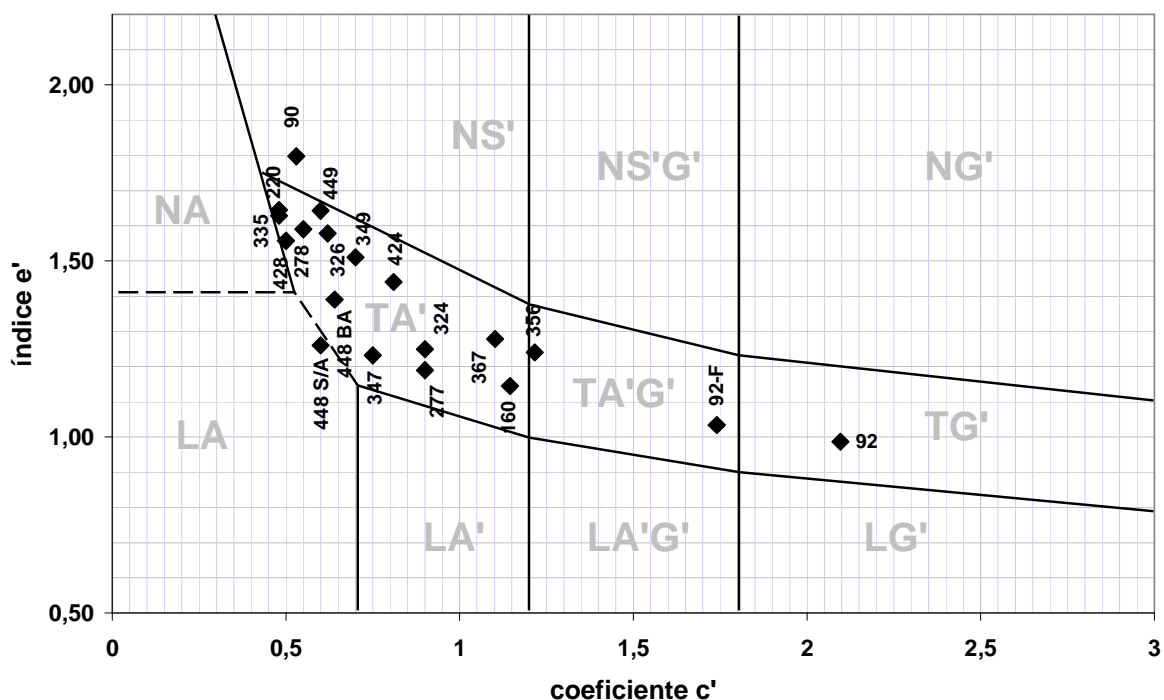


Figura 4.18 – Classificação MCT, segundo Vertamatti (1998)

4.8.5 Ensaios mineralógicos dos solos

Com objetivo de aprofundar o entendimento sobre o comportamento de algumas amostras de maior interesse no trabalho, foram realizados ensaios de caracterização mineralógica por meio de difratometria de Raio-X no Laboratório de Caracterização Tecnológica da Escola Politécnica da USP.

Os solos selecionados para os ensaios mineralógicos são concrecionários (424, 092, 347) ou finos (092F e 090). Ainda para dois tipos de solos concrecionários, a análise foi realizada de modo diferenciado a fim de distinguir as diferenças entre frações, optando-se por ensaiar o solo 092 na sua fração graúda (> 12,7 mm) isoladamente e na amostra total; e o solo 424 na fração graúda (> 12,7 mm) e na fração fina (< 4,76 mm) isoladamente.

Os mesmos solos foram submetidos à análise mineralógica, por meio do ensaio de difratometria de Raio-X, onde foi utilizado o método do pó, com difratômetro marca

Phillips, modelo MPD 1880. As fases cristalinas foram identificadas por comparação do difratograma da amostra com os bancos de dados PDF2 do ICDD – *International Centre for Diffraction Data* (2003) e PAN – ICSD – *PANanalytical Inorganic Crystal Structure Database* (2007). Os minerais encontrados nas amostras de solo estão na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Compostos minerais encontrados nos solos submetidos à difratometria de Raio-X

Minerais	Solos ensaiados						
	424 gráudo	424 fino	092	092 gráudo	092F	347	090
Quartzo-SiO ₂	X	X	X	X	X	X	X
Hematita-Fe ₂ O ₃	X	X	X	X	X	X	
Caulinita- Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄	X	X	X	X	X	X	X
Goethita-Fe ⁺³ O(OH)	X	X	X	X	X	X	
Cristobalita-SiO ₂			X				
Rutilo-TiO ₂			X				
Anatásio-TiO ₂	X	X		X	X	X	

Entre os argilominerais constatou-se apenas a presença da caulinita em todas as amostras ensaiadas. São argilominerais de maior estabilidade, em comparação com aqueles dos grupos da illita e montmorilonita. Dos argilominerais, a caulinita é o menos ativo coloidalmente, o que ainda é reduzido se associado aos óxidos e hidróxidos de Fe ou de Al (NOGAMI; VILLIBOR, 1995). Devido à ação dos hidróxidos, as partículas se unem, como em um processo de cimentação, formando agregações que podem estar na dimensão de silte ou mesmo de areia.

Dentre as propriedades características dos argilominerais destacam-se a grande superfície específica e as cargas elétricas quase sempre negativas. Os argilominerais da fração argila conferem a propriedade de plasticidade dos solos e exibem resistência considerável quando submetidos à secagem. Apresentam grande variação de volume, associada à variação de umidade (MARANGON, 2004). Os argilominerais com presença de hidróxidos de ferro ou de alumínio podem exibir

expressiva variação volumétrica por perda de umidade (por contração), porém reduzida expansão por contato com a água, devido à inibição parcial do processo de adsorção da água pelos argilominerais.

Os minerais hematita e goethita foram encontrados em todas as amostras, exceto na do solo 090. Estes estão associados aos óxidos de ferro presentes nos processos pedogenéticos de laterização, haja vista que a amostra de solo 090 é a única que não se localiza em área de jazida de cascalho laterítico.

Não foram realizados ensaios químicos para obtenção dos índices de intemperismo K_i e K_r , pois as inferências obtidas a partir da razão entre estes índices não podem ser usadas como parâmetro definidor do comportamento geotécnico (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

4.8.6 Compactação

Os ensaios de compactação foram realizados por meio do método tradicional utilizado no Brasil e do mini-Proctor (DNIT-ME 228/94) com todas as amostras. No ensaio tradicional, as amostras dos solos concrecionários, para obtenção do peso específico aparente, não foram reutilizadas (DNIT-ME 129/94), e para os demais se acrescentou água à mesma amostra (DNIT-ME 162/94). As energias utilizadas foram: Proctor Intermediário (ensaio convencional e mini-Proctor) e do Proctor Normal (mini-Proctor). A energia do Proctor Intermediário é mais adequada para verificação das propriedades destes materiais nas camadas superficiais do pavimento (revestimento primário ou base). A energia do Proctor Normal foi adotada a título de comparação.

A realização do ensaio com as amostras de solos arenosos (090; 220; 277; 278) foi difícil, visto a falta de coesão entre os grãos. Não foi possível obter a curva de compactação da amostra 448 AR.

Os solos concrecionários lateríticos apresentaram os maiores resultados de peso específico aparente seco, acima de 20 kN/m², como era de se esperar (Tabela 4.12). Em relação aos demais solos, apenas o 160 e 277 apresentaram peso específico aparente seco superior a 20 kN/m², observando que o solo 160 foi o único classificado como LA' na MCT (por meio do mini-MCV).

As umidades ótimas encontradas não resultaram em valores altos, pois os solos são na maioria arenosos, e também porque a coleta buscou os solos com características voltadas à pavimentação.

Tabela 4.12 – Peso específico aparente seco máximo e umidade ótima, segundo DNIT-ME 162/94 e DNIT-ME 228/94

Amostra	Unidade geotéc.	Class. TRB	Proctor (PI)		mini-Proctor			
			peso esp. ap. seco máx. (kN/m ³)	h _{ót.} (%)	PI peso esp. ap. seco máx. (kN/m ³)	PI h _{ót.} (%)	PN peso esp. ap. seco máx. (kN/m ³)	PN h _{ót.} (%)
90	RQOltqb	A-2-4	18,32	11,3	17,97	7	17,48	7,7
92	PVActqb	A-1-b	21,94	7,3	-	-	-	-
92-F	PVActqb	A-4	19,6	14,3	19,75	14	16,25	16,5
160	PVAtqb	A-2-4	20,46	9,1	20,99	8,3	20,55	9,1
220	RQOqhm	A-3	17,44	3,9	16,91	4,2	16,69	4,2
277	PVActqb	A-2-4	20,31	10,0	20,7	8,9	20,09	9,6
278	RQOltqb	A-2-4	19,57	8,6	19,11	5,3	18,6	7,2
324	RQOltqb	A-1-b	22,62	8,1	-	-	-	-
326	GXAtqb	A-2-4	19,64	10,3	19,62	8,3	19,24	10,8
335	PVActqb	A-2-4	18,68	10,2	18,5	9	18,01	9,8
347	RQOltqb	A-1-a	20,93	8,6	-	-	-	-
349	RQOltqb	A-4	19,68	11,6	21,65	12,4	20,94	12,4
356	RQOltqb	A-1-b	21,15	10,2	-	-	-	-
367	PVActqb	A-1-a	20,8	7,2	-	-	-	-
424	PVActqb	A-1-a	22,29	6,3	-	-	-	-
428	GXAtqb	A-2-4	19,29	9,3	19,35	9,4	18,82	10
448 S/A	PVActqb	A-2-4	-	-	19,74	9	18,9	10,3
448 BA	PVActqb	-	-	-	20,62	8,6	20,2	9,5
448 AR	PVActqb	A-2-4	-	-	-	-	-	-
449	PVActqb	A-2-4	19,63	9,7	19,39	9,5	19,25	10,5

De um modo geral, para os solos originalmente finos, as umidades ótimas diminuiram de um a dois pontos percentuais do ensaio de Proctor convencional para o ensaio mini-Proctor (Figura 4.19).

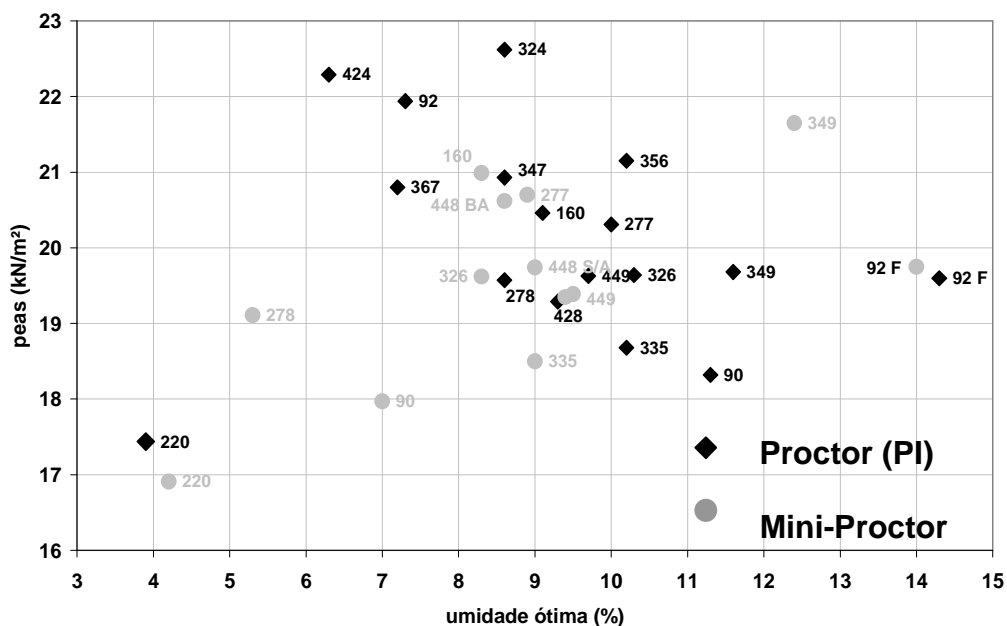


Figura 4.19 – Resultados dos ensaios de compactação Proctor e mini-Proctor

Buscou-se correlacionar a umidade ótima do ensaio de compactação com os finos do solo. A baixa correlação verificada para os solos finos está associada à sensibilidade do ensaio mini-Proctor, considerando as menores quantidades de material e a dispersão de resultados na compactação de solos arenosos com grande quantidade de material na fração areia (Figura 4.20).

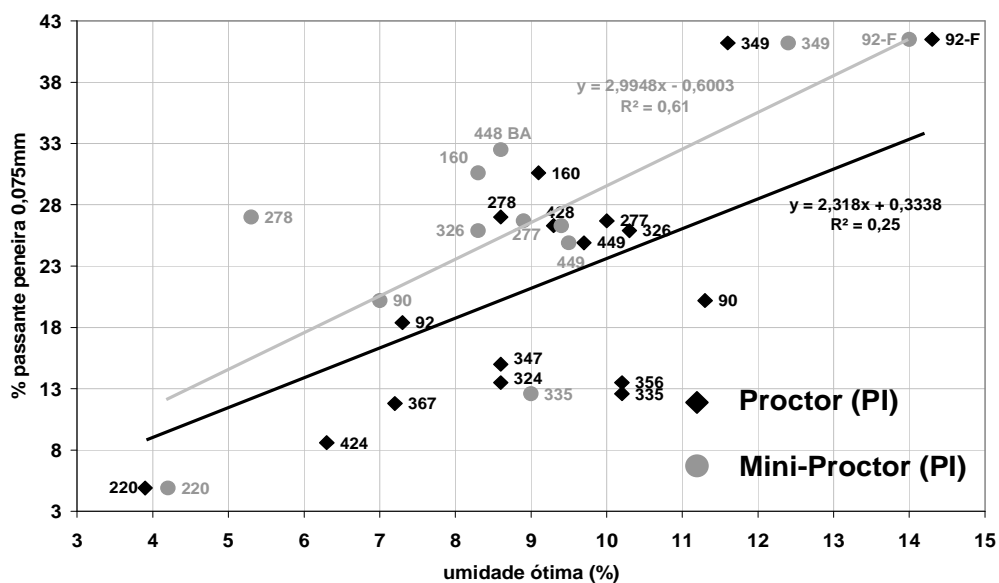


Figura 4.20 – Relação entre a umidade ótica Proctor / mini-Proctor e os finos dos solos

4.8.7 CBR

A execução dos ensaios de CBR e mini-CBR seguiram as normas DNIT-ME 049/94 e DNIT-ME 254/97. Para os solos finos ($\emptyset \leq 2,0$ mm), os dois ensaios foram executados de modo a estabelecer uma comparação de resultados entre ambos os métodos, já que não se dispõe de uma referência para os solos locais. A Tabela 4.13 apresenta estes resultados, além das expansões uniaxiais obtidas de cada ensaio.

Tabela 4.13 – Resultados de índice de suporte Califórnia e expansão CBR das amostras coletadas na área de estudo (DNIT-ME 049/94 e DNIT-ME 254/97)

Amostra	Unidade geotéc.	Class. TRB	ISC (%)			EXP (%)		
			PI CBR	PI mini-CBR	PN mini-CBR	PI CBR	PI mini-CBR	PN mini-CBR
90	RQOltqb	A-2-4	22	9	4	0,2	0,1	0,0
92	PVActqb	A-1-b	67	-	-	0,0	-	-
92-F	PVActqb	A-4	17	17	10	0,4	0,5	0,3
160	PVAtqb	A-2-4	34	33	23	0,0	0,0	0,0
220	RQOqhm	A-3	10	0	0	0,0	0,0	0,0
277	PVActqb	A-2-4	25	25	15	0,0	0,0	0,0
278	RQOltqb	A-2-4	7	6	3	0,0	0,0	0,2
324	RQOltqb	A-1-b	58	-	-	0,0	-	-
326	GXAtqb	A-2-4	11	12	6	0,0	0,1	0,1
335	PVActqb	A-2-4	17	11	2	0,3	0,0	0,0
347	RQOltqb	A-1-a	64	-	-	0,0	-	-
349	RQOltqb	A-4	28	24	8	0,1	0,1	0,0
356	RQOltqb	A-1-b	14	-	-	0,0	-	-
367	PVActqb	A-1-a	57	-	-	0,1	-	-
424	PVActqb	A-1-a	95	-	-	0,0	-	-
428	GXAtqb	A-2-4	31	10	2	0,0	0,4	0,1
448 S/A	PVActqb	A-2-4	-	20	14	-	0,2	0,2
448 BA	PVActqb	-	-	18	12	-	0,0	0,0
448 AR	PVActqb	A-2-4	-	-	-	-	-	-
449	PVActqb	A-2-4	39	9	2	0,8	0,2	0,1

Os solos que apresentaram diferenças superiores a 30% entre o CBR e o mini-CBR são todos não-lateríticos. Os demais solos, com diferenças entre CBR e mini-CBR abaixo deste percentual, são classificados como lateríticos pela MCT ou

transicionais na MCT-M. As maiores diferenças entre os resultados dos ensaios CBR e mini-CBR para o mesmo solo podem estar relacionadas à sua falta de coesão.

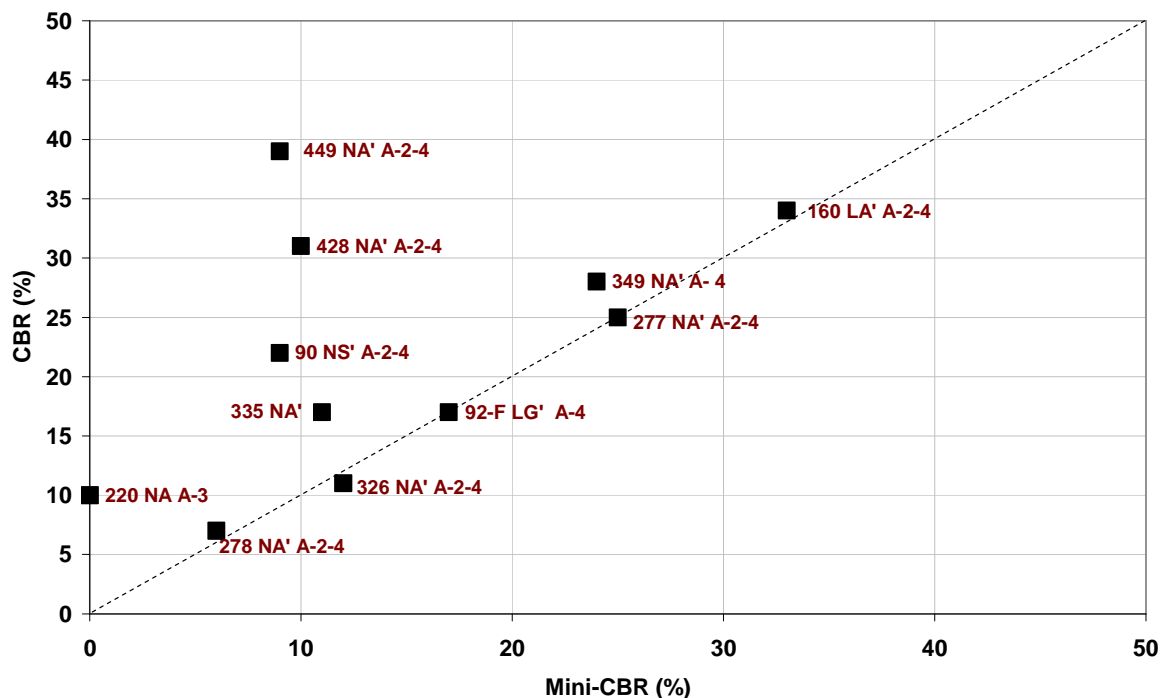


Figura 4.21 – Relação entre o mini-CBR e o CBR dos solos estudados

As correlações entre os resultados de mini-CBR e CBR são encontradas em alguns trabalhos científicos, sendo que o próprio resultado de mini-CBR origina-se de expressão baseada em correlação com CBR, desenvolvida empiricamente por Nogami (1972)³. Assim, para os solos estudados no Estado de São Paulo, nas condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo da energia normal, os valores de mini-CBR e CBR são similares, guardadas as diferenças devido à dispersão da própria correlação (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

O presente autor reconhece que a utilização de qualquer uma das correlações deve ser feita com muito critério, de preferência de modo preliminar e com os solos da região para o qual a correlação foi desenvolvida.

³ NOGAMI, J.S. Determinação do Índice de Suporte Califórnia com Equipamento de Dimensões Reduzidas – Ensaio Mini-CBR. II Reunião das Administrações Rodoviárias, Brasília, 1972.

4.8.8 Módulo de Resiliência

Na década de 30, os americanos estudaram sua malha viária tentando identificar as causas de sucesso ou insucesso, no que se refere ao desempenho operacional. Este estudo apontou a deformação permanente e a ruptura do subleito como principais causas, além da fadiga da camada asfáltica em menor proporção. Esta última foi relacionada por Hveem com as deformações recuperáveis (HVEEM, 1955⁴ *apud* BERNUCCI, 1995).

As tensões verticais aplicadas a um pavimento provocam deslocamentos nos materiais que o compõem, e ao serem cessados os carregamentos os deslocamentos se recuperam. Estes deslocamentos são chamados de resilientes. Há, é claro, uma parcela de deslocamento não-recuperável ou permanente, mas este deve ser muito pequeno, de modo que a repetição de carga não leve a um acúmulo de deslocamentos permanentes que comprometam a estrutura do pavimento. As tensões aplicadas no material, mais especificamente a tensão de desvio σ_d , que é a diferença entre as tensões principais maior e menor ($\sigma_1 - \sigma_3$), dividida pela deformação resiliente ε_R provocada por esta tensão, resulta no módulo de resiliência MR ($MR = \sigma_d / \varepsilon_R$).

Preussler (1978) aponta os fatores que podem afetar o módulo de resiliência dos solos: pressão confinante, razão entre as tensões principais, número de repetições da tensão de desvio, história das tensões, duração e frequência da tensão de desvio, tipo de agregado, graduação das partículas, densidade e umidade de compactação, densidade e umidade de compactação e grau de saturação.

4.8.8.1. Modelos matemáticos representativos do módulo de resiliência de solos

⁴ HVEEM, F. N. Pavement Deflections and Fatigue Failures. 34th Annual Meeting, Highway Research Board, Bulletin 114, 1955, p. 43-73.

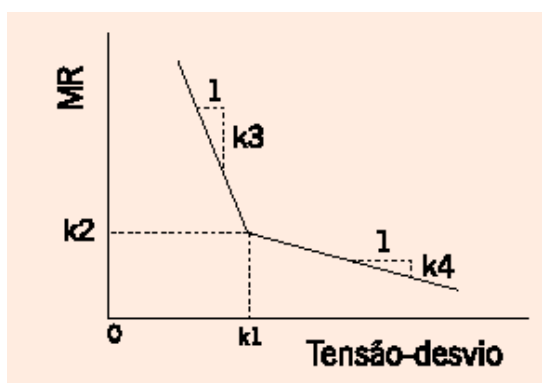
Macedo (1996) estudou os modelos matemáticos existentes que representam o módulo de resiliência para aplicação a solos brasileiros. Destacam-se abaixo os modelos mais utilizados e alguns comentários do referido autor:

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (2)$$

O modelo foi apresentado por Hicks⁵ em 1970 e tem σ_3 como tensão confinante, e k_1 e k_2 como parâmetros determinados experimentalmente. É largamente utilizado, apesar de não descrever o efeito de dilatância associado ao comportamento de tensão x deformação dos solos granulares. Este modelo tem aproximação adequada para níveis de deformação entre 0,0001 e 0,0005 (UZAN 1985⁶ *apud* MACEDO, 1996).

$$MR = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (3)$$

Este modelo foi testado por Svenson⁷ (1980) como alternativa ao modelo bilinear apresentado por Hicks (1970) – Figura 4.22 – e utilizado na classificação dos subleitos do método TECNAPAV (DNER PRO 269/94). O σ_d da expressão é a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) e os parâmetros k_1 e k_2 são determinados experimentalmente.



Fonte: Bernucci *et al.*, 2007

Figura 4.22 – Modelo bilinear proposto por Hicks (1970) em escala aritmética

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \quad (4)$$

⁵ HICKS, R.J. Factors influencing the resilient properties of granular materials. Tese de doutorado, Univ. da California, Berkeley, 1970, 510p.

⁶ UZAN, J. Characterization of granular material. TRR 1022, Transportation Research Board, 1985.

⁷ SVENSON, M. Ensaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos. Tese de mestrado, COPP/UFRJ, Rio de Janeiro, 1985, 374p.

Outro modelo adotado é o que se utiliza do primeiro invariante de tensões θ ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). Representa melhor o comportamento de materiais granulares, a partir do momento que são consideradas as influências conjuntas de σ_1 e σ_3 , sendo pequenas as tensões cisalhantes (MOTTA, 1991; MACEDO, 1996). O modelo foi concebido na década de 60 quando Brown e Pell (1967)⁸ plotaram o módulo de resiliência e o θ num gráfico log-log. Seed *et al.* (1967)⁹ sugeriram uma relação do tipo potenciação e ainda Hicks e Monismith (1971)¹⁰ verificaram que este modelo se ajustou à maioria de seus resultados (EKBLAD, 2008).

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (5)$$

Em seu trabalho de tese, Macedo (1996) levantou algumas considerações para apresentar o modelo acima:

- o modelo em função de σ_d seria tendencioso do ponto de vista estatístico, pois a expressão usada para representar o módulo é $\frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} = k_1 \sigma_d^{k_2}$, onde a presença de σ_d ocorre nos dois membros da equação;
- como os solos argilosos apresentam coesão em maior ou menor grau, os modelos que representam o módulo de resiliência em função de σ_3 não são os mais adequados, o que se reflete em coeficientes de determinação mais baixos.

Assim, como propõe o referido autor, a expressão apresentando a tensão de desvio em apenas um membro da equação é mais aceitável sob o ponto de vista estatístico. Desta forma, além de conter as tensões, confinante e de desvio, e os parâmetros determinados experimentalmente, a expressão apresenta a deformação específica (ε_r) isolada em um só membro da equação.

$$\varepsilon_r = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (6)$$

⁸ BROWN, S.F. e PELL, P.S. An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. In: Proceedings, second international conference structural design of asphalt pavements, Ann Arbor, USA, 1967, pp 487-504.

⁹ SEED, H.D., MITRY, F.G., MONISMITH, C.L. e CHAN, C.K. (1967). Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load test. NHCPR Report N. 35, 1967.

¹⁰ HICKS, R.G. e MONISMITH, C.L. Factors Influencing the resilient properties of granular materials. Highway Research Record 345, 1971, pp 15-31.

A partir desta expressão pode ser calculado o módulo de resiliência $\left(MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \right)$ por substituição direta.

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (7)$$

Este modelo foi sugerido por Uzan (1985)¹¹, após reconhecer o efeito das deformações cisalhantes. Uma desvantagem deste modelo, e dos demais apresentados, é não considerar as deformações na direção horizontal, utilizando um coeficiente de Poisson constante. O próprio autor do modelo desenvolveu adaptações à equação apresentada para uma melhor aproximação dos resultados (EKBLAD, 2008).

4.8.8.2 Resultados encontrados com as amostras selecionadas

O ensaio de módulo de resiliência neste trabalho de tese seguiu a norma DNIT-ME 131/94. A energia do Proctor intermediário foi empregada pensando-se na utilização destes materiais como camada final de pavimento em rodovias de baixo volume de tráfego.

De 14 amostras de solos considerados finos, o ensaio de módulo de resiliência foi realizado com 11 delas. Os solos 448 AR, 448 BA e 326 não foram submetidos ao ensaio pela insuficiência de material ou ainda devido à sua característica de areia que impediam a retirada do solo do cilindro de compactação sem dano ao corpo-de-prova. A amostra 220, por exemplo, não suportou as tensões aplicadas até o final do ensaio, sofrendo dano durante o mesmo.

As amostras de solo foram compactadas em molde cilíndrico padrão, com dimensões finais do corpo-de-prova em 10 x 20 cm na energia intermediária. Esta energia foi adotada visto que parte dos solos coletados seria mesclada com emulsão

¹¹ UZAN, J. Characterization of granular material, TRR 1022, Transportation Research Board, 1985.

na seqüência deste trabalho. Assim, a energia aplicada foi de 12,54 kgf/cm/cm³ conforme a equação:

$$E = \frac{P \cdot h \cdot n \cdot N}{V} \quad (8)$$

Onde:

V – 1570,8 cm³ (volume de material no corpo-de-prova 10 x 20 cm);

P – 4,54 kg (peso do soquete);

h – 45,7 cm (altura de queda do soquete);

n – 5 (número de camadas);

N – 19 (número de golpes).

No caso dos solos que continham fração graúda (“lateritas”, como são tratadas localmente), os ensaios foram realizados com as amostras de solo 092, 324 e 424, na energia intermediária, utilizando um molde de maiores dimensões, 15 x 30 cm, do tipo tripartido para auxiliar na abertura e remoção do corpo-de-prova compactado no cilindro. Adotando a mesma energia, intermediária, os corpos-de-prova foram compactados em seis camadas com 54 golpes, cada, do soquete de 4,54 kg.

Os resultados dos ensaios realizados são apresentados na Tabela 4.14, usando quatro modelos, já discutidos no item 4.7.8.1, em função das tensões principais atuantes σ_3 e σ_d (separadamente ou em conjunto), do θ ou do modelo composto.

O solo 092F foi ensaiado considerado dois conjuntos de pares de tensões (σ_3 e σ_d), conforme prescreve a norma DNER-ME 131/94, tanto o par de tensões para os solos arenosos, como para os solos argilosos. Assim, na Tabela 4.14 encontra-se o resultado da amostra 3, a partir do procedimento “arenoso”, e da amostra 4 com o procedimento “argiloso”.

Medina e Motta (2005) argumentam que após experiência acumulada em vários anos de ensaios de módulo de resiliência em solos, não se deve, *a priori*, distinguir conjuntos diferentes de pares de tensões considerando apenas a granulometria do solo, principalmente se ele apresenta comportamento laterítico. Seria melhor que os solos fossem analisados sob o mesmo conjunto de pares de tensões.

Tabela 4.14 – Módulos de resiliência de diversos solos da área de estudo desta tese

Modelos		$MR = k_1 \sigma_3^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_d^{k_2}$			$MR = k_1 \theta^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$			
Amostra	Unidade geotéc.	k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
90	NQOltqb	24,8	0,5248	0,95	20,5	0,4838	0,82	8,7	0,5582	0,98	21	0,3888	0,1534	0,99
092F am3	AVActqb	394,2	-0,1286	0,17	1069,7	-0,3167	0,80	851,4	-0,2266	0,41	302	0,016	-0,0725	0,93
092F am4	AVActqb	-	-	-	2197,9	-0,3917	0,88	19065	-0,7714	0,91	-	-	-	-
160	AVAtqb	114,8	0,2558	0,92	113,24	0,2169	0,60	69,1	0,2698	0,88	113	0,2475	0,0109	0,99
220	NQOqhm	38,2	0,4668	0,92	85,21	0,1744	0,23	19,8	0,4407	0,74	35	0,4463	0,0382	0,99
277	AVActqb	39,2	0,4673	0,97	18,05	0,468	0,94	18,05	0,468	0,94	37	0,4206	0,0532	0,99
278	NQOltqb	15,2	0,6229	0,96	17,13	0,5196	0,78	4,8	0,6513	0,99	13	0,4764	0,1713	0,99
335	AVActqb	37,6	0,4812	0,97	37,44	0,4035	0,74	15,51	0,4955	0,96	33	0,4042	0,0923	0,99
428	GHAtqb	36,6	0,4859	0,96	34,24	0,4211	0,80	14,55	0,5057	0,98	31	0,3715	0,1335	0,99
448 S/A	AVActqb	55,7	0,3649	0,93	65,18	0,2758	0,66	32,5	0,3541	0,88	55	0,36	0,0053	0,99
449	AVActqb	37,0	0,4706	0,96	42,37	0,3709	0,78	16,7	0,4743	0,97	33	0,3633	0,1160	0,99
349	NQOltqb	41,2	0,4181	0,97	47,97	0,3231	0,72	61,81	0,2487	0,87	92	0,2312	0,0186	0,99
324	NQOltqb	52,4	0,3913	0,84	47,17	0,3542	0,87	23,5	0,4207	0,95	41	0,2055	0,2130	0,99
424	AVActqb	21,09	0,672	0,94	20,07	0,582	0,85	6,02	0,6988	0,99	16	0,4475	0,2539	0,99
092	AVActqb	109,32	0,4348	0,81	119,68	0,3591	0,85	52,16	0,4426	0,90	97	0,2143	0,2184	0,97

Para o caso dos modelos resultantes para este solo nota-se que, para um baixo nível de tensões (solo no subleito, por exemplo), o procedimento “argiloso” apresenta resultados de módulo de resiliência mais altos e conforme se aumentam as tensões, o procedimento “arenoso” é que apresenta os maiores valores.

Os modelos das amostras de solo 092F foram os únicos que apresentaram valores de “ k_2 ” negativos, mostrando que o módulo de resiliência decresce com o aumento da tensão de desvio.

Os solos que apresentaram valores altos de “ k_1 ” em qualquer um dos modelos apresentados na Tabela 4.14, foram classificados como “laterítico” na classificação MCT. No caso do solo 092, concrecionário laterítico, que também apresentou “ k_1 ” elevado, a sua fração $\leq 2,0$ mm também foi classificada como laterítica.

Na Figura 4.23 apresentou-se o módulo de resiliência dos solos estudados, e respectivos suportes CBR (%) e/ou mini-CBR (%), considerando a soma das tensões atuantes ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = \theta$) em 500 kPa para determinar o MR. Este valor de θ representa o nível de tensões normais na porção intermediária de uma camada de base com ausência de revestimento, sendo um caso típico de revestimento primário com 20 cm de espessura.

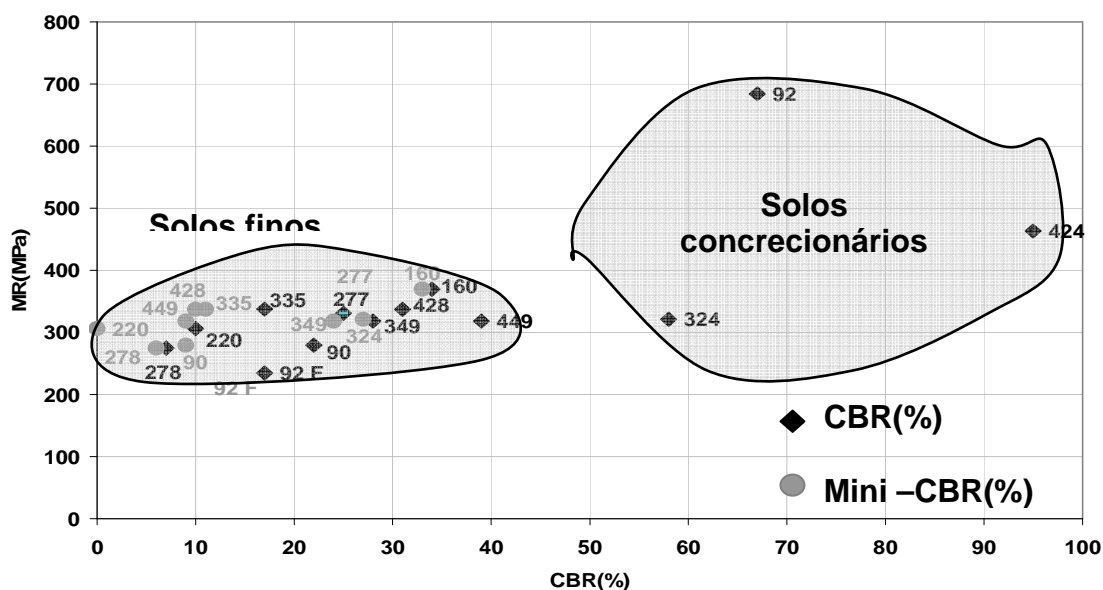


Figura 4.23 – Relação entre o índice de suporte e o módulo de resiliência dos solos estudados

Como apontam Nogami e Villibor (1995), a carência de equipamentos de ensaio de módulo de resiliência leva a uma busca de relações com os ensaios de CBR ou mini-CBR. São conhecidas expressões como $MR \text{ (kgf/cm}^2\text{)} = 100 * \text{CBR (\%)}$, proposta por Heukelom e Foster (1960)¹², com maior utilização para valores de CBR menores que 10%. Ou ainda gráficos (FRANZOI,1990)¹³ onde foram plotados resultados de mini-CBR e módulo de resiliência, e outras expressões como a de Campello, Pinto e Preussler (1991)¹⁴:

$$MR = 380(\text{CBR})^{0,65} (A/S)^{0,89} \quad (9)$$

Onde, além de MR em kgf/cm² e CBR em %, aparecem:

A – porcentagem de argila, em %;

S – porcentagem em silte, em %.

No caso dos solos concrecionários lateríticos, os módulos variaram entre 300 MPa e 700 MPa e a relação com o CBR ficou entre 5 e 10, ou seja:

$$MR \text{ (MPa)} = (5 \text{ a } 10) \text{ CBR(\%)} \quad (10)$$

Os demais solos tiveram seus módulos variando entre 280 MPa e 380 MPa, à exceção do solo 092F que apresentou módulo de 230 MPa. Não serão expostas correlações com CBR pela diversidade das amostras, evitando difusão que poderá ser utilizada sem critérios.

No trabalho de Santos (1998) foram estudadas amostras de solos de camadas de pavimento de rodovias federais, destacando-se os cascalhos lateríticos comumente utilizados na região Centro-Oeste brasileira. Para a apresentação dos resultados de módulo de resiliência o autor utilizou os modelos simples, em função da tensão confinante ou da tensão de desvio.

¹² HEUKELOM, W.; FOSTER, C.R. Dynamic Testing og Pavements. Journal of Soil Mechanics anf Foundation Division. Proc. ASCE, New York, 1960.

¹³ FRANZOI, S. Algumas Peculiaridades Resilientes de Solos Lateríticos e Saprolíticos. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP, PTR, São Paulo, 1991.

¹⁴ CAMPELLO, C.S.; PINTO, S.; PREUSSLER, E.S. Um Estudo das Propriedades Mecânicas de Solos Tropicais. Anais da 25ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, São Paulo, 1991.

Como os solos pesquisados eram arenosos, sua análise por meio do modelo granular dividiu-se em três grupos de resiliência: A – elevada; B – intermediária; C – baixa. Os solos do trabalho citado resultaram na faixa limítrofe entre B e C, de bom comportamento quanto à resiliência (Tabela 4.15).

Tabela 4.15 – Modelos, equações e resultados de módulo de resiliência encontrados na camada de base no trabalho de Santos (1998)

Estação	$MR = K_1 \sigma_3^{k_2} \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$			$MR = K_1 \sigma_d^{k_2} \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$			$MR_{\text{médio}}$ (MPa)
	K_1	K_2	R^2	K_1	K_2	R^2	
E-100	5048	-0,04	0,11	5380	-0,19	0,51	532
E-200	2780	0,22	0,78	2441	0,15	0,65	251
E-300	4242	0,28	0,75	3637	0,14	0,44	381
E-400	6393	0,20	0,54	5796	0,05	0,15	600
E-500	7054	0,08	0,26	7028	-0,06	0,18	697
E-600	5664	0,02	0,10	5731	-0,09	0,33	570
E-700	4632	0,18	0,60	4202	0,06	0,24	432
E-800	6883	0,11	0,52	6468	0,02	0,10	654

Na Tabela 4.15, o módulo de resiliência médio foi determinado para uma tensão de confinamento (σ_3) de aproximadamente 0,07 MPa, assemelhando-se ao que foi utilizado pelo autor da presente tese.

Na Figura 4.24, alguns solos do presente trabalho foram comparados com os solos da camada de base do pavimento de Santos (1998), por meio das equações que representam os modelos de módulo de resiliência em função de σ_3 , nas mesmas condições de aplicação de σ_3 .

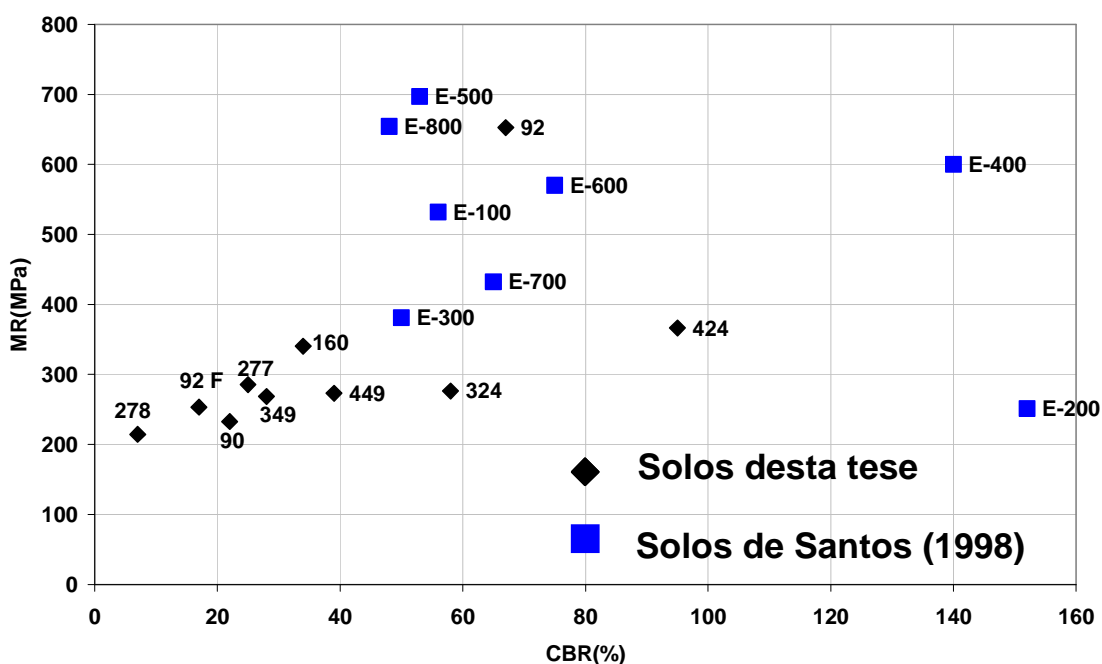


Figura 4.24 – Comparação entre os cascalhos lateríticos de Santos (1998) com alguns solos do presente trabalho, para uma tensão confinante de 0,07 MPa

O solo 92 desta tese apresentou resultados comparáveis aos solos E-500; E-800; E-600; E-100 de Santos (1998). Já o solo 424 apresentou resultados e módulo de resiliência comparáveis aos solos E-300 e E-700.

Marangon (2004) estudou os solos de várias regiões do Estado de Minas Gerais, destacando-se em suas amostras os solos finos as suas características MCT e suas relações com as propriedades mecânicas dos solos. O estudo da resiliência de parte destes solos é apresentado na Tabela 4.16, considerando tensões do topo da base de pavimento com revestimento delgado (TSD ou CAUQ de 3 cm) equivalente ao último par de tensões do ensaio ($\sigma_d = 0,412$ MPa e $\sigma_3 = 0,137$ MPa).

Todos os resultados de módulo da Tabela 4.16 referem-se ao mesmo par de tensões σ_d e σ_3 . Observa-se a amplitude dos módulos de resiliência dentro de uma mesma classificação MCT para as tensões utilizadas no trabalho de Marangon (2004). Os solos LA' (MV05 e SL01), por exemplo, têm módulos variando de 171 MPa a 446 MPa, e os solos LG' (SL07 e MV07) apresentaram valores de 139 MPa a 425 MPa.

Tabela 4.16 – Valores de módulo de resiliência de vários solos do Estado de Minas Gerais (MARANGON, 2004) comparados com alguns solos do presente trabalho

<i>Marangon (2004)</i>			<i>Presente Trabalho</i>		
Amostra	MCT	M_R (MPa)	Amostra	MCT	M_R (MPa)
ZM03	LG	271	90	NS'	358
ZM06	LG	444	092F	LG'	211
MV07	LG'	425	160	LA'	408
SL07	LG'	139	277	LA	404
MV05	LA'	171	335	NA'	420
SL01	LA'	446	428	NA'	431
MV08	NG'	104	448 S/A	LA'	334
MV09	NG'	271	349	NA'	328

Já nos solos deste trabalho, talvez por representarem uma área bem menor, a variação de valores de módulo de resiliência dentro de uma mesma classificação MCT não foi tão grande.

Bernucci (1995) estudou alguns solos lateríticos do Estado de São Paulo em sua tese de doutorado e, dentre os ensaios apresentados, o módulo de resiliência foi realizado com várias energias e condicionamentos. A Tabela 4.17 mostra alguns resultados da autora comparados aos do presente trabalho, adotando-se tensões de confinamento (σ_3) e tensões de desvio (σ_d) similares – 104 kPa e 69 kPa, respectivamente.

Tabela 4.17 – Comparação dos resultados de módulo de resiliência de alguns solos de Bernucci (1995) e solos da área de estudos desta tese

<i>Bernucci (1995)</i>			<i>Presente Trabalho</i>		
Amostra	MCT	M_R (MPa)	Amostra	MCT	M_R (MPa)
Descalvado	LA	539	277	LA	291
Náutico	LA'	346	160	LA'	343
Américo Brasileiro	LA'-LG'	376	092F	LG'	248

Na caracterização dos solos da área de estudo, os resultados de ensaios adotando a metodologia MCT e dos ensaios de módulo de resiliência são, praticamente, os primeiros publicados e servirão de referência para os demais estudos que se desenvolvam na área ou utilizando solos similares.

Com a prática de uso da metodologia MCT nos solos da área de estudo, bem como no restante do Estado do Maranhão, serão desenvolvidos os conhecimentos sobre ela e, na eventual identificação das áreas com solos lateríticos em abrangência, será adotada a experiência já existente em vários Estados brasileiros na construção de pavimentos com solos de comportamento laterítico.

5 DOSAGEM DO SOLO-EMULSÃO

5.1 INTRODUÇÃO

Como ponto de partida do trabalho, considera-se que, pela experiência prática brasileira, a mistura solo-emulsão é adequada ao baixo volume de tráfego. Os custos envolvidos para sua realização podem ser considerados na categoria de baixo custo, desde que seja limitado o teor de emulsão, e se utilizem os materiais locais.

Como discutido no capítulo 2, apesar do tema em questão envolver rodovias de BVT e o solo-emulsão ser um material de baixo custo, os métodos de dosagem desta mistura e os procedimentos executivos envolvidos devem conter tecnologia, embora devam ser simples para viabilizar o seu uso. Ou seja, não se devem confundir simplicidade com ausência de tecnologia ou mesmo técnicas e procedimentos menos rigorosos.

Porém, as misturas solo-emulsão envolvem um grande número de variáveis intrínsecas, tornando a dosagem um assunto de grande complexidade. Para se discutir a dosagem, deve-se contabilizar as seguintes variáveis: (i) seleção de solo, na possibilidade de diferentes jazidas disponíveis; (ii) estudo da viabilidade de estabilização do solo existente no leito da via em terra; (iii) umidade do solo; (iv) tempo de aeração antes da compactação; v) tempo e modo de cura após a compactação; (vi) efeito da água após o período de cura; (vii) percentual de resíduo asfáltico na emulsão; (viii) as propriedades que devam ser avaliadas para que reflita as características técnicas desejadas.

Além disso, no processo de dosagem, o custo da emulsão incorporada ao solo deve ser tal que viabilize o uso desta técnica. Ressalta-se que, como visto no capítulo 3, não há um método de dosagem, de consenso, definido na literatura nacional, em vigor, nem tampouco uma especificação ou norma de serviço para esta finalidade.

Porém, existem ainda vários métodos regionalizados na literatura estrangeira, e alguns trabalhos acadêmicos atuais brasileiros.

Dos ensaios adotados pelos pesquisadores brasileiros, destacam-se o índice de suporte Califórnia (ISC ou CBR), a resistência à tração por compressão diametral (RT), o módulo de resiliência (MR), a resistência à compressão simples (RCS), o *wet track abrasion test* (WTAT) e o *loaded wheel track*. Em geral, são procedidas adaptações dos procedimentos usuais dos ensaios referidos para atender algumas particularidades da mistura solo-emulsão.

Buscou-se neste trabalho basear a dosagem de solo-emulsão em ensaios que produzam resultados seguros e relativamente simples, de maneira que possam ser repetidos em um maior número possível de laboratórios, tornando aplicável a técnica aqui estudada.

Assim, numa proposição inicial, os ensaios de RT e RCS foram adotados para definição dos percentuais adequados de emulsão asfáltica e o ensaio WTAT para confirmação dos teores selecionados.

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (DNIT-ME 138/94; ABNT-NBR 15087/04) tem sido utilizado na definição da dosagem das misturas asfálticas em complementação à estabilidade Marshall. Na norma DNIT 031/2004 – ES, a avaliação do concreto asfáltico a quente dá-se pelo percentual de vazios, estabilidade Marshall e resistência à tração por compressão diametral. A utilização do molde Marshall para compactação dos corpos-de-prova e da mesma prensa e velocidade, sem dúvida, auxiliam na difusão deste ensaio.

O outro ensaio escolhido é o de resistência à compressão simples baseado nas normas DNIT-IE – 004/94 ; ABNT-NBR 12770/92 e ABNT-NBR 12025/90, com algumas adaptações que facilitam sua realização nos laboratórios de obra.

Por fim, para conferir o comportamento da mistura frente à ação d'água, os dois ensaios mencionados são conduzidos considerando dois conjuntos diferentes de

corpos-de-prova: (i) curados não-imersos, e (ii) curados e imersos em água por um período pré-determinado.

5.2 SELEÇÃO DO SOLO

A proposta do presente trabalho é que se encontre uma dosagem de solo-emulsão que atenda às rodovias de baixo volume de tráfego, supondo-se estruturas de camadas simples e conseqüentemente viáveis economicamente.

O tipo de subleito também decisivo para definição da estrutura de pavimento será considerado de boa qualidade, visto que se objetiva focar a mistura solo-emulsão. Assim, o conjunto de camadas pretendido contará com base sobre subleito de boa capacidade de suporte. Sobre a base encontra-se a camada de solo-emulsão que pode contar com revestimento delgado, este sem função estrutural.

A escolha preliminar dos solos para compor o solo-emulsão no presente trabalho, considerou inicialmente algumas premissas já consagradas no meio rodoviário para as bases de pavimentos como a granulometria, plasticidade e suporte, por exemplo. A granulometria deverá enquadrar-se, de preferência, numa das faixas propostas pelo DNIT ES-303/98 para bases de pavimentos com $N < 5 \times 10^6$ ou da norma DNIT 098/2007 - ES, para bases de solos concrecionários lateríticos. Existem ainda outras faixas granulométricas sugeridas por departamentos rodoviários estaduais que podem ser contempladas (COSTA, 1985). Sugere-se ainda, que a fração fina ($< 2,0$ mm) dos solos não seja classificada como NG' pela classificação MCT ou MCT - M.

A existência de solos que atendam ao exposto no parágrafo anterior é favorável ao projetista e a presença do solo-emulsão seria voltada à melhoria da coesão e impermeabilização da camada superficial, supondo que em termos de suporte estariam atendidos os pré-requisitos. Porém, os solos que não se enquadrem nas diretrizes apresentadas, devem ser motivo de um estudo maior, que deverá considerar não só os aspectos técnicos como também os econômicos. Os solos plásticos, por exemplo, podem ser corrigidos com outros aditivos, em fase anterior à

aplicação de emulsão. No solo do tipo LG' na classificação MCT, por exemplo, deve ser vista a questão da trabalhabilidade e do possível alto consumo de emulsão.

Quanto ao índice de suporte Califórnia, parâmetro ainda muito presente no meio rodoviário deverá ser superior a 20% na energia do Proctor intermediário e considerando o tráfego comercial diário reduzido (< 20 veículos), e superior a 40% para o tráfego comercial diária de 20 a 60 veículos. Neste segundo caso, para os solos estudados, apenas aqueles com a presença de cascalhos lateríticos são adequados para tal. Novamente, os solos que naturalmente não se enquadrem nos limites apresentados devem ser estudados para que ao serem estabilizados, inclusive com emulsão, possam alcançá-los.

A expansão axial no ensaio CBR deverá ser inferior a 0,5% e quando exceder tal valor, a adequabilidade do solo deverá ser avaliada após a estabilização deste.

Entre os quase 20 solos estudados na ilha de São Luís foram escolhidos quatro solos para as misturas com o ligante asfáltico. A escolha destes procedeu-se de modo a contemplar a disponibilidade destes solos na área de estudo e a adequabilidade para o uso em pavimentação de baixo volume de tráfego, além de outras particularidades inerentes às características dos mesmos, como a possibilidade de utilização dos fundos de jazida, ou seja, da camada subjacente ao solo concrecionário laterítico.

Em relação à granulometria, dois solos são de granulometria fina, o 090, uma areia siltosa e o 092F uma areia pedregulhosa argilosa e dois solos são concrecionários lateríticos, o 092 (pedregulho arenoso argiloso) e o 424 (pedregulho arenoso), com granulometria descontínua como é peculiar para esta categoria de solos. A escolha destes solos deu-se por sua representatividade na área de estudo, por suas granulometrias diversas e por apresentarem diferenças quanto à classificação de sua porção fina na metodologia MCT – vide capítulo 4. A Tabela 5.1 apresenta a caracterização destes solos segundo alguns parâmetros de interesse para a mistura do solo com emulsão.

Apresentam-se assim dois solos concrecionários lateríticas e dois solos de graduação mais fina. Quanto ao suporte destes solos, aqueles de graduação mais fina ficam próximos do limite de 20% sugerido na caracterização preliminar. Os solos concrecionários lateríticos não apresentam qualquer restrição quanto ao suporte e sua indicação busca verificar a alteração de suas propriedades e o eventual menor desgaste quanto à abrasão.

Tabela 5.1 – Resumo dos parâmetros de caracterização do solos escolhidos para mistura com emulsão

Solo	090	092F	092	424
Parâmetro				
Classificação TRB	A-2-4	A-4	A-1-b	A-1-a
Classificação MCT	NS'	LG'*	LG'*	NA'*
% < Ø= 2,0 mm	100%	77%	35%	36%
% < Ø= 0,075 mm	20%	41%	18%	2%
Enquadramento Granulometria	Não	Não	Não	Não
IP (%)	NP	10	6	NP
Peso esp. ap. seco máx. (kN/m ³)	18,32	19,60	21,94	22,29
Umidade ótima	11,3	14,3	7,3	6,3
CBR (%)	22%	17%	67%	95%
Expansão (%)	0,2%	0,4%	0%	0%

Obs.: * fração < 2,0 mm

Observa-se que nenhum dos solos se enquadrou em faixas granulométricas indicadas para bases de solos de baixo volume de tráfego, sejam as constantes na especificação do DNIT-ES 303/97, DNIT 098/2007-ES ou sugeridas por Costa (1985).

5.3 SELEÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO

Os ligantes asfálticos de modo geral podem ser utilizados para estabilização de solos. No presente trabalho selecionou-se a emulsão asfáltica por entender que ela apresenta algumas vantagens sobre os demais. O menor consumo de energia na mistura com os solos, pois é utilizada a temperaturas ambientes, a menor agressão ambiental, pois a quantidade de solvente em sua formulação é ínfima, e a

possibilidade de ser fabricada para atender especificamente um tipo de solo, justificam esta escolha.

Entre as emulsões asfálticas existentes, conforme apresentado no capítulo 3 – Estabilização Asfáltica, o autor optou por uma emulsão catiônica, por sua disponibilidade no mercado e adequabilidade a uma grande gama de solos. Entre as catiônicas, uma emulsão asfáltica de ruptura lenta, a RL-1C. A emulsão de ruptura média (RM) pode ser compatível à mistura com solos, como recentemente alguns pesquisadores utilizaram (SOLIZ, 2007; MICELI, 2006), mas pelo fato da RL-1C mostrar-se mais apropriada, no que se refere à trabalhabilidade, para a utilização com os solos que possuem uma fração de finos, como os selecionados neste trabalho.

As emulsões RL-1C que foram utilizadas neste trabalho sempre obedeceram aos limites apontados na Tabela 3.1. (capítulo 3), no que se refere aos ensaios de resíduo asfáltico por evaporação (ABNT-NBR 14376), determinação da ruptura através da mistura com cimento (ABNT-NBR 6297), determinação da viscosidade Saybolt Furol (ABNT-NBR 14491), determinação da peneiração (ABNT-NBR 14393) e determinação da sedimentação (ABNT-NBR 6570).

O foco do trabalho não foi a emulsão asfáltica, considerando-a satisfatória para realização dos ensaios caso se enquadrasse dentro dos parâmetros de norma. Portanto, não foram testadas diferentes emulsões asfálticas do tipo RL-1C vindas de diversas procedências.

5.4 ESCOLHA DO TEOR TEÓRICO DE LIGANTE

Inicialmente, cabe esclarecer a nomenclatura das várias quantidades de emulsão e água, envolvidas no processo de misturação, geralmente citadas como percentagem em peso do solo:

- teor higroscópico: relativo à quantidade de água presente no solo após secagem, geralmente ao ar;

- teor de água acrescida: relativo à soma da água higroscópica e da água incorporada ao solo, para que este fique próximo da umidade desejada;
- teor de água de diluição: relativo à eventual quantidade de água acrescida à emulsão para retardar a sua ruptura ou melhor envolver as partículas de solo;
- teor de água da emulsão: relativo às quantidades de água presentes na emulsão devido seu processo de fabricação. Esta água evaporará no processo de cura;
- teor de água total: relativo às quantidades de água presentes no solo-emulsão, ou seja, água acrescida, água de diluição e água da emulsão;
- teor de CAP residual: relativo à quantidade de CAP presente na emulsão que efetivamente permanecerá na mistura após a evaporação da água da emulsão;
- teor de fluido: relativo às quantidades de água e de CAP residual presentes na mistura solo-emulsão. É a soma do teor de água total e do teor de CAP residual. Em partes deste trabalho, o teor de fluido pode significar a soma dos teores de água acrescida e de emulsão, de modo a facilitar o entendimento, e também, por não ser utilizada a água de diluição.

Com objetivo de estudar a seqüência estabelecida por Santana, 1992, baseado nas fórmulas de Duriez apresentadas no capítulo 3 para determinação da superfície específica dos agregados e do teor de ligante residual de asfalto adequado, submeteram-se os solos escolhidos (090; 092F; 092 e 424) aos ensaios necessários para o cálculo do teor indicado inicial.

Segundo a equação 3 do capítulo 3, que determina a superfície específica de uma amostra de solos segundo as peneiras adotadas no Brasil, e a granulometria dos solos estudados (ANEXO F), as suas superfícies específicas são:

Solo 090: $\Sigma = 41,20 \text{ m}^2/\text{kg}$

Solo 092F: $\Sigma = 59,81 \text{ m}^2/\text{kg}$

Solo 092: $\Sigma = 26,72 \text{ m}^2/\text{kg}$

Solo 424: $\Sigma = 6,62 \text{ m}^2/\text{kg}$

A equação 6 do capítulo 3 determina o teor residual de asfalto (p) em função da superfície específica do solo e do módulo de riqueza (relacionado à espessura da película de ligante que envolve os grãos de solo). Através desta equação foram

estimados vários teores residuais de asfalto para os solos estudados neste trabalho (Tabela 5.2).

$$p = k.(\Sigma)^{0,2} \quad (\text{equação 6 – capítulo 3})$$

Onde k é o módulo de riqueza que experimentalmente pode seguir a Tabela 3.4 do capítulo 3. Pode-se variar este parâmetro (k_1 a k_6) dentro de uma amplitude coerente obtendo-se os percentuais de resíduo asfáltico (p_1 a p_6).

Tabela 5.2 – Simulação do teor residual teórico de asfalto nos solos estudados

Solo	Σ	Módulo de Riqueza						Teores Residuais de Asfalto					
		k_1	k_2	k_3	k_4	k_5	k_6	p_1	p_2	p_3	p_4	p_5	p_6
090	41,20							3,2	4,2	5,3	6,3	7,4	8,4
092F	59,81							3,4	4,5	5,7	6,8	7,9	9,1
092	26,72	1,5	2	2,5	3	3,5	4	2,9	3,9	4,8	5,8	6,7	7,7
424	6,62							2,2	2,9	3,6	4,4	5,1	5,8

Os módulos de riqueza (k) abaixo de 2,5 foram introduzidos pelo autor por resultarem teores residuais de asfalto mais próximos do que se espera como realidade viável econômica para obras de baixo volume de tráfego. Justificam-se os módulos de riqueza mais baixos por considerar que no solo-emulsão não são todos os grãos de solo que estão envolvidos pelo asfalto residual.

Portanto, considerando o teor residual de asfalto de 60% das emulsões asfálticas RL-1C, e os teores de emulsão para cada tipo de solo a partir da Tabela 5.2, dispõem-se das seguintes faixas de teores de emulsão a serem testados, mostrados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Variação do teor de emulsão para os solos estudados segundo os parâmetros de módulo de riqueza e superfície específica

Solo	Teor de emulsão (%)	
	Considerando p_1 a p_6	Considerando p_1 e p_2
090	5,3 a 14	5,3 a 7,0
092F	5,7 a 15,2	5,7 a 7,5
092	4,8 a 12,8	4,8 a 6,5
424	3,7 a 9,7	3,7 a 4,8

Pelo apresentado supõe-se que os parâmetros de módulo de riqueza mais indicados encontrem-se na faixa de 1,5 a 2, já que teores elevados de emulsão, certamente, inviabilizarão uma alternativa voltada ao baixo volume de tráfego. Observa-se ainda que a mistura solo-emulsão com os módulos de riqueza de 1,5 a 2, destinada aos propósitos de camada de pavimentação para atendimento de baixo volume de tráfego não tem uma interação contínua entre o solo e a emulsão. As partículas de solo apresentam espessuras diferentes de película de asfalto que as envolvem ou mesmo ausência deste envolvimento. Não há uma distribuição homogênea da emulsão pelo solo (Figura 5.1).

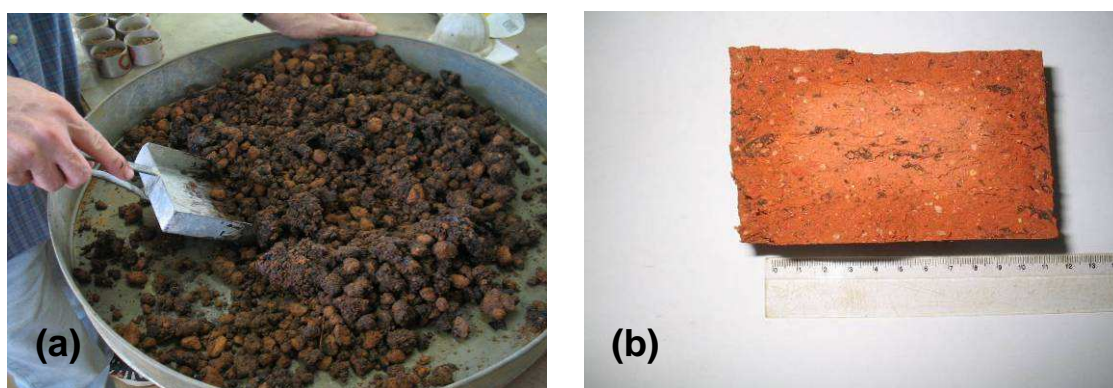


Figura 5.1 – (a) cascalho laterítico-emulsão (b) solo-emulsão

5.5 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

5.5.1 Preparação dos corpos-de-prova

Os solos escolhidos (090; 092F; 092; 424) foram dispostos para secagem até a umidade higroscópica. Procedeu-se ao ensaio de compactação Proctor na energia intermediária para obtenção da umidade ótima. Isto ocorreu na fase de caracterização dos solos relatada no capítulo 4.

Para a mistura com emulsão, as amostras foram preparadas considerando três quantidades de água diferentes: (i) a primeira representativa do ramo seco; (ii) a segunda nas proximidades da umidade ótima, porém ainda no ramo seco, e; (iii) a

terceira na umidade ótima ou no início do ramo úmido. Estas quantidades foram variadas para cada solo, pois consideraram suas curvas de compactação. A Tabela 5.1 (página 160) traz um resumo das características dos solos selecionados, inclusive os valores da umidade ótima para energia do Proctor intermediário.

Separaram-se quantidades equivalentes à massa de 1200 g em sacos plásticos. Com a umidade higroscópica da amostra era calculada a quantidade de água necessária para que se atingisse uma das três umidades pré-determinadas para o ensaio (água acrescida). Em cada amostra colocava-se a quantidade de água procedendo-se à homogeneização do solo durante intervalos de tempo que variavam de três a cinco minutos conforme avaliação visual.

As amostras eram novamente dispostas em sacos plásticos fechados com fita adesiva e dispostas em câmara úmida, permanecendo assim durante 12 horas no mínimo. Após tal etapa foi acrescida emulsão asfáltica RL-1C nas seguintes quantidades: 3%; 4,5%; 6% e 7,5%, baseadas na Tabela 5.3 (p_1 e p_2). Sempre era preparada uma amostra de referência para cada uma das três quantidades de água aplicadas sem qualquer quantidade de emulsão, que será citada como 0%.

A soma da quantidade de água e emulsão é citada como quantidade de fluido ou teor de fluido, e é apresentado em percentagem.

Optou-se por acrescentar a emulsão sem qualquer diluição em três porções iguais durante a homogeneização com tempo de duração que variava entre quatro e cinco minutos. Então a amostra era disposta em bandeja e permanecia em repouso durante uma hora antes da compactação Marshall com 50 golpes. O tempo escolhido anterior à compactação busca representar a mistura em campo e eventual repouso anterior à passagem dos rolos compactadores.

Para cada combinação água + emulsão foram compactados seis corpos-de-prova (3 para ensaios com imersão e 3 sem imersão). A retirada dos moldes era realizada no dia seguinte à compactação e os corpos-de-prova eram pesados e medidos, após o qual ficavam em cura no interior do laboratório. Em alguns corpos-de-prova eram visíveis os efeitos da umidade excessiva, visto o alto teor de fluido (Fig. 5.2a).

Passados sete dias, tempo escolhido como suficiente para que as reações que conferem propriedades aglutinadoras à emulsão se manifestem (MICELI, 2006; SOLIZ, 2007), as amostras eram novamente pesadas e medidas. Dos seis corpos-de-prova compactados para cada teor de fluido, três foram ensaiados imediatamente e os outros três foram imersos em água durante uma hora (Fig. 5.2b).

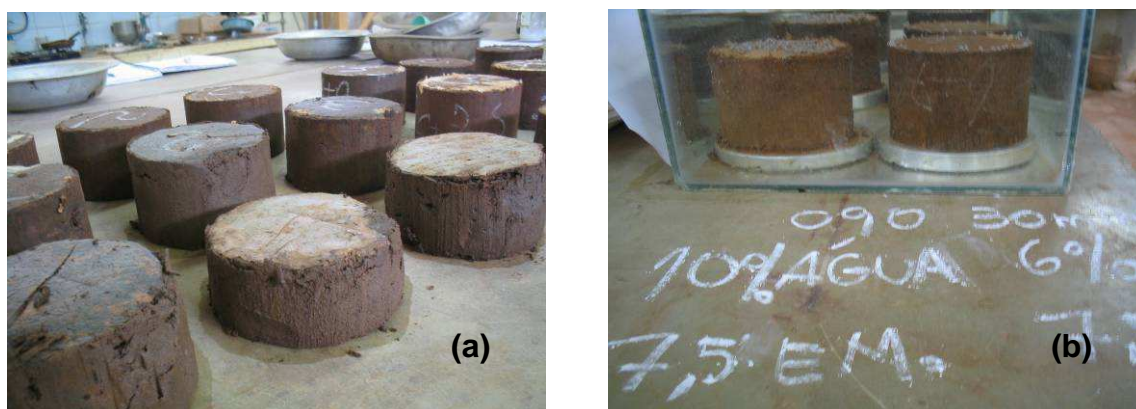


Figura 5.2 – (a) amostras compactadas para ensaio RT - (b) amostras imersas para ensaio RT.

Após a imersão, os corpos-de-prova foram retirados d'água extraíndo-se o excesso d'água com pano levemente umedecido. Esta operação requer muito cuidado para que os corpos-de-prova não percam massa. Os corpos-de-prova foram pesados e medidos, para que fossem submetidos ao ensaio de resistência à tração.

Logo após o ensaio de todos os corpos-de-prova foram extraídas amostras para obtenção da umidade. Buscou-se separar amostras da parte mais externa e da parte mais interna do corpo-de-prova para comprovação do gradiente de umidade após os sete dias de cura e após a imersão (Figura 5.3a ; b).

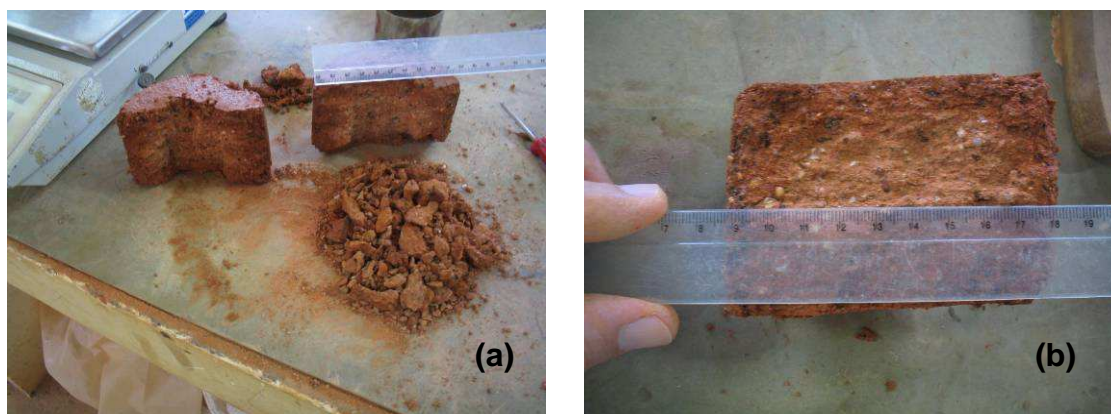


Figura 5.3 – (a) retirada de material para ensaio de umidade; (b) detalhe do corpo-de-prova após imersão de uma hora e ensaio RT

No caso dos solos concrecionários lateríticos o procedimento adotado foi o mesmo, à exceção de que em fase anterior à pesagem das 1200 g iniciais de solo foi realizado um escalpo na peneira de 12,7 mm com a substituição do material retido por igual massa de material com grãos entre as peneiras com malha de abertura de 12,7 mm e 4,76 mm.

5.5.2 Resultados dos Ensaios

5.5.2.1 Solo 090

A Figura 5.4 mostra os resultados dos corpos-de-prova do solo 090, uma areia siltosa. O eixo de abcissas do gráfico representa o teor de emulsão incorporado aos corpos-de-prova (3%; 4,5%; 6%; 7,5%) e a designação 0% representa o conjunto de corpos-de-prova apenas com solo natural, ou seja, sem adição de emulsão. Na legenda, está representado o teor de água na amostra (água higroscópica + água acrescida) quando compactada, sendo portanto, o teor de fluidos igual à soma do teor de emulsão e do teor de água. Nesta mesma legenda, a designação “seco” refere-se aos corpos-de-prova levados ao ensaio após os sete dias de cura ao ar, e a designação “imerso” refere-se aos corpos-de-prova ensaiados após sete dias de cura ao ar e logo em seguida imersos em água durante uma hora.

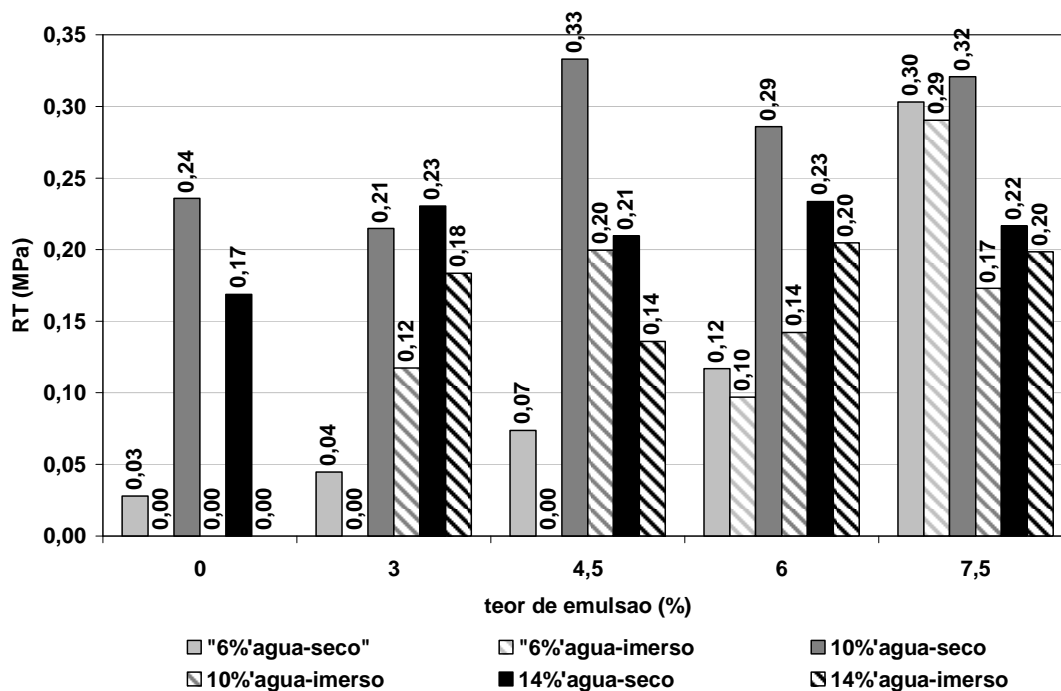


Figura 5.4 – Resistência à tração por compressão diametral - solo 090

A análise dos resultados mostra que sempre há uma perda de resistência após imersão em água. Em algumas condições a resistência é nula, pois a imersão provocou desintegração dos corpos-de-prova. Observa-se que o solo natural compactado não apresenta resistência à ação da água. O ensaio de imersão, apesar de curta duração e, às vezes insuficiente para “saturar” o corpo-de-prova, é realizado em condições muito severas uma vez que o corpo-de-prova foi retirado do cilindro de compactação, desprotegendo-o inteiramente. Lembra-se que a imersão no ensaio CBR se dá com o material dentro do cilindro.

No geral os corpos-de-prova cujas misturas foram preparadas com 10% e 14% de água apresentaram os melhores resultados de RT, independentemente do teor de emulsão. O fato de que alguns resultados foram altos para teores de fluido (teor de água total + teor de emulsão) muito acima da umidade ótima (11,3%) pode ser explicado pelo período de repouso da mistura em fase anterior à compactação e pelo próprio período de cura ao ar (sete dias) antes do ensaio ou da imersão para o ensaio.

Para as amostras sem emulsão, verifica-se que o solo não apresentou resistência à tração, após a imersão em água, mesmo na umidade mais próxima à ótima. Este fato se deve à falta de coesão; este comportamento é típico de solos arenosos.

Se forem tomados os resultados considerando os corpos-de-prova ensaiados sem imersão, o teor de fluido inicial de 14,5% (10% de água + 4,5% de emulsão) é o que apresenta o maior resultado de RT, com teor residual de CAP de pouco mais que 2,5%. Outros resultados expressivos ocorreram para teores de fluido de 16% e 17,5%. Todos acima da umidade ótima no momento da mistura da emulsão ao solo. Isto mostra o que Moreira *et al.* (1995), já haviam comentado, que na prática, é interessante utilizar teores de fluido acima do teor de umidade ótima. O “excesso” de água faz com que a emulsão fique diluída e possa ser melhor distribuída, conferindo após a ruptura e a cura, melhores coesão e resultados de resistência à tração.

Quando o ensaio é realizado após a imersão, nota-se a melhor resistência apresentada pelo teor de fluido de 13,5% (6% de água + 7,5% de emulsão). Este teor é apenas um ponto percentual menor que o teor de fluido de melhor resultado de RT sem imersão, porém com 3% de emulsão a mais, conferindo maior impermeabilização ao corpo-de-prova.

Uma análise rápida da Figura 5.4 sugere que o valor de 0,20 MPa para RT é um limitante entre os melhores resultados neste solo para os corpos-de-prova que ficaram imersos durante uma hora.

A perda de resistência na imersão fica com melhor visualização na Figura 5.5 adotando como ordenada a razão entre os RT's dos corpos-de-prova após a imersão (“im”) e sem imersão (“seco”), que também será denominada neste texto como relação entre resistências à tração (RRT). Vários corpos-de-prova que se desintegraram quando imersos não são representados no gráfico de barras.

Como uma primeira tentativa de estabelecer uma limitação para a perda de resistência na imersão, apresenta-se o valor hipotético de 60% para RT_{im}/RT_{seco} ou RRT, tentando representar uma condição inicial para seleção de teores admissíveis

para este solo, considerando para tanto apenas a amostra de resultados deste ensaio.

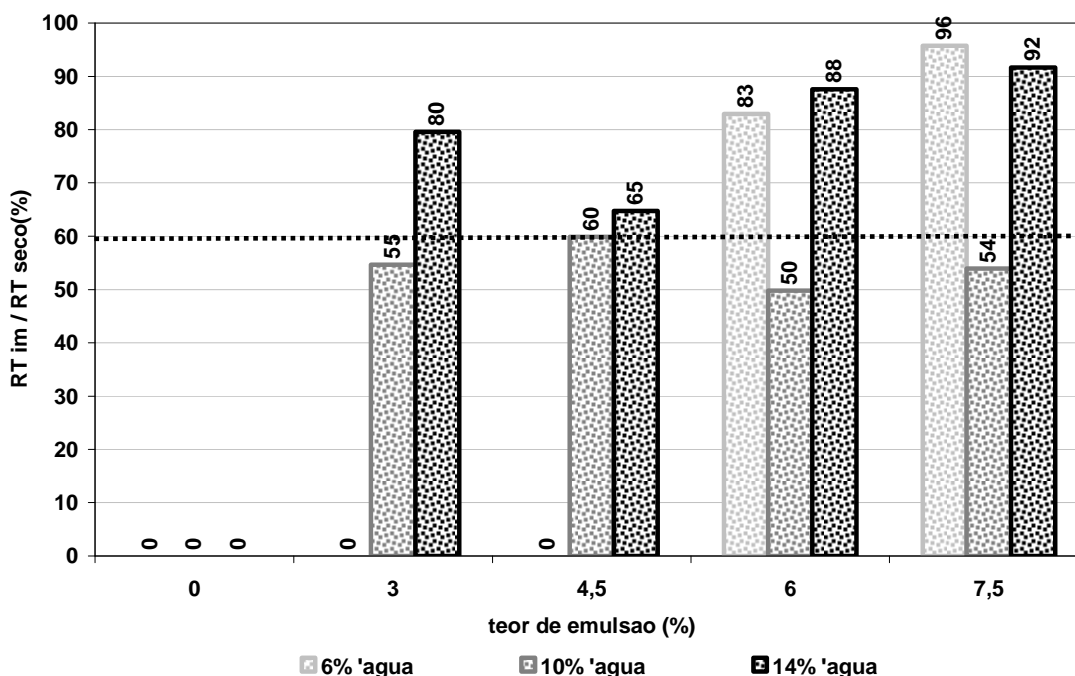
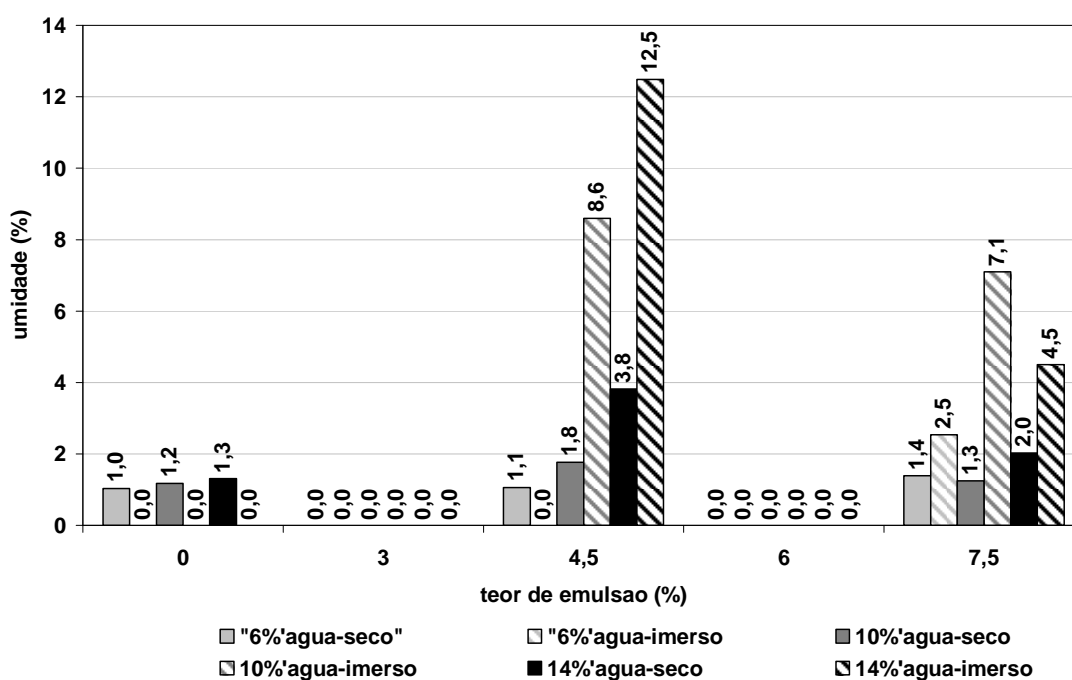


Figura 5.5 - Perda de resistência à tração devida à imersão – solo 090

A umidade representada na Figura 5.6 representa a média dos corpos-de-prova (3) para cada combinação água + emulsão. Note-se que num mesmo corpo-de-prova a umidade não é homogênea, apresentando-se situações distintas se consideradas as camadas externa e interna do corpo-de-prova cilíndrico nos momentos de realização dos ensaios como já mostrado na Figura 5.3. Esta diferença de umidade, após o ensaio, entre camada interna e camada externa tende a ser menor após a cura ao ar (1,5%) para os corpos-de-prova deste solo e maior após a imersão de uma hora, em torno de 3%. Verifica-se ainda que a água não consegue atingir o interior do corpo-de-prova por completo na imersão por uma hora.

Observando a Figura 5.6, nota-se que ocorre a evaporação de água até as proximidades de 1% em todos os corpos-de-prova, independente da mistura com emulsão ou não. É uma umidade próxima à higroscópica.

Ao serem imersos, os corpos-de-prova absorveram água até níveis inferiores ao de sua umidade inicial. Neste caso, nota-se que o maior percentual de emulsão produz melhor impermeabilização e, portanto, menor umidade resultante.



Obs.: Para os teores de 3% e 6% de emulsão não foi possível a realização do ensaio

Figura 5.6 - Umidade residual dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 090.

Não se constatou relação entre a umidade residual dos corpos-de-prova e os resultados de RT nas amostras sem emulsão. A umidade resultante para as três condições de umidade inicial foi muito próxima (1,0%; 1,2%; 1,3%) sendo que os resultados de RT não foram semelhantes (0,03 MPa; 0,24 MPa; 0,17 MPa).

Já para as amostras com emulsão notou-se uma tendência de maiores resultados de RT para umidades finais mais baixas tanto no caso da cura aos sete dias como no caso dos corpos-de-prova imersos após a cura. A perda de umidade tem como consequência que a resistência é maior devido à maior contribuição da sucção

Observa-se que a água acrescida à mistura, anterior à compactação, é um importante veículo para o melhor espalhamento da emulsão o que pode ser comprovado visualmente em laboratório, através da Figura 5.7, onde vários corpos-de-prova foram compactados com solo 090 e quantidades de água diferentes (destacadas na figura), mas o mesmo teor de 7,5% de emulsão.

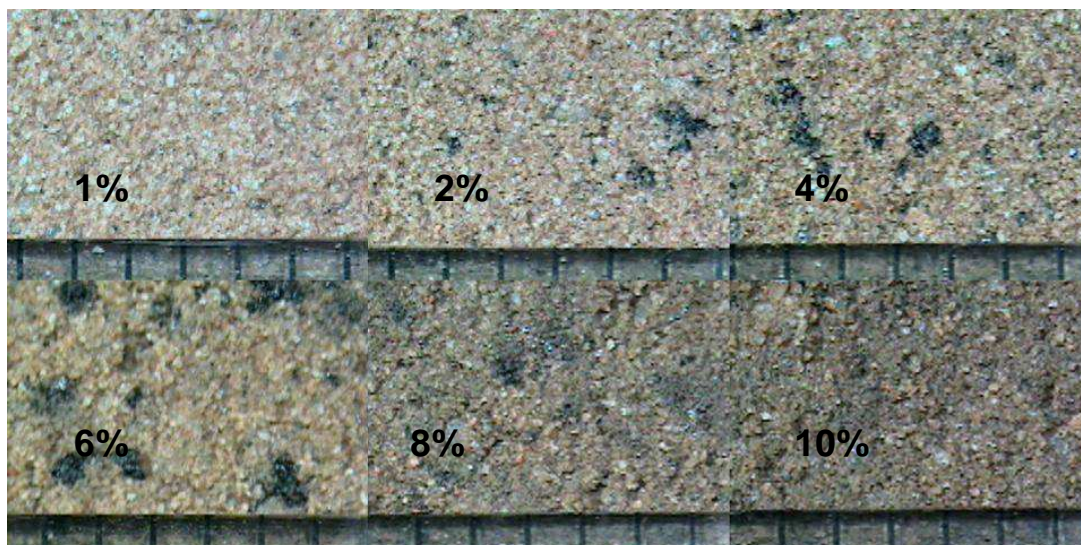


Figura 5.7 – Solo 090 com mesmo teor de emulsão (7,5%) e diversos teores de água.

5.5.2.2 Solo 092F

A Figura 5.8 mostra os resultados dos corpos-de-prova do solo 092F, uma areia pedregulhosa argilosa. Repete-se no gráfico a mesma representação do solo 090, porém na legenda, os teores de água acrescida são diferentes (5%; 9%; 13%). As características do solo encontram-se na Tabela 5.1.

Este solo de características menos arenosas que o anterior, mostrou resultados mais sensíveis às presenças de água ou emulsão. Considerando os resultados para os corpos-de-prova sem imersão, para o teor inicial no ramo seco (5%), observou-se que a resistência é maior quanto maior a quantidade de emulsão. Por outro lado, quando o teor de água inicial é maior (13%), em conjunto com as maiores quantidades de emulsão (6% e 7,5%), não foi possível a compactação adequada do corpo-de-prova, provocando uma exsudação excessiva. A quantidade de água de 9% apresentou resultados semelhantes, na condição “seco”, para todas as quantidades de emulsão (Figura 5.8).

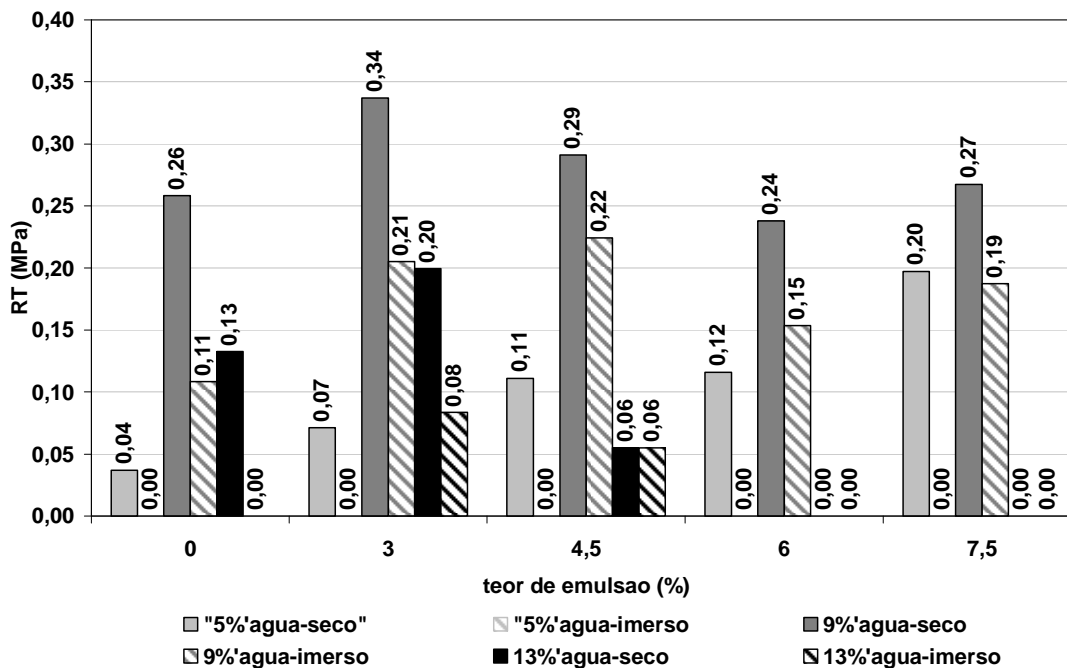


Figura 5.8 – Resistência à tração por compressão diametral - solo 092F

Observa-se nos resultados para os corpos-de-prova imersos que o teor inicial de 9% de água com qualquer quantidade de emulsão, inclusive sem ela, novamente possibilitou que os corpos-de-prova apresentassem resistência. O maior resultado de RT, foi para o teor de emulsão de 4,5% correspondendo ao teor de fluido de 13,5% próximo à umidade ótima do solo natural. Outros teores de fluido (12% e 16,5%) também apresentaram resultados similares, não ficando evidente qual o melhor teor de fluido.

Como no solo 090, o gráfico de perda de resistência devido à imersão ou RRT é melhor para a visualização dos resultados do ensaio e novamente, sugere-se, também neste caso, um limite de 60% acima do qual seriam definidos os teores aceitáveis. Esta opção reduz a quantidade de possibilidades para escolha de um teor de fluido aplicável. Considerado este limite, se for acrescentada a condição de melhor resultado ou de menor teor de emulsão aceitável, apresentar-se-iam respectivamente os teores de 4,5% e 3%, para a condição inicial de 9% de água (Figura 5.9). Podem ser acrescentadas condicionantes de custo que poderiam, neste caso, eliminar os teores de emulsão de 6% e 7,5%.

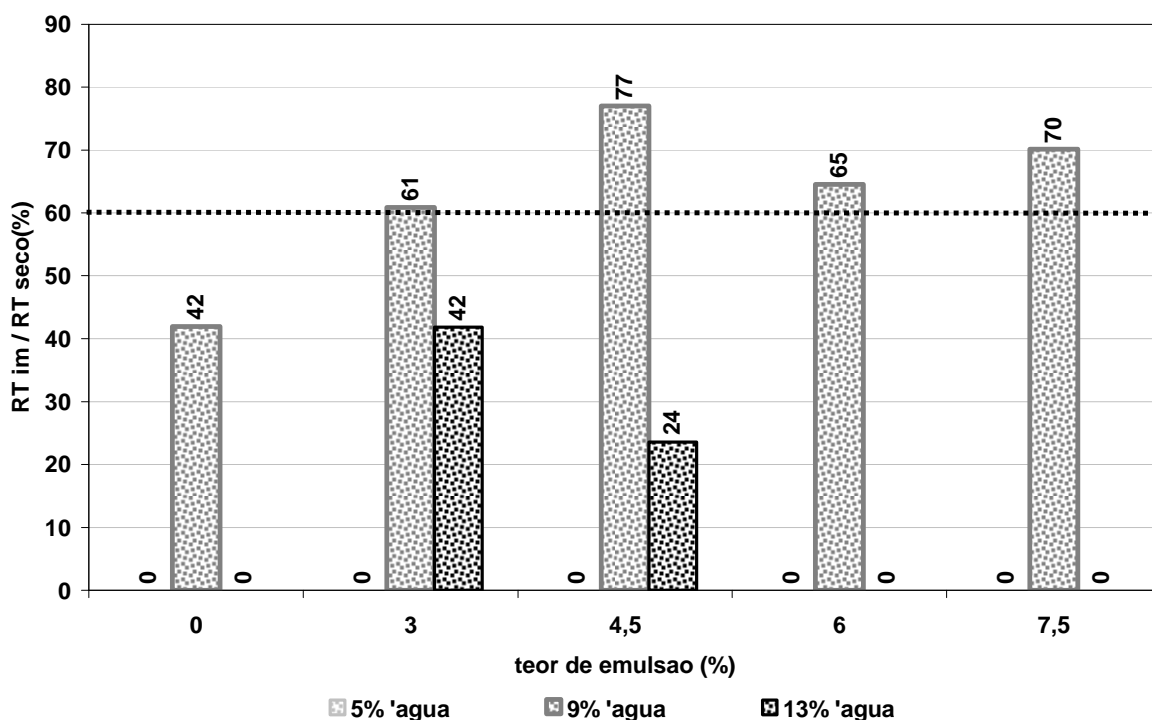


Figura 5.9 - Perda de resistência à tração devido a imersão - solo 092F

A umidade resultante nos corpos-de-prova de solo 092F após sete dias ao ar no interior do laboratório ou após a imersão de uma hora em água foi tomada após a realização do ensaio de RT, portanto aqueles corpos-de-prova que não foram levados ao ensaio, por se desagregarem, ficaram sem avaliação de umidade (Figura 5.10).

As umidades finais para o caso dos corpos-de-prova levados ao ensaio após a cura de sete dias guardaram relação com a quantidade de água inicial, ou seja, menor quantidade de água inicial, menor teor de umidade final.

Note-se que as umidades resultantes mais altas dos corpos-de-prova sem emulsão foram conseqüências das condições anormais de umidade do ar na semana em que estavam em cura, conforme anotações realizadas pelo autor. Os demais resultados mostraram-se similares não apontando para influências da quantidade de água inicial ou do teor de fluido resultante.

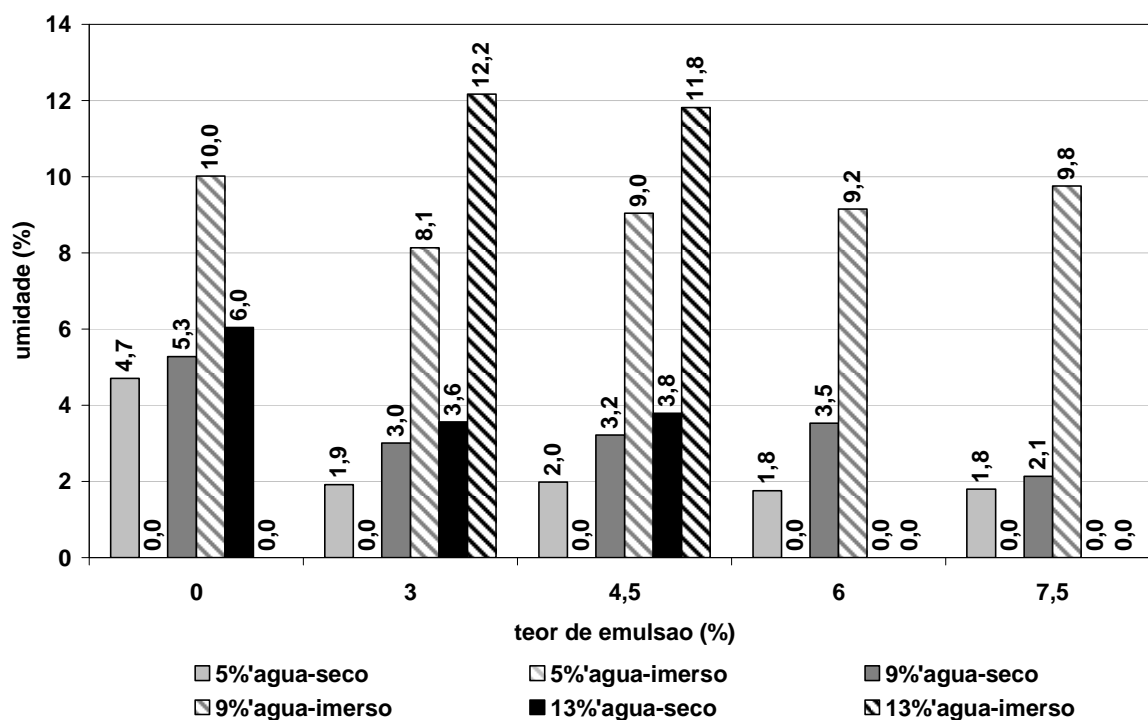


Figura 5.10 - Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 092F.

5.5.2.3 Solo 092

O solo 092 é o primeiro dos solos concrecionários lateríticos apresentados, no caso dos resultados de RT, na Figura 5.11. É um pedregulho areno-argiloso coletado de jazida, logo abaixo da camada vegetal. Como já mencionado, a camada subjacente à do solo 092 é aquela do solo 092F apresentada no item 5.5.2.2. As características do solo 092 encontram-se na Tabela 5.1.

Como este solo apresenta na sua fração pedregulho um percentual de 30% retido na peneira de abertura 12,7 mm, os corpos-de-prova para RT no cilindro Marshall foram compactados fazendo-se a substituição em peso do material retido nesta peneira (FERREIRA, 1980) de modo a diminuir as disparidades entre as dimensões de grãos de solo para um corpo-de-prova Marshall. A substituição deu-se por fração entre as peneiras de 12,7 mm e 4,8 mm.

Este solo que apresentou ISC (67%) bem superior aos anteriores, não obteve o mesmo desempenho no ensaio RT (amostras não imersas) com resultados equivalentes aos solos 090 e 092F para as respectivas quantidades de água próximas da umidade ótima. No caso das amostras imersas, para os teores de fluido de 12% e 13,5%, os resultados do ensaio foram próximos aos da amostra 092F. Lembrando que estas amostras são oriundas de camadas superpostas da mesma jazida (Figura 5.11).

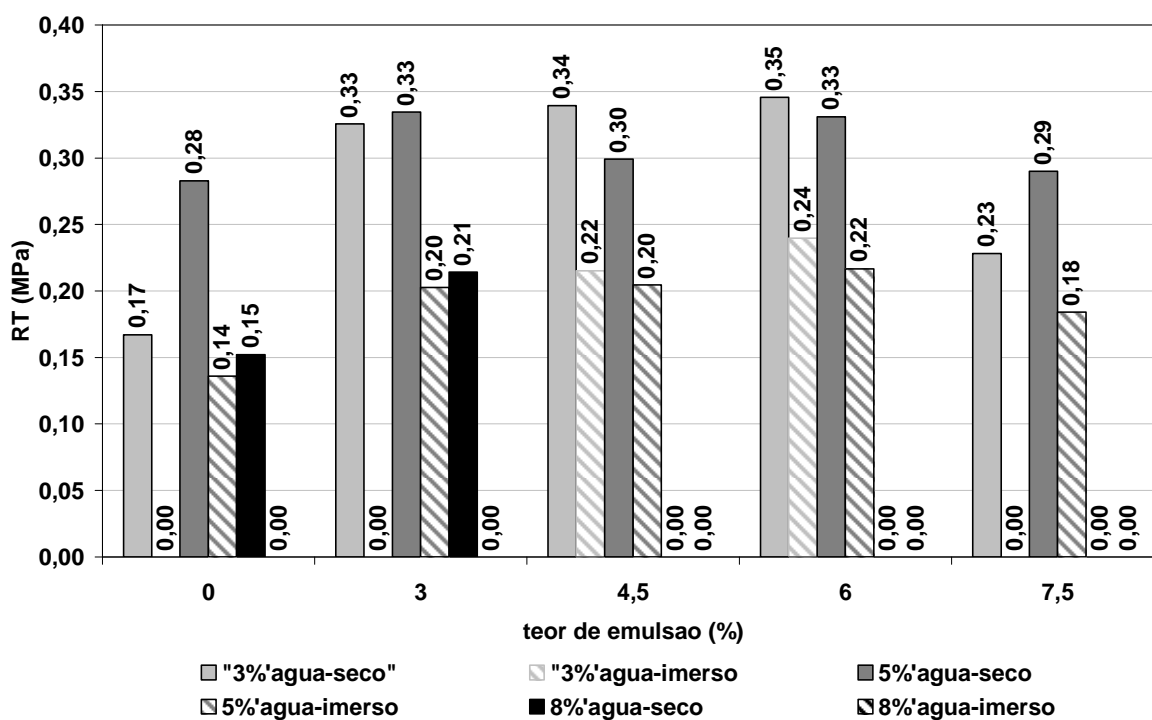


Figura 5.11 – Resistência à tração por compressão diametral - solo 092

Nos corpos-de-prova com quantidade inicial de água de 8%, só foi possível a compactação sem emulsão e com 3% de emulsão. Os demais apresentaram exsudação excessiva e não resistiram à desmoldagem. Os melhores resultados concentraram-se nos teores de fluido entre 7,5% (3% de água e 4,5% de emulsão) e 11% (5% de água e 6% de emulsão).

De um modo geral, este solo foi mais resistente à imersão em água, possibilitando que o ensaio se realizasse em todos os teores de emulsão adotados. A composição granulométrica deste solo com percentual maior de agregados na faixa pedregulho forma uma estrutura menos suscetível à ação d'água, ainda reforçado pelo fato de sua porção fina resultar em LG'. Ou seja, como a superfície específica é bem menor,

pequenas quantidades de ligante já promovem um contato entre agregados e, portanto, colaboram com a coesão. Além disso, como afirmado acima, a presença de finos de comportamento laterítico faz com que haja coesão, mesmo em presença de água.

Na Figura 5.12 o limite de 60% adotado para a RRT (RT_{im}/RT_{seco}) mostra que a partir do teor mínimo de 3%, já se obtém a razão de resistência desejada. Obteve-se a maior razão para o teor de emulsão de 6%. Porém, todos os valores são bastante próximos e ultrapassaram o patamar estipulado.

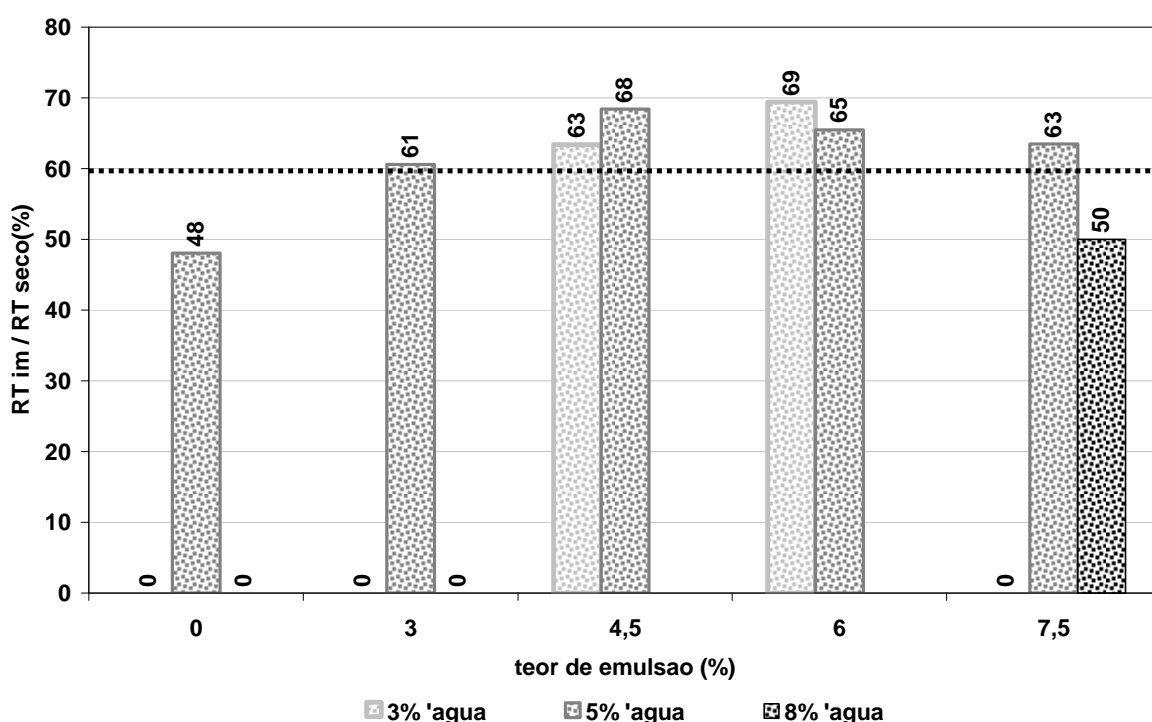


Figura 5.12 - RRT devido à imersão – solo 092

Na Figura 5.13 verifica-se que a umidade resultante após a cura de sete dias é similar para todos os corpos-de-prova, independentemente da quantidade de fluido inicial. Para o caso dos corpos-de-prova imersos também as amostras com emulsão mostraram absorção similar. A umidade após o ensaio para a amostra sem emulsão ficou num patamar acima das demais supondo que a ausência do ligante não criou qualquer impermeabilização que impedisse o acesso de água.

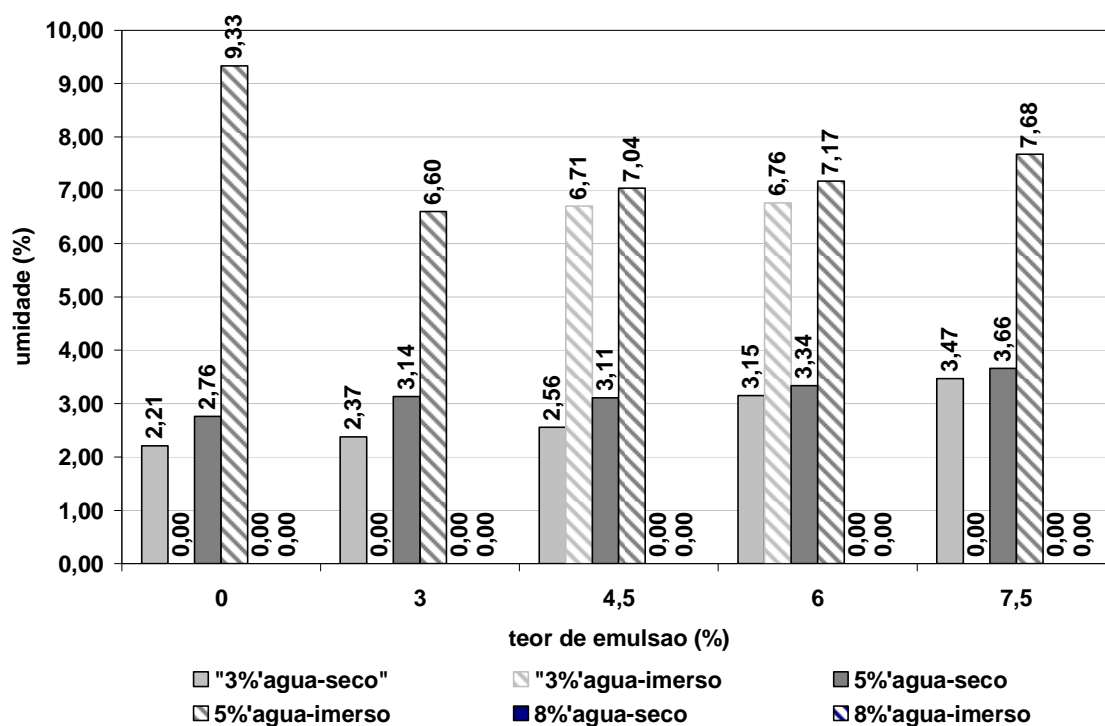


Figura 5.13- Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 092.

5.5.2.4 Solo 424

O solo 424 também é um cascalho laterítico (A-1-a) com 1,9% abaixo de 0,075mm, CBR de 95% e umidade ótima próxima de 6%. A sua porção fina (< 2,0 mm) resultou em NA' pela classificação MCT. Os outros dados que caracterizam este solo encontram-se na Tabela 5.1.

Este solo foi o que mais apresentou corpos-de-prova com resultados após a imersão em água, ou seja, não ocorreu desagregação com ação d'água. Foram 12 resultados nestas condições contra sete dos outros solos. Os maiores resultados de RT de todas as amostras ensaiadas ocorreram para este solo (0,40 MPa e 0,33 MPa) para o teor de fluido 9,5% (5% de água e 4,5% de emulsão) nas condições de sete dias de cura e com imersão após o mesmo período de cura, respectivamente (Figura 5.14).

Tanto neste solo como nos demais, os maiores resultados não ocorrem para o maior teor de emulsão, o que poderia estar implícito visto a suposta maior impermeabilização do corpo-de-prova. Porém, como a distribuição da emulsão não é uniforme, como já comentado, existem pontos de vulnerabilidade à ação d'água.

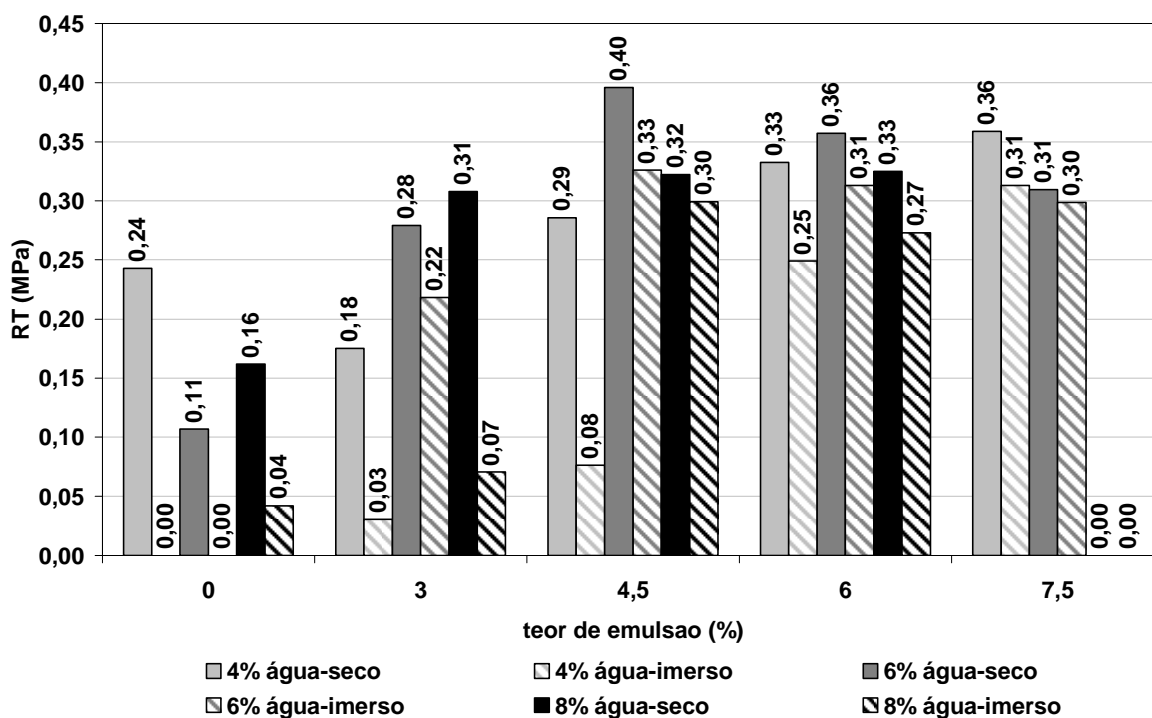


Figura 5.14 – Resistência à tração por compressão diametral - solo 424

Como conseqüência aos melhores resultados nas duas condições de ensaio, a perda de resistência com a imersão também foi a menor das amostras ensaiadas, com oito resultados acima de 75% (Figura 5.15).

No caso dos dois solos com percentual de fração pedregulho expressiva, o limite de 60% adotado para a RRT foi ultrapassado por vários teores de fluido, o que sugere a elevação do limite para 65%, por exemplo, diminuindo assim, o número de teores de fluido selecionáveis para 3, no caso do solo 092. Para o solo 424, o novo limite não reduz as alternativas de escolha para os teores de fluido.

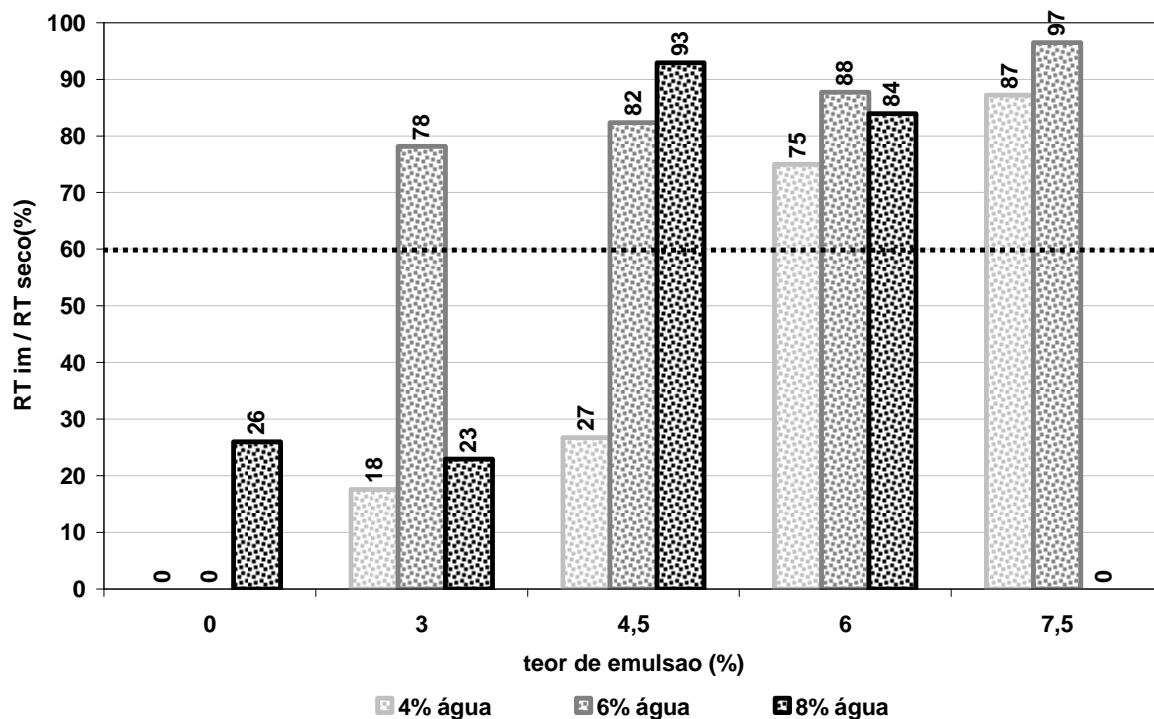


Figura 5.15 - Perda de resistência à tração devido à imersão – solo 424

A Figura 5.16 mostra que as unidades dos corpos-de-prova colocados em cura ao ar por 7 dias, ficaram todas entre 1,43% e 2,27%, menos de 1% de diferença, evidenciando que as quantidades de água ou emulsão iniciais não tiveram influência nesse resultado final de teor de umidade remanescente.

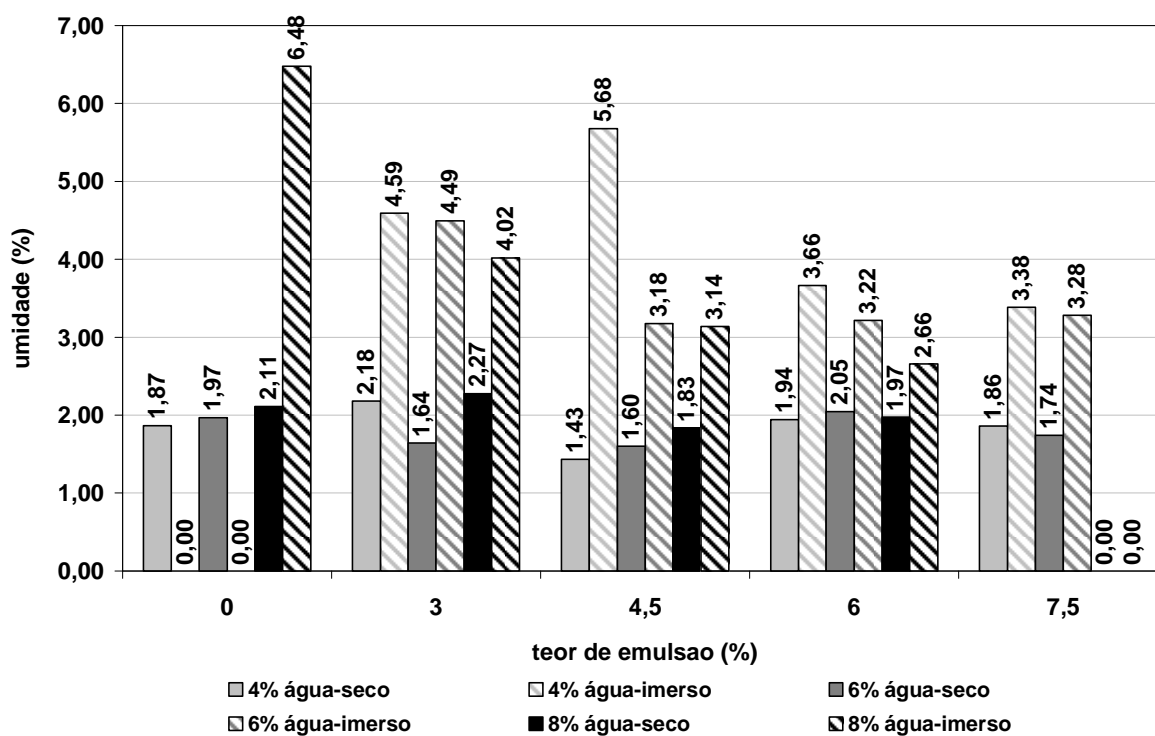


Figura 5.16 – Umidade dos corpos-de-prova após o ensaio de RT- solo 424

As diferenças foram maiores entre os resultados de umidade dos corpos-de-prova imersos em água durante uma hora. Note-se que neste intervalo de tempo, a absorção d'água não é suficiente para restaurar as condições de umidade de compactação dos corpos-de-prova.

Se os resultados de RT (Figura 5.14) fossem associados às umidades residuais apresentadas na Figura 5.16, nota-se que estas parecem não influenciar os resultados de RT para os corpos-de-prova não imersos, já que as umidades ficaram num mesmo patamar e as resistências à tração obtidas tiveram diferenças, principalmente para os corpos-de-prova sem emulsão e com 3% de emulsão.

Para os corpos-de-prova imersos antes do ensaio, os melhores resultados de RT se apresentam para as correspondentes umidades residuais que se situam entre 3,14% e 3,38%. Note-se que é, aproximadamente, a metade da umidade ótima do solo natural. As umidades residuais que se aproximaram mais da umidade ótima do solo natural (6,3%), apresentaram resultados de RT muito baixos (0,03 MPa e 0,08 MPa) denotando que o restabelecimento da umidade, ao menos desse modo (imersão de uma hora) não remete aos melhores resultados.

5.5.2.5 Resumo dos resultados de RT

A seleção do teor adequado de fluido (água acrescida + emulsão), pode ser efetuado por diferentes considerações: (i) maior RT na condição do corpo-de-prova curado por sete dias e levado ao ensaio (RT_{seco}) ; (ii) maior RT na condição do corpo-de-prova curado por sete dias e depois imerso em água por uma hora (RT_{imerso}) ; (iii) maior relação de resistências à tração imersa e seca (RRT); (iv) menor teor de emulsão com RRT igual ou acima de um valor definido previamente.

Cada condição dessas pode resultar num teor de fluido diferente, cabendo ao pesquisador a escolha da condição mais adequada. Este autor entende que as condições (iii) e (iv) sejam mais importantes para seleção do teor de fluido adequado, pela abrangência e consideração da viabilidade econômica.

A Tabela 5.4 apresenta a seleção de teores de fluido segundo estas condições, para os quatro solos escolhidos para dosagem, deste trabalho. As alternativas de seleção são quatro, conforme detalhado no parágrafo anterior. As condições do ensaio são duas: (i) seco – sete dias de cura ao ar antes do ensaio; (ii) imerso – sete dias de cura ao ar e imersão por uma hora antes do ensaio. Os teores apontados referem-se à “emulsão” (CAP + água da própria emulsão) e “água” (água acrescida, que já considera a água higroscópica), ou seja, o teor de água que o corpo-de-prova apresentava quando se incorporou a emulsão. Os dados para preenchimento da Tabela 5.4 são extraídos das figuras que apresentam os gráficos correspondentes, no item 5.5.2.

Tabela 5.4 – Resumo dos resultados obtidos para seleção do teor de fluido adequado para os solos ensaiados.

Solo	Seleção por	Condição de ensaio	RT (MPa)	Teor (%)		RRT (%)	Umidade residual (%)
				Emulsão	Água		
090	RT máx.	Seco	0,32	4,5	10,0	60	1,8
		Imerso	0,29	7,5	6,0	96	2,5
	RRT máx.	Seco	0,30	7,5	6,0	96	1,4
		Imerso	0,29	7,5	6,0	96	2,5
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	0,23	3,0	14,0	80	-
		Imerso	0,18	3,0	14,0	80	-
092F	RT máx.	Seco	0,34	3,0	9,0	61	3,0
		Imerso	0,22	4,5	9,0	77	9,0
	RRT máx.	Seco	0,29	4,5	9,0	77	3,2
		Imerso	0,22	4,5	9,0	77	9,0
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	0,34	3,0	9,0	61	3,0
		Imerso	0,21	3,0	9,0	61	8,1
092	RT máx.	Seco	0,35	6,0	3,0	69	3,1
		Imerso	0,24	6,0	3,0	69	6,8
	RRT máx.	Seco	0,35	6,0	3,0	69	3,1
		Imerso	0,24	6,0	3,0	69	6,8
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	0,33	3,0	5,0	61	3,1
		Imerso	0,20	3,0	5,0	61	6,6
424	RT máx.	Seco	0,40	4,5	6,0	82	1,6
		Imerso	0,33	4,5	6,0	82	3,2
	RRT máx.	Seco	0,31	7,5	6,0	97	1,7
		Imerso	0,30	7,5	6,0	97	3,3
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	0,28	3,0	6,0	78	1,6
		Imerso	0,22	3,0	6,0	78	4,5

5.5.3 - Resultados de RT de outros trabalhos em solo-emulsão

Ferreira (1980) cujo trabalho foi resumido no item 3.2 apresenta resultados para três solos, reproduzidos na Figura 5.17. Esses três solos são arenosos (A-2-4) com fração pedregulho maior para o solo Castelo (57,7%) e na fração argila, há equivalência entre os solos Castelo e Santa Rosa (11,3% e 11,4%), apresentando o primeiro, plasticidade de 17,4%, opondo-se ao solo Santa Rosa que é NP.

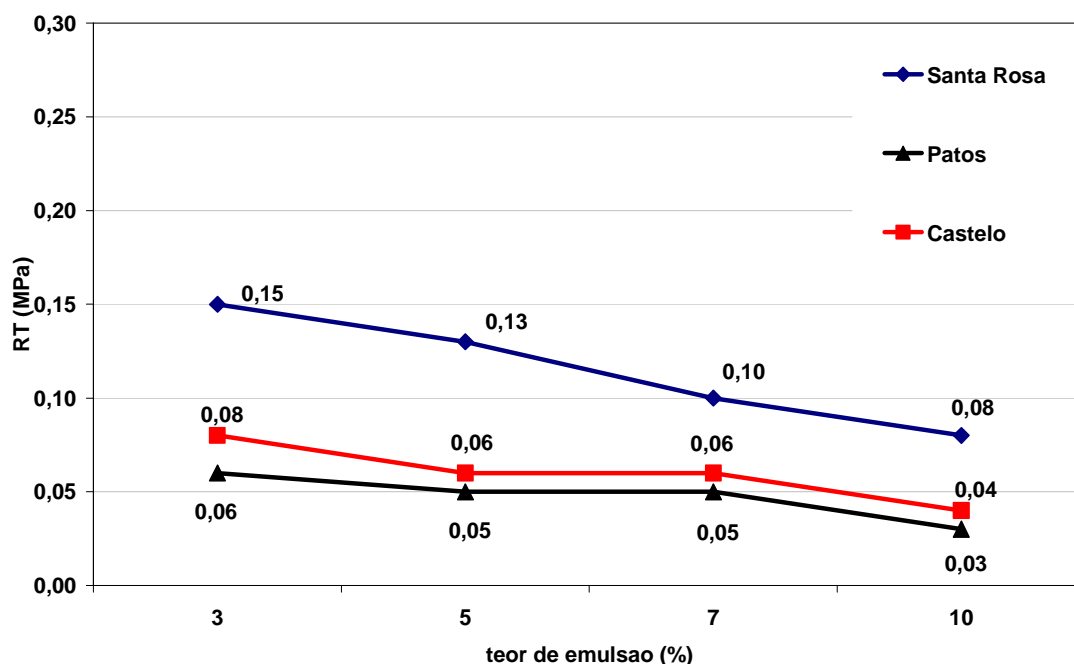


Figura 5.17 – Ensaio de RT para os solos estudados por Ferreira (1980)

Os percentuais de areia (62,1%) e pedregulho (21,6%) do solo Santa Rosa e o fato de não apresentar plasticidade contribuiu para os maiores valores de RT. O solo Patos, por exemplo, difere apenas, entre a caracterização apresentada pelo autor citado, no menor percentual de pedregulho (9%) e assim mesmo teve os resultados mais baixos de RT.

Fica evidente em Ferreira (1980) a influência do teor de emulsão nos resultados de RT. Quanto maior a quantidade de ligante, menores os resultados de RT. Tal situação não ocorreu no presente trabalho, apresentando de modo geral, uma tendência para concentração dos maiores resultados nos teores intermediários de emulsão (4,5% e 6%).

No trabalho de Miceli (2006), o ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi aplicado a dois solos, um arenoso (“A”) e outro argiloso (“B”) misturados em diversos teores de emulsão e curados em laboratório por sete dias. Não houve imersão em água (Figura 5.18).

Observa-se que não existem diferenças significativas entre os corpos-de-prova sem emulsão e os demais. Note-se que os resultados de RT são inferiores àqueles obtidos por Ferreira (1980) e neste trabalho, mesmo os de condição imersa.

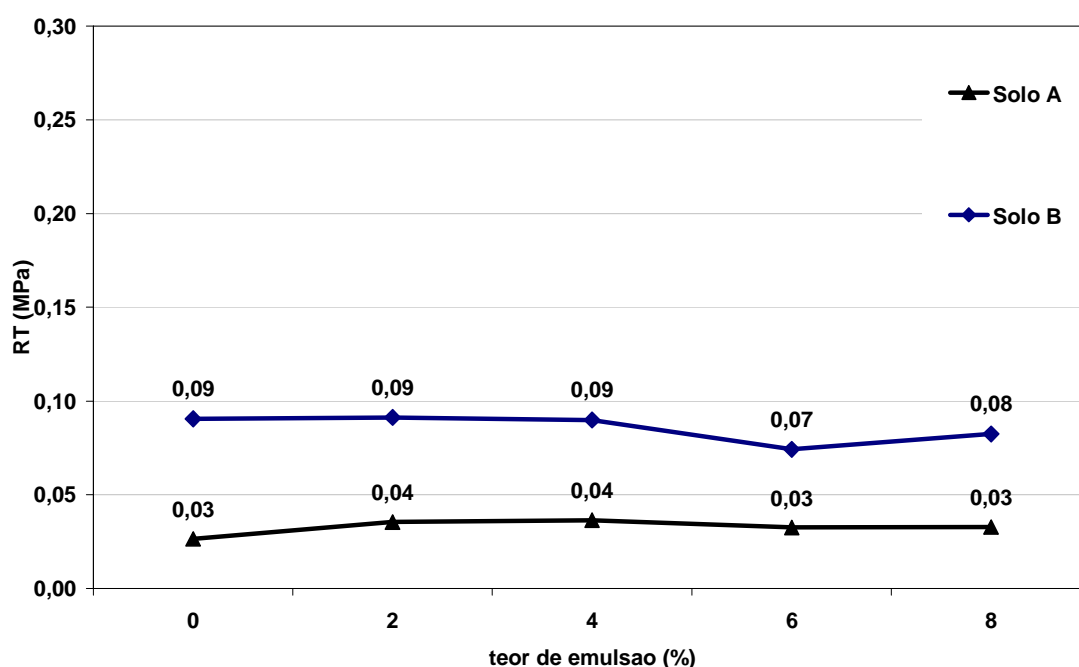


Figura 5.18 – Ensaio RT estudado por Micelli (2006) para solo-emulsão

Gondim (2008) obteve resultados de RT para misturas solo-emulsão com os solos A (A-2-4), B (A-4) e C (A-4) com os ensaios realizados em três períodos distintos: (i) logo após a compactação; (ii) aos sete dias com cura ao ar; (iii) aos 28 dias com cura ao ar. Todos os três solos não ofereceram resistência ao ensaio, na primeira condição, logo após a compactação, e os valores aos 28 dias foram sempre inferiores aos de sete dias. Verifica-se que os resultados se equivalem aos obtidos no presente trabalho (Figura 5.19).

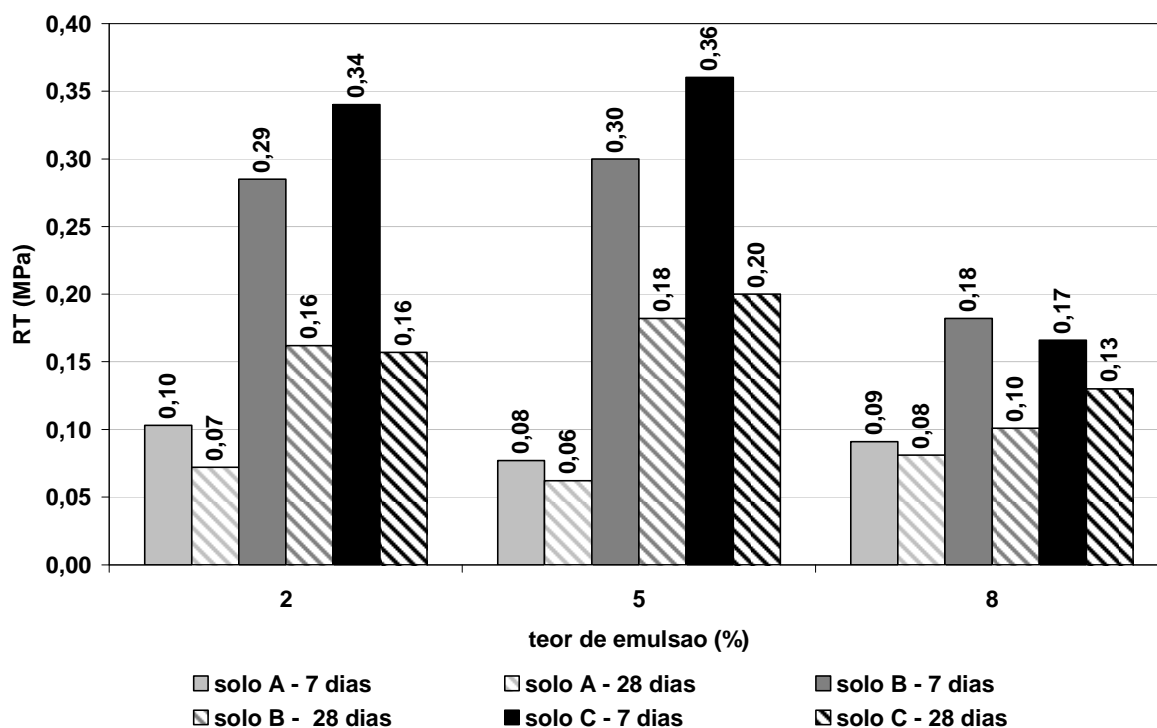


Figura 5.19 – Resultados de RT de Gondim (2008)

5.6 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

5.6.1 Compactação e condicionamento dos corpos-de-prova

O procedimento para preparação das amostras seguiu aquele adotado para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral apresentado no item 5.5.1. O molde cilíndrico utilizado foi do ensaio Proctor (10x13 cm). Apesar de não ser mantida a relação 2:1, indicada para os ensaios de resistência à compressão simples, a comparação entre os parâmetros resultantes dos diversos teores de emulsão aplicados pode ser feita e pode indicar ganhos, como é realizado nos ensaios de solo-cimento. Não se objetiva a obtenção de parâmetros de interpretação da resistência ao cisalhamento, feita normalmente pela Mecânica dos Solos (FERREIRA, 1980; MICELI, 2006). A energia empregada foi a do Proctor intermediário. No caso dos solos concrecionários (092 e 424) foi adotado o escalpo na peneira 12,7mm, com substituição do material retido.

O procedimento do ensaio baseou-se nas normas DNIT-IE 004/94; ABNT-NBR 12025/90; ABNT-NBR 12770/92, que tratam de ensaios de resistência à compressão simples para solos ou solo-cimento. No presente trabalho, os corpos-de-prova compactados na energia intermediária permaneceram em cura por sete dias em laboratório, onde parte foi levada à ruptura após a cura, e parte foi imersa durante duas horas, antes da ruptura. Pelas dimensões dos corpos-de-prova em relação àqueles do ensaio RT optou-se por duas horas de imersão em água, procurando realçar as propriedades de impermeabilização do ligante.

Estudos preliminares deste trabalho foram realizados para observar se há alteração de comportamento com o tempo de cura. Os resultados mostram que há aumento de resistência conforme o tempo de cura da emulsão (Figura 5.20). Os sete dias adotados neste estudo relacionam-se com um tempo considerado suficiente para que os processos envolvidos na cura da emulsão ativem as propriedades ligantes do material e sendo possível de ser realizado em laboratório como rotina de ensaio de dosagem.

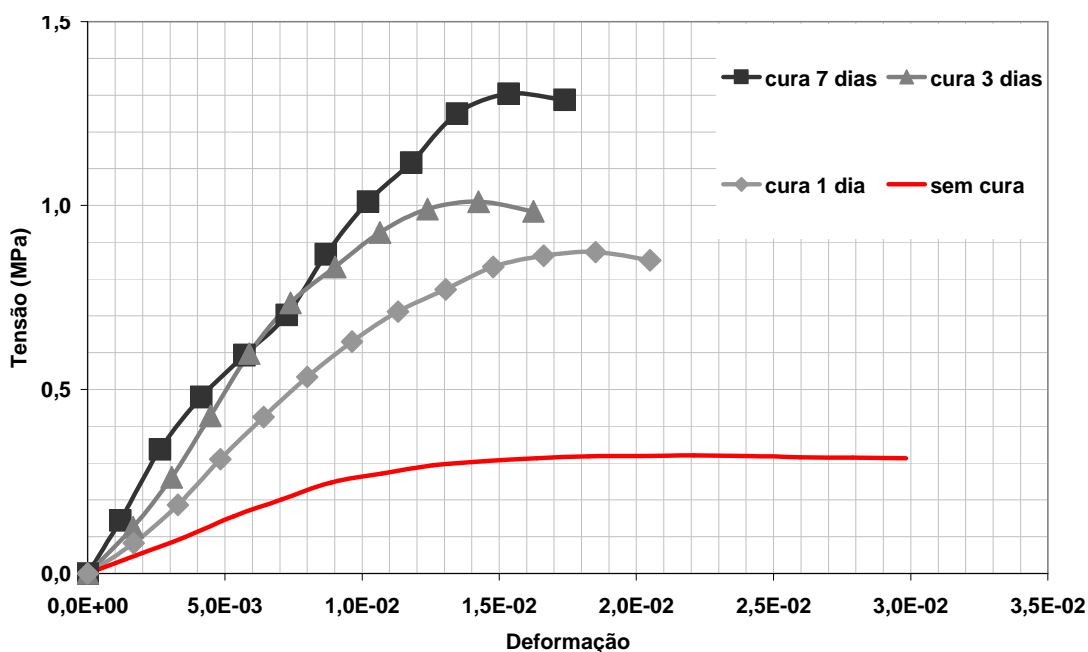


Figura 5.20 – Resistência à compressão simples de solo concrecionário laterítico misturado a 4% de emulsão.

Neste ensaio é importante a imersão em água, pois os corpos-de-prova com sete dias de cura ao ar apresentam aumento de resistência mesmo sem emulsão, o que já não ocorre quando se dá a imersão em fase anterior ao ensaio. Na etapa

preliminar dos estudos alguns corpos-de-prova com emulsão ficaram 24 h imersos após sete dias de cura ao ar enquanto que, deste modo e sem emulsão, em apenas uma hora de imersão atingiam valores bem inferiores de resistência (Figura 5.21).

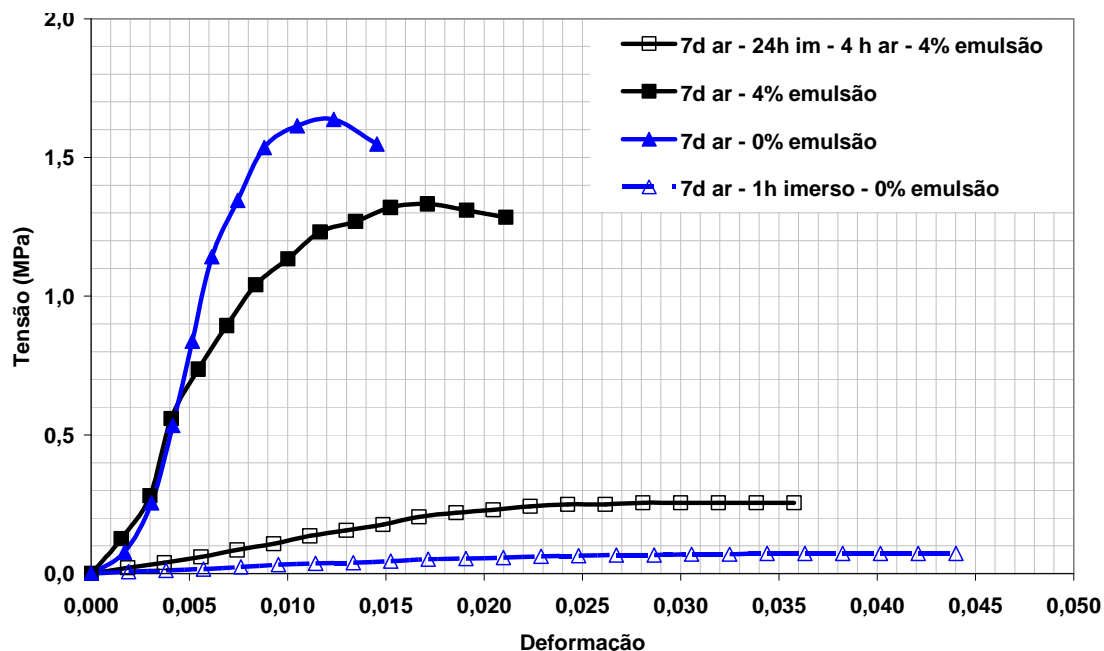


Figura 5.21 – Resistência à compressão simples de solo concrecionário laterítico sem emulsão e com 4% de emulsão com sete dias de cura, imersos e não-imersos

5.6.2 Resultados dos Ensaios

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para os quatro solos selecionados neste trabalho. São eles o 090, 092F, ambos os solos de granulometria mais fina e, solo 092 e 424, ambos concrecionários lateríticos. As características principais destes solos encontram-se na Tabela 5.1.

5.6.2.1 Solo 090

Repetiram-se as mesmas quantidades de água adotadas para o ensaio de RT, 6%; 10% e 14%, porém não foi possível a compactação dos corpos-de-prova com o

maior teor de água, certamente pelas dimensões, modo de compactar e de extrair o corpo-de-prova.

Numa análise inicial as condições de resistência dos corpos-de-prova com teor de água incorporada de 6% foram melhorando conforme o maior teor de emulsão aplicado. As melhores condições de densificação frente um teor de fluido mais próximo da umidade da ótima favoreceram esta tendência de resultados além da cura de sete dias com evaporação d'água e aumento da sucção nos corpos-de-prova (Figura 5.22).

Para o teor de 10% de água incorporada, o solo mostra um resultado que se destaca dos demais para 3% de emulsão. O acréscimo de emulsão acima deste teor parece haver contribuído para diminuir a densificação, refletindo nos resultados do ensaio.

A imersão em água mostra a influência positiva nos resultados, da incorporação crescente de teores de emulsão quando o teor inicial de água é de 10%. O mesmo não ocorreu quando o teor foi de 6% pois o solo não se encontrava em condições de umidade propícias para a melhor distribuição da emulsão e seu envolvimento aos grãos.

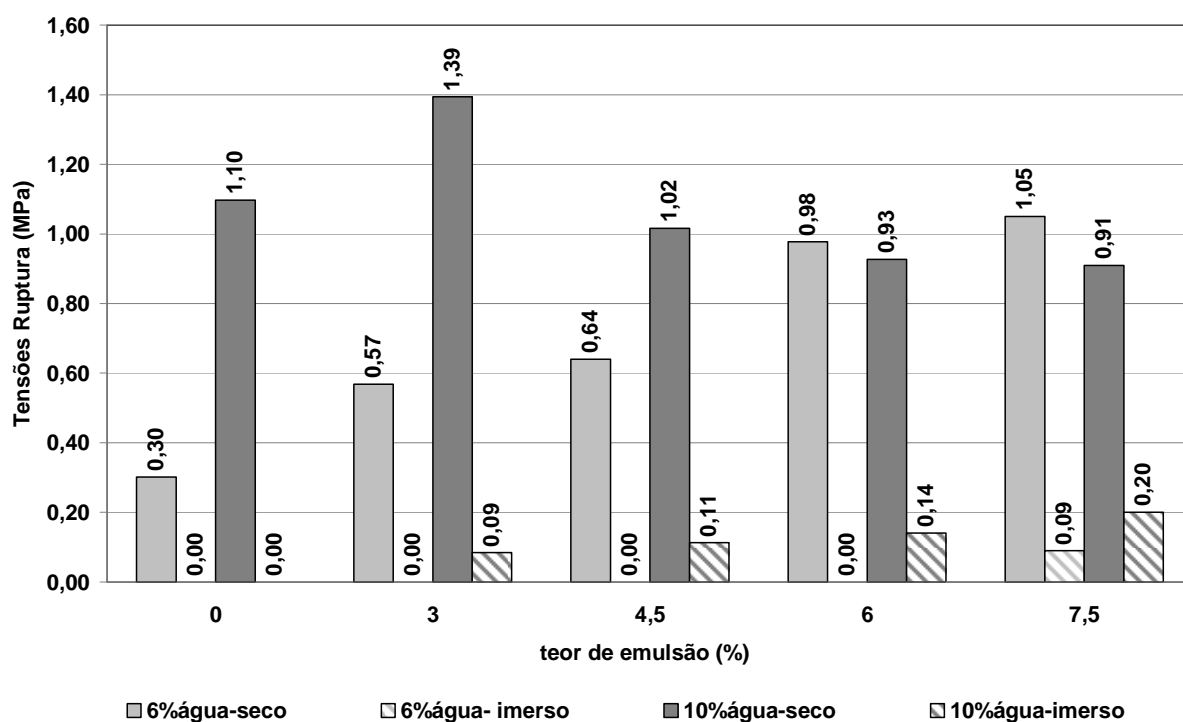


Figura 5.22 – Resistência à compressão simples – solo 090

A relação entre as resistências à compressão simples (RRCS) mostra que os teores de 6% e 7,5% são aqueles que apresentam os melhores resultados. À semelhança do que foi feito para o ensaio de RT, nota-se que a tentativa de adoção de um patamar que venha a limitar a RRCS (RCS_{imerso}/RCS_{seco}) pode auxiliar na seleção de um teor de fluido. No caso do ensaio de resistência à compressão simples e para este solo 090, far-se-á tentativa com um patamar de 15% como divisor de condições aceitáveis (Figura 5.23). Nestas condições apenas os teores de fluido de 13,5% e 17,5% seriam aprovados.

O maior teor de emulsão propicia melhor impermeabilização dos vazios existentes e garante menor absorção de água pelo corpo-de-prova. Observa-se ainda que a perda de resistência em virtude da imersão neste ensaio é mais severa que aquela apresentada no ensaio de RT, seja pelas dimensões do corpo-de-prova, como pelo maior tempo de imersão. A escolha de um patamar de 15% é uma tentativa de separar os teores de fluido (água + emulsão) adequados à utilização para o solo-emulsão na pavimentação.

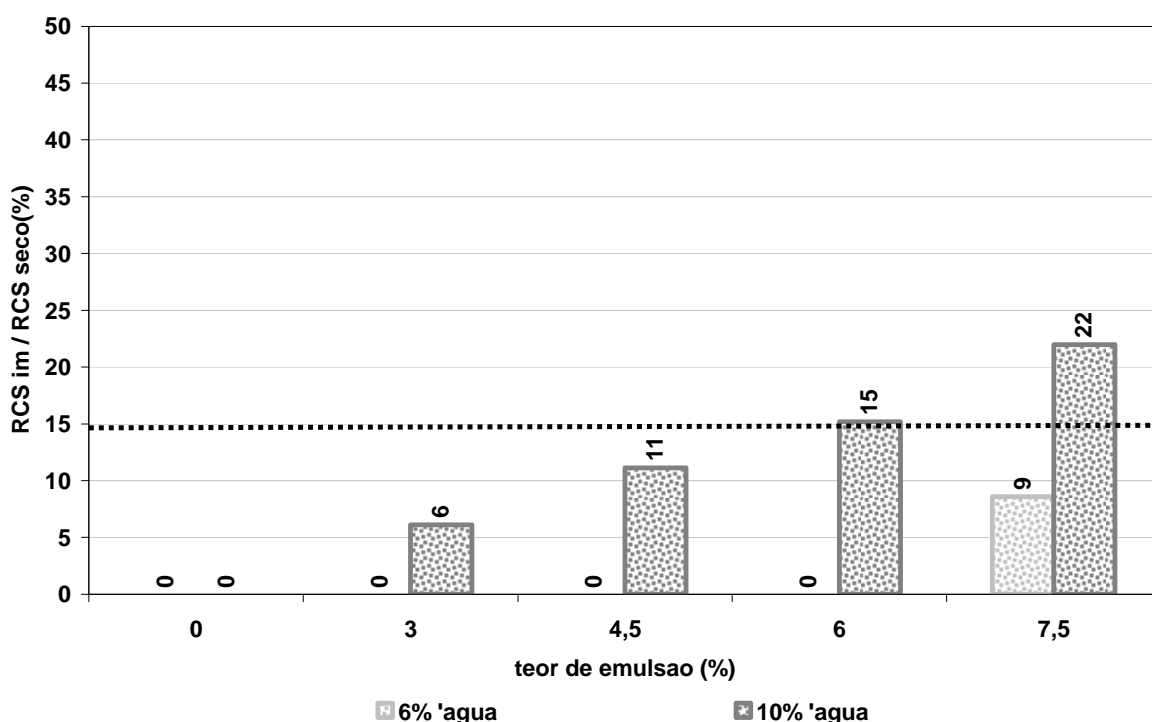


Figura 5.23 – Perda de resistência no ensaio de compressão simples – solo 090

Observa-se que quanto maior foi o incremento de emulsão, maior foi a perda de umidade para o caso dos corpos-de-prova que ficaram em cura por 7 dias e levados

ao ensaio em seguida. Para o caso dos corpos-de-prova imersos a umidades resultantes ficaram em torno de 10% (Figura 5.24). Se comparados com os resultados das umidades residuais deste solo no ensaio RT, verifica-se que as umidades residuais do presente ensaio são maiores, tanto na condição seca (cura por sete dias), como na condição imersa (cura sete dias seguida de imersão em água por duas horas).

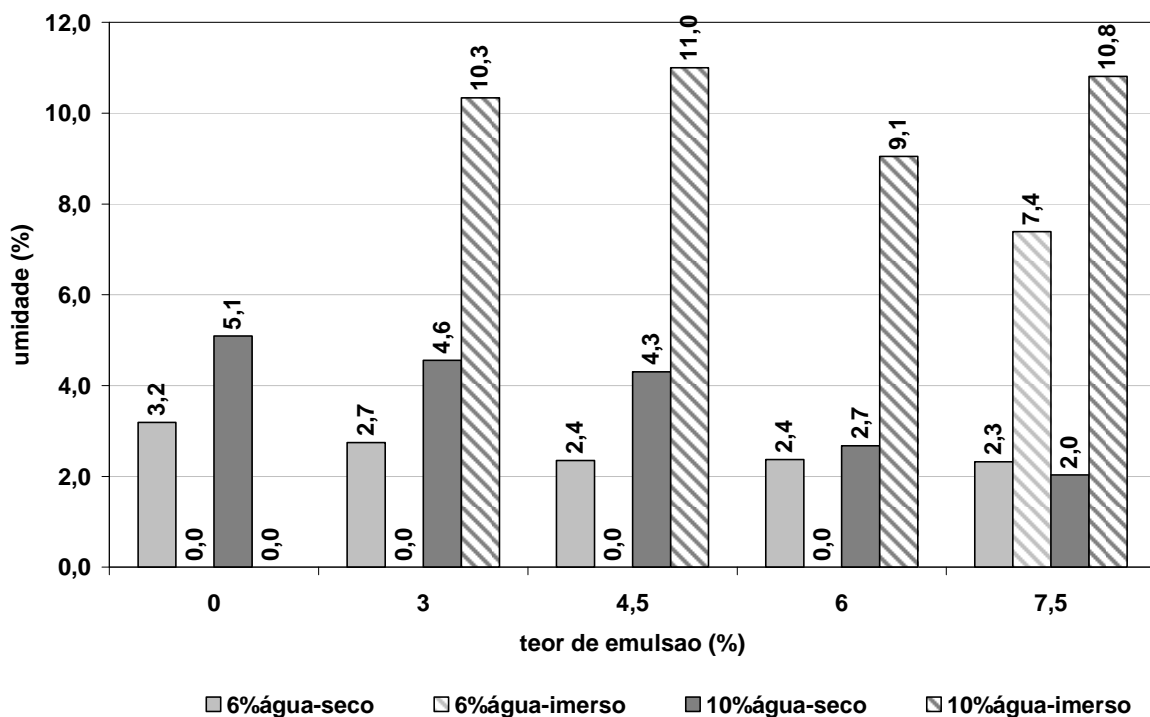


Figura 5.24 - Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 090

5.6.2.2 Solo 092F

O solo 092F é o que tem maior percentual de finos entre os 4 solos ensaiados (41%). Sua umidade ótima de 14% está próxima do teor de água incorporado (13%) aos corpos-de-prova que apresentaram melhores resultados de RCS sem imersão (Figura 5.25). Quando se considera o teor de fluido, a proximidade da umidade ótima não teve uma influência positiva visto que o teor de 13,5% (9% de água + 4,5% de emulsão) apresentou resultados inferiores.

O bom desempenho do conjunto com 13% de água incorporada também se repetiu para os ensaios com imersão, nos teores de 4,5%; 6% e 7,5% pois foram os únicos corpos-de-prova que não se desagregaram. No ensaio de RT os corpos-de-prova com o mesmo teor inicial de água (13%) não apresentaram desempenho relevante, provavelmente pelo tipo diferente de compactação, dimensões do corpo-de-prova e natureza do ensaio.

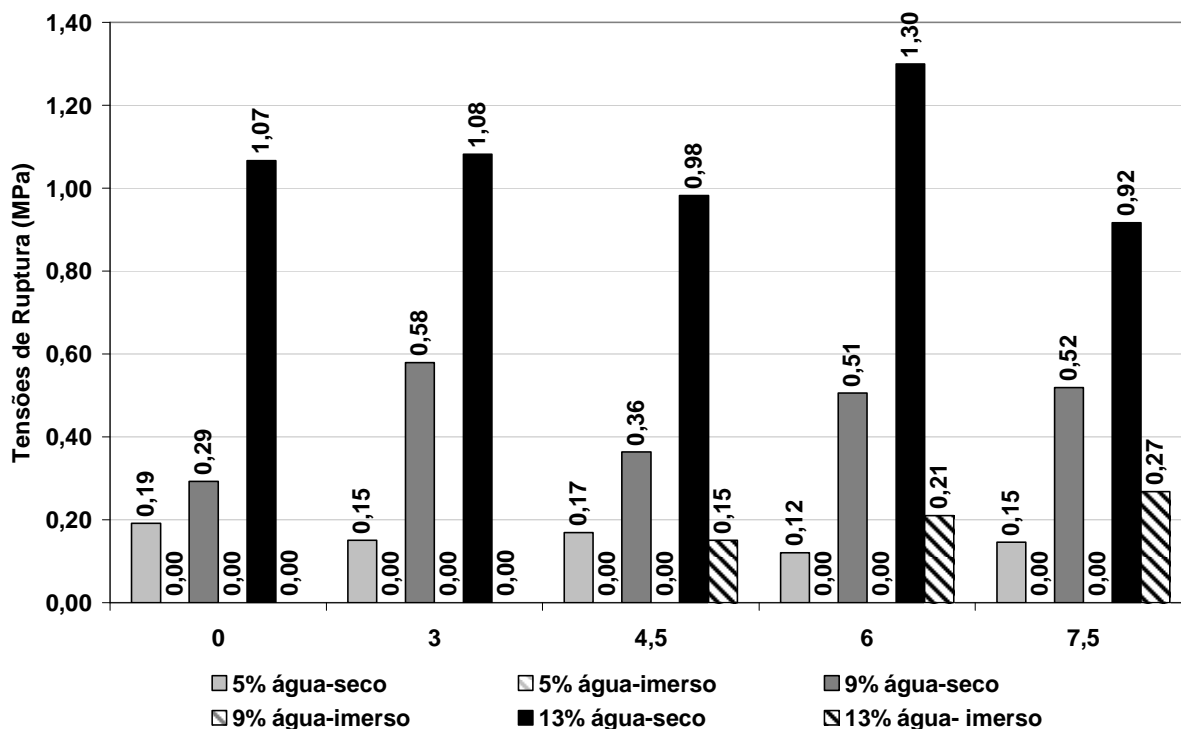


Figura 5.25 - Resistência à compressão simples – solo 092F

O tempo de duas horas de imersão parece ser muito rigoroso para este solo visto que não apresentaram desagregação apenas corpos-de-prova que representam 3 teores de fluido de 15 possíveis, quando no ensaio de RT, foram sete teores de fluido que tiveram corpos-de-prova imersos em água e ensaiados.

Quanto à RRCS, o patamar de 15%, adotado como tentativa de auxiliar a identificação de um teor de fluidos adequado, não descartou nenhum dos três teores de fluido, cujos corpos-de-prova não desagregaram quando imersos em água. Assim, supõe-se que acima de 4,5% de emulsão para 13% de água incorporada, os corpos-de-prova apresentariam condições preliminares apropriadas para utilização como solo-emulsão (Figura 5.26).

Os resultados do ensaio dos corpos-de-prova imersos apresentaram tendência crescente proporcional ao incremento de emulsão. Supõe-se que em maior quantidade, o CAP residual impermeabilize maior número de partículas dos finos, ficando menos expostos à expansão dos finos argilosos frente à água.

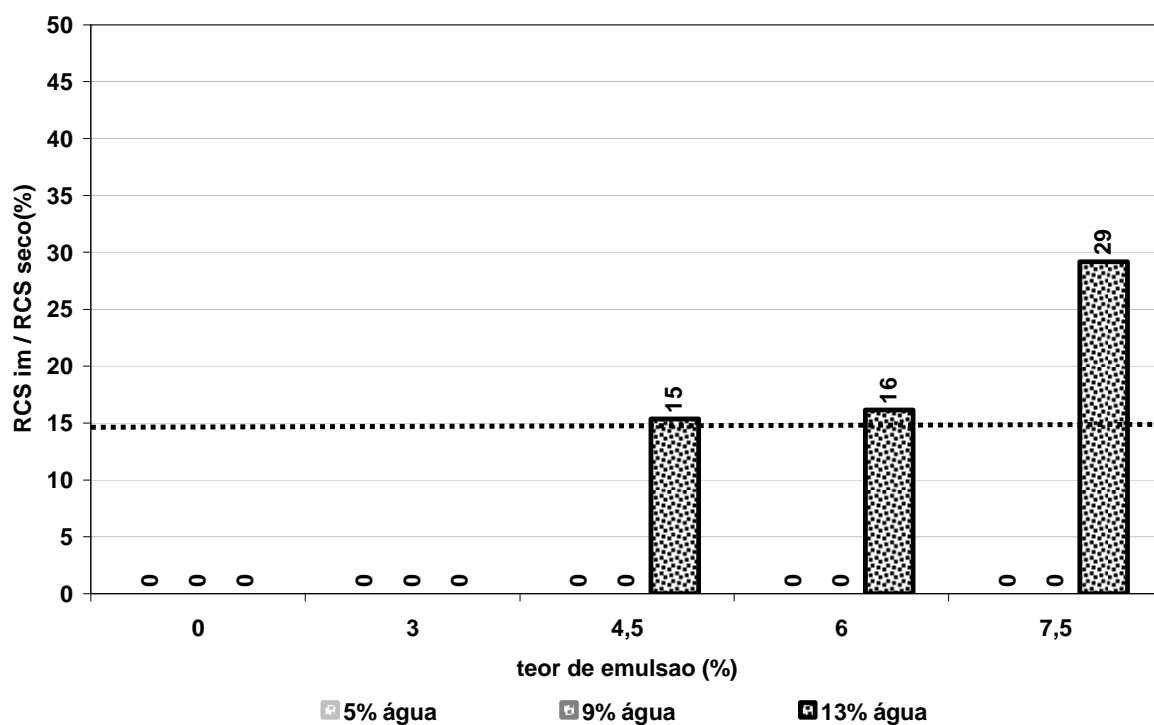


Figura 5.26 – RRCS – solo 092F

Pela Figura 5.27 nota-se que os únicos corpos-de-prova que foram imersos e não desagregaram tiveram suas umidades médias, após o ensaio, muito próximas da umidade ótima (14,3%). Os corpos-de-prova que ficaram em cura ao ar por sete dias apresentaram tendência de umidade residual proporcional à quantidade de água inicial.

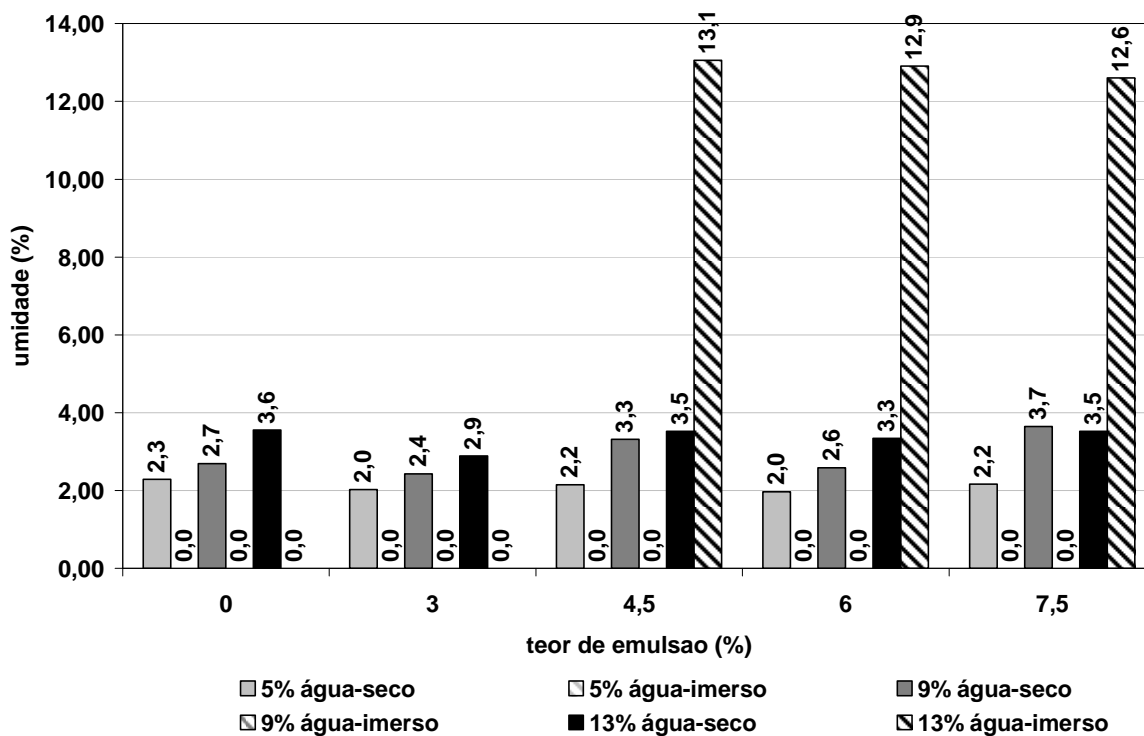


Figura 5.27 - Umidade dos corpos-de-prova imediatamente após ensaio de resistência à tração – solo 092F

5.6.2.3 Solo 092

O primeiro dos solos concrecionários ensaiados mostrou uma tendência diferente para os corpos-de-prova não-imersos e aqueles imersos. Na primeira condição, sempre com o melhor desempenho para o percentual máximo de água adotado, ou seja, 8%, os teores de 3% e 4,5% de emulsão apresentaram os melhores resultados. Já na condição imersa, os teores de emulsão de 6% e 7,5% foram aqueles de resultados superiores (Figura 5.28).

O maior teor de emulsão propiciou uma proteção mais efetiva à porção fina deste solo quando submetido à imersão, ao passo que sem esta e após sete dias de cura, os maiores teores de ligante asfáltico residual contribuíram para o menor atrito grão a grão e assim diminuir os valores de RCS.

Nota-se também neste solo, que a maior quantidade de água inicial (8%) influenciou em melhores resultados, pois possibilita a melhor distribuição da emulsão sobre os grãos de solo. Isto já não foi observado nos ensaios de RT, onde os resultados foram semelhantes na condição “seca” para os teores de água de 3% e 5%. Além disso, continuando a comparação com o ensaio de RT (Figura 5.11), verifica-se que o teor de água de 8% não resistiu à imersão em água com qualquer teor de emulsão.

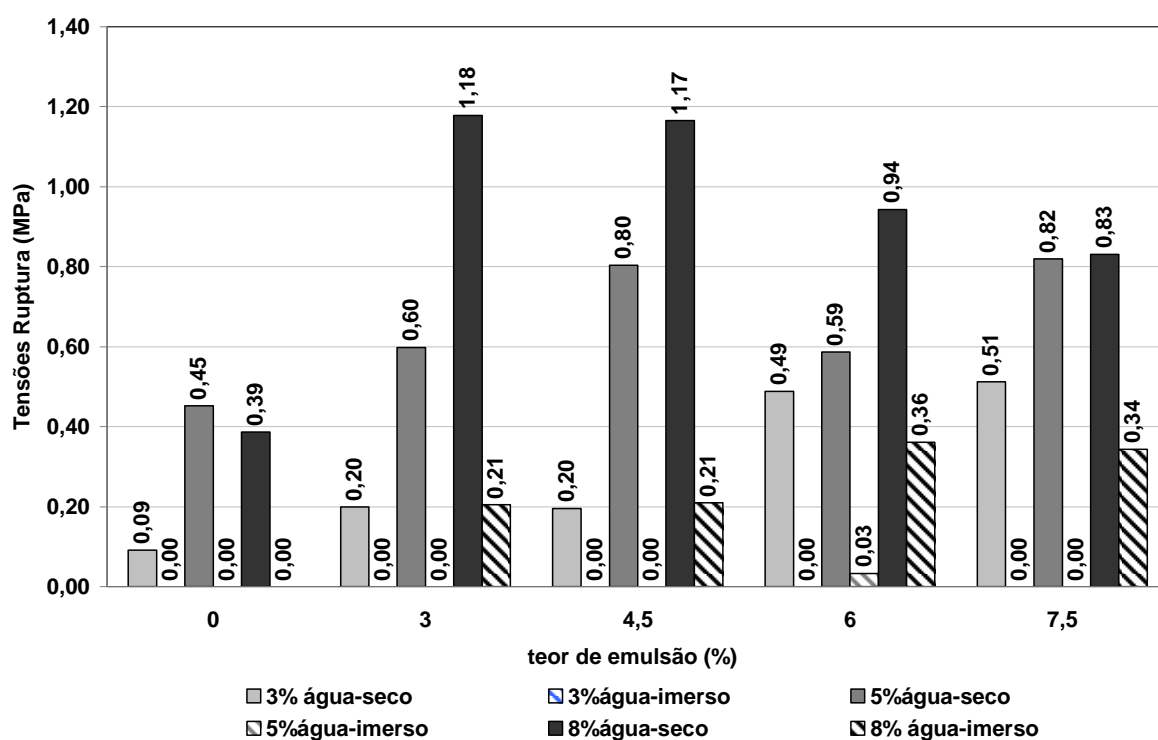


Figura 5.28 - Resistência à compressão simples – solo 092

A RRCS evidencia os corpos-de-prova com as melhores relações de resultados de RCS “seco” e “imerso”. Os teores de emulsão de 6% e 7,5% para o percentual de água de 8% destacam-se, ficando muito acima do patamar de 15%, limite usado, preliminarmente, para a avaliação dos resultados. Os teores de emulsão de 3% e 4,5% também estão acima deste limite (Figura 5.29).

A Figura 5.30 mostra que as unidades de ensaio, seja após a cura de sete dias, seja após a imersão, apresentam-se muito próximas sem influência aparente da quantidade de emulsão no resultado destas umidades. A imersão de duas horas não consegue no geral saturar o corpo-de-prova, ficando bem próxima da umidade

ótima. A exceção foram os corpos-de-prova do teor de fluido de 11% (5% de água e 6% de emulsão), que apresentaram uma umidade média após o ensaio de 10,3%. Nestes corpos-de-prova o gradiente radial de umidade foi de até 2% (1% em média).

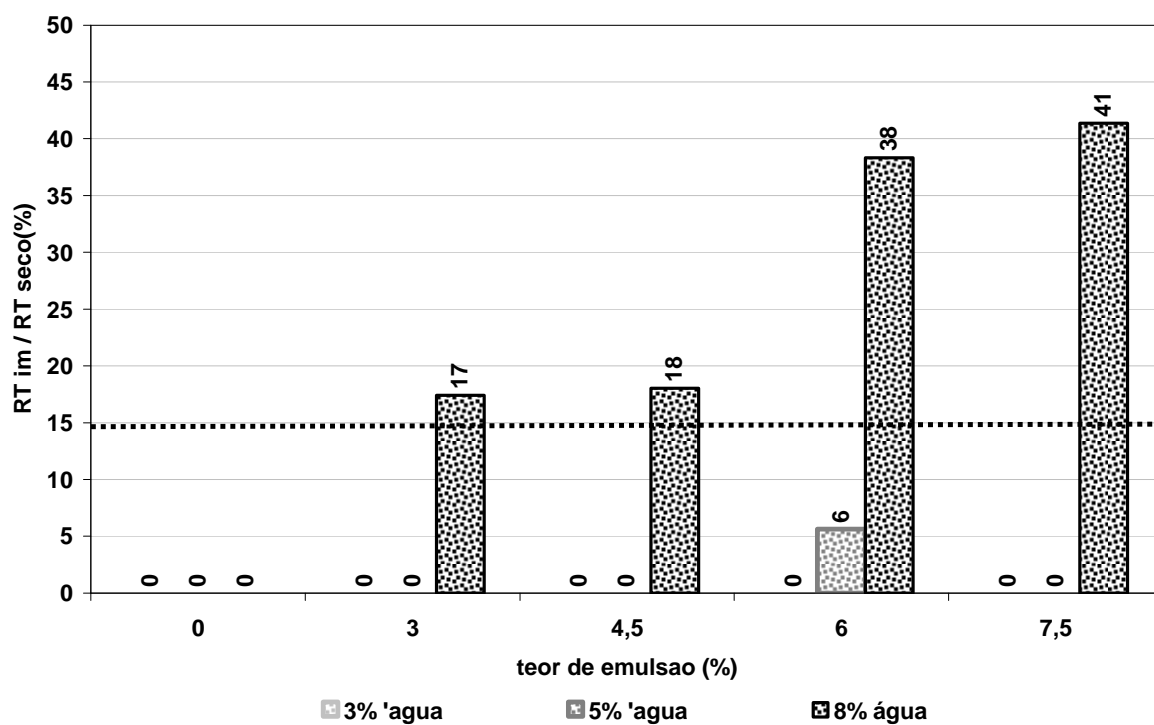
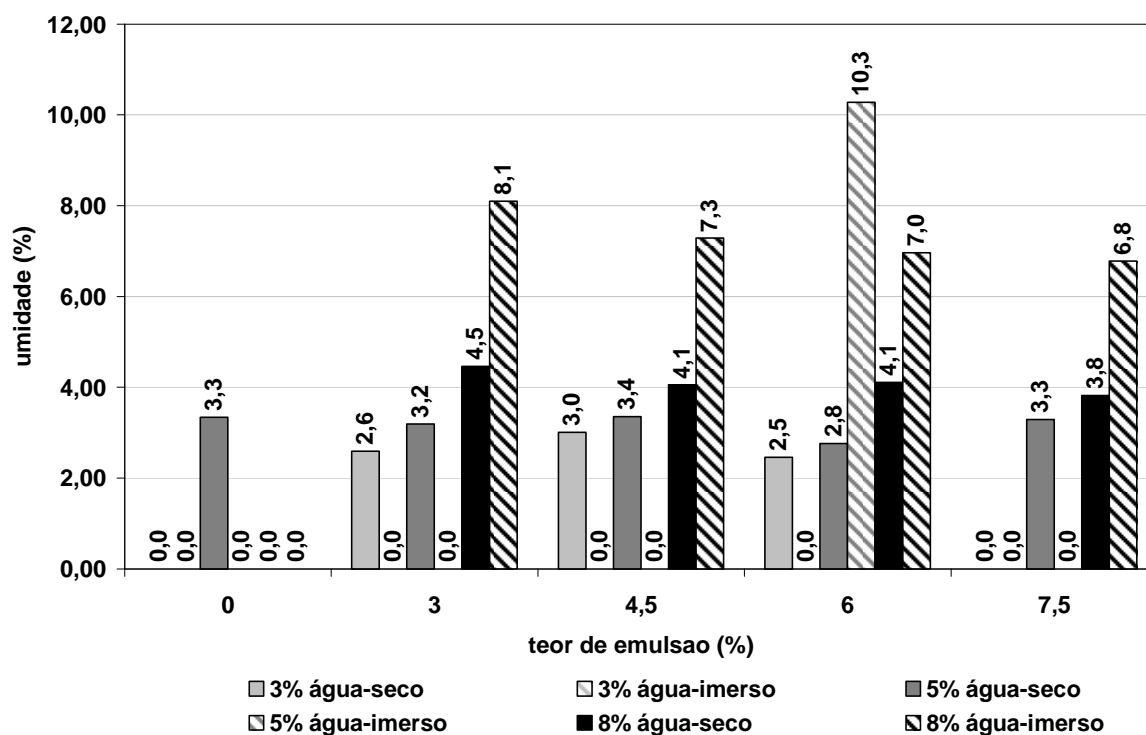


Figura 5.29 – RRCS no ensaio de RCS – solo 092



Obs.: As umidades correspondentes aos teores de fluido 3%+0%; 8%+0% e 3%+7,5% foram perdidas

Figura 5.30 - Umidade residual após ensaio de resistência à compressão simples – solo 092

5.6.2.4 Solo 424

O solo 424, concrecionário laterítico como o 092, apresentou tendência peculiar no presente ensaio para a condição sem imersão, pois os resultados de modo geral (corpos-de-prova com teores de água de 6% e 8%) decresceram conforme ocorreu o acréscimo de emulsão. Entende-se que a boa estabilização granulométrica do solo no seu estado natural é afetada pela presença do ligante residual. Foi ainda este, o solo que apresentou menor número de desagregações para os corpos-de-prova imersos (com emulsão), o mesmo ocorrendo no ensaio de RT. Numa primeira análise da Figura 5.31, observa-se que baixos teores de emulsão (3% e 4,5%) apresentam bons resultados de RCS.

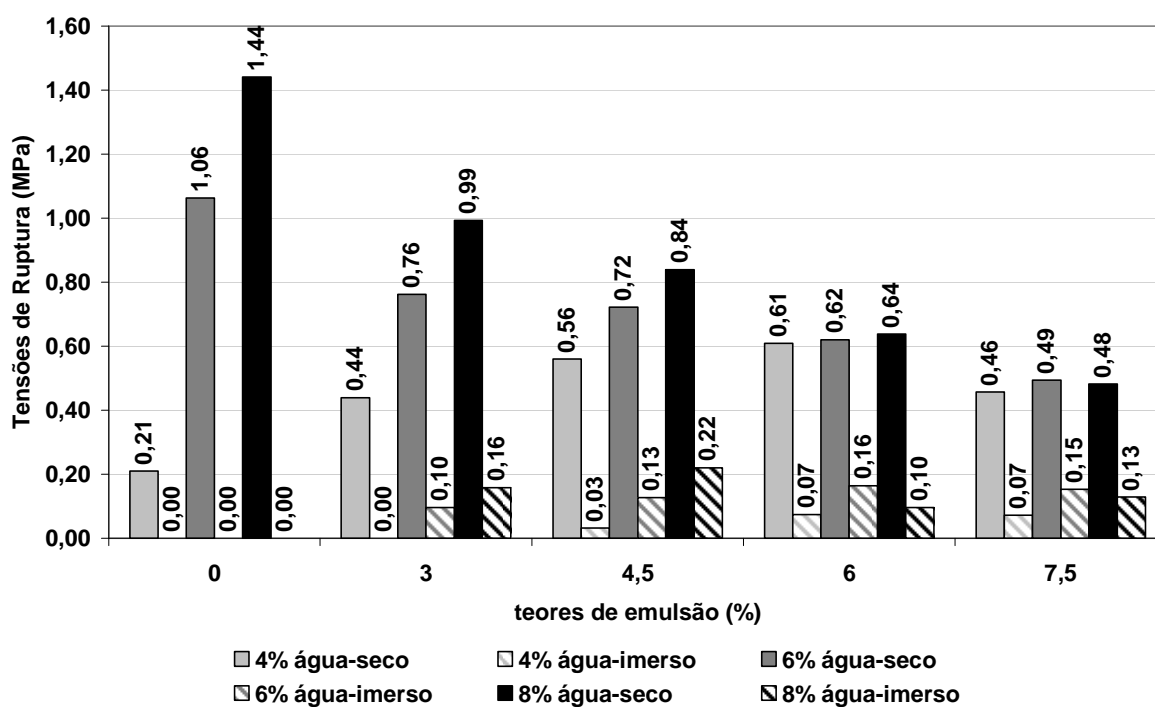


Figura 5.31 - Resistência à compressão simples – solo 424

Decorrente dos resultados apresentados nas duas condições de ensaio estabelecidas (sem e com imersão), na perda de resistência por imersão, foi o solo que também apresentou o maior número de combinações “água acrescida e teor de emulsão” acima do patamar de 15%, adotado como tentativa inicial de estabelecer um parâmetro de aprovação para o teor de fluido. Pode-se então selecionar, neste

caso, aquela combinação com menor teor de emulsão, considerando um critério econômico, ou ainda elevar este patamar para maior rigor na escolha (Figura 5.32).

Pelas boas condições de estabilidade granulométrica do solo e pelo fato de ocorrer desagregação quando imerso em água sem emulsão, a impermeabilização de uma camada superficial seria um modo de garantir maior vida útil quando fosse aplicado como revestimento primário, garantindo boa trafegabilidade, mesmo sem a execução num primeiro momento de uma capa asfáltica.

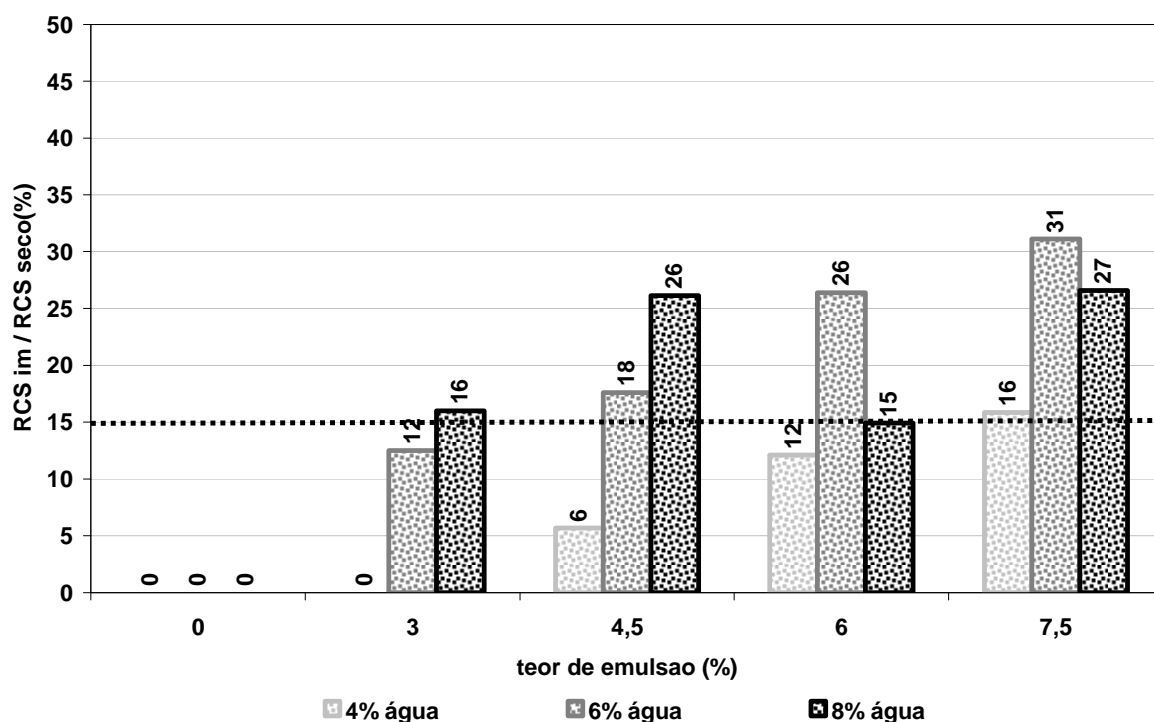


Figura 5.32 – RRCS no ensaio de compressão simples – solo 424

Na Figura 5.33 as umidades após o ensaio para os corpos-de-prova com cura de sete dias ficaram muito próximas, mostrando que a quantidade de emulsão não influi na evaporação d'água. O baixo percentual de finos passante na peneira n^o 200 pareceu contribuir para proporcionar uma evaporação uniforme mesmo para diferentes quantidades de água iniciais, o que já não ocorreu com o solo 092.

As umidades residuais não influenciaram os resultados de RCS mostrados na Figura 5.31, para a condição "seca". Já na condição "imersa", para um mesmo teor de emulsão, os corpos-de-prova com maior umidade residual, apresentaram resultados mais baixos de RCS.

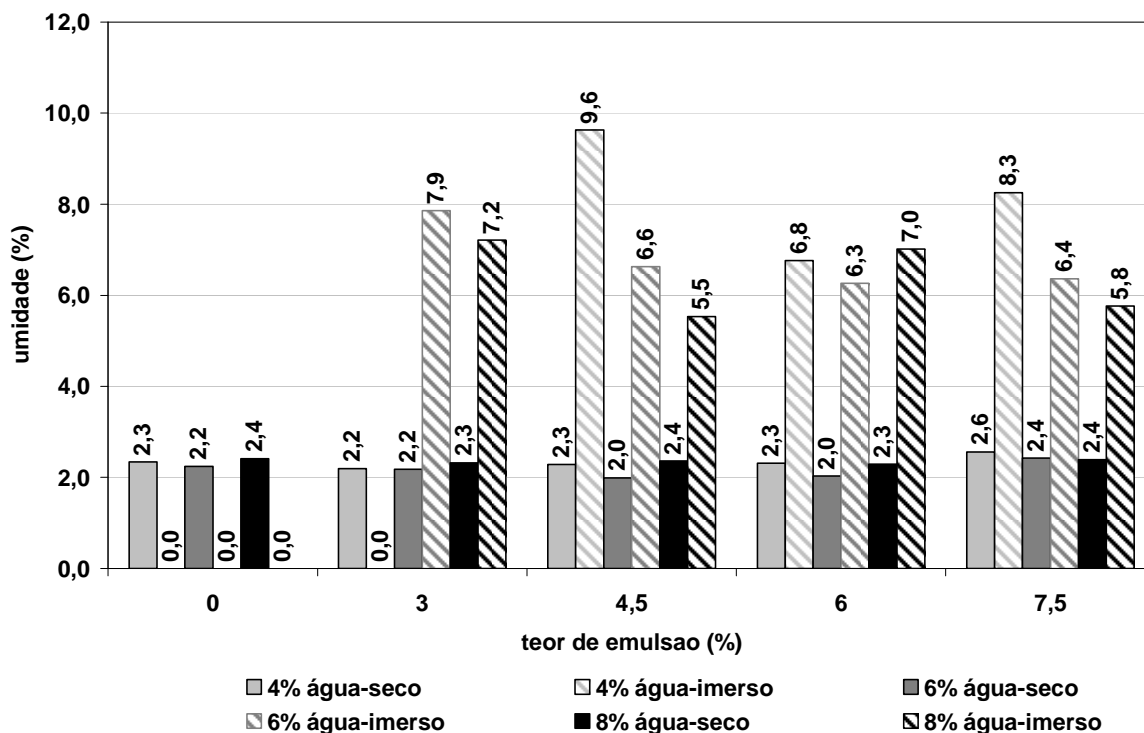


Figura 5.33 - Umidade após ensaio de resistência à tração – solo 424

5.6.2.5 Resumo dos resultados de RCS

A Tabela 5.5 apresenta um resumo dos resultados indicados conforme as condições já expostas em 5.5.2.5. Lembrando que RRCS é a relação entre as resistências à compressão simples imersa e seca.

Alguns comentários são apresentados considerando os resultados da seleção:

- para cada tipo de solo, o teor de água acrescida, seja qual for a condição de seleção escolhida, converge para o mesmo valor, à exceção do solo 424, com apenas uma diferença;
- os maiores valores de RCS na condição imersa são correspondentes aos maiores teores de emulsão utilizados. Isto favorece que as maiores RRCS também se apresentem para os maiores teores de emulsão;
- a escolha pelo teor mínimo de emulsão está atrelada ao patamar mínimo de RRCS definido experimentalmente neste trabalho, o que implica num

conhecimento maior das condições locais e do comportamento em campo do solo-emulsão.

Tabela 5.5 – Resumo dos resultados de RCS para seleção do teor de fluido adequado para os solos ensaiados.

Solo	Seleção por	Condição de ensaio	RCS (MPa)	Teor (%)		RRCS (%)	Umidade residual (%)
				Emulsão	Água		
090	RCS máx.	Seco	1,39	3,0	10,0	6	4,6
		Imerso	0,20	7,5	10,0	22	10,8
	RRCS máx.	Seco	0,91	7,5	10,0	22	2,0
		Imerso	0,20	7,5	10,0	22	10,8
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	0,93	6,0	10,0	15	2,7
		Imerso	0,14	6,0	10,0	15	9,1
092F	RCS máx.	Seco	1,30	6,0	13,0	16	3,3
		Imerso	0,27	7,5	13,0	29	12,6
	RRCS máx.	Seco	0,92	7,5	13,0	29	3,5
		Imerso	0,27	7,5	13,0	29	12,6
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	0,98	4,5	13,0	15	3,5
		Imerso	0,15	4,5	13,0	15	13,1
092	RCS máx.	Seco	1,18	3,0	8,0	17	4,5
		Imerso	0,36	6,0	8,0	38	7,0
	RRCS máx.	Seco	0,83	7,5	8,0	41	3,1
		Imerso	0,34	7,5	8,0	41	6,8
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	1,18	3,0	8,0	17	3,1
		Imerso	0,21	3,0	8,0	17	6,6
424	RCS máx.	Seco	1,44	0,0	8,0	0	2,4
		Imerso	0,22	4,5	8,0	26	5,5
	RRCS máx.	Seco	0,49	7,5	6,0	31	2,4
		Imerso	0,15	7,5	6,0	31	6,4
	Teor _{emulsão} mín.	Seco	0,99	3,0	8,0	16	2,3
		Imerso	0,16	3,0	8,0	16	7,2

5.6.3 Resultados de RCS comparados aos de outros trabalhos com solo-emulsão

Ferreira (1980) utilizou-se do ensaio de RCS em seu trabalho com a cura prévia dos corpos-de-prova a 60°C durante 24 h, com 2 h ao ar e imersão em água por 2 h. Os três solos apresentaram certa similaridade na evolução dos resultados conforme o incremento de emulsão (Figura 5.34). O solo Santa Rosa por não ser plástico apresentou melhor comportamento após a imersão em água. Já os solos Patos e

Castelo necessitam de maior teor de CAP residual para impermeabilizar os finos das amostras. Após certo teor de asfalto residual com o espessamento da película que envolve os grãos, diminui o atrito entre eles.

Duas misturas de solo-emulsão ensaiadas por Miceli (2006), com solo A-2-4 / NA' (solo A) e solo A-7-5 / LG' (solo B), e emulsão RL-1C encontram-se representadas na Figura 5.35. O solo A guarda similaridade com solos do presente trabalho (090 e 092F) o que se confirmou na ordem de grandeza dos resultados. O autor adotou uma "cura úmida", armazenando os corpos-de-prova, envoltos em papel filme, no interior de câmara úmida.

O condicionamento pela cura ao ar por sete dias no solo B não mostrou melhores resistências com o acréscimo de emulsão, com o valor mais (0,70 MPa) para o solo puro. Já para o solo B a adição de emulsão mostra-se responsável por um ganho de até 0,25 MPa.

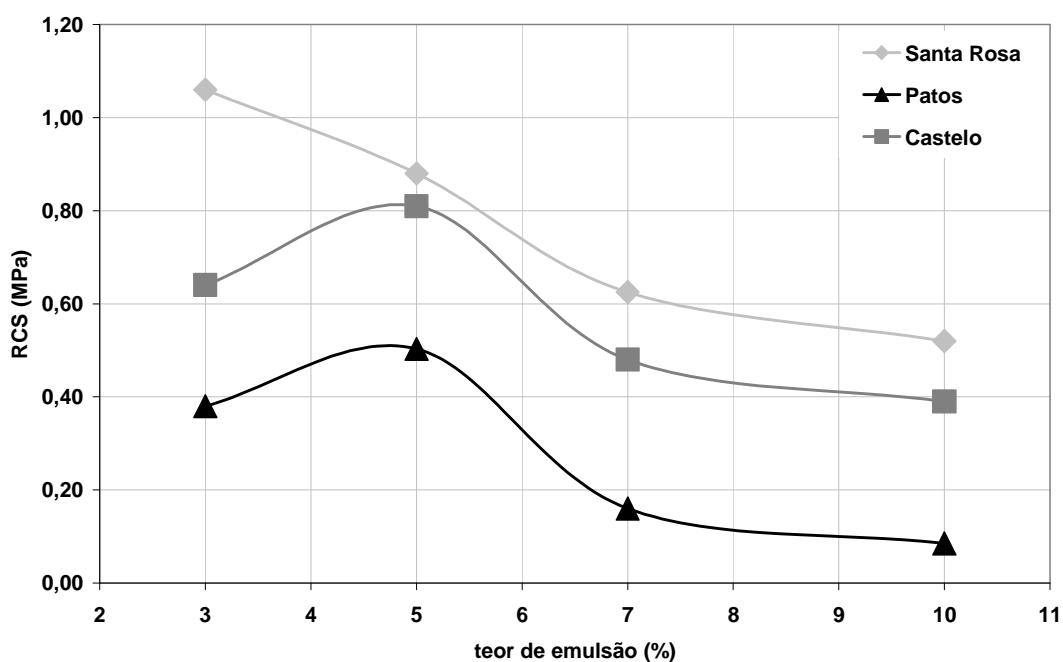


Figura 5.34 – Resultados de Ferreira (1980) em ensaios de RCS

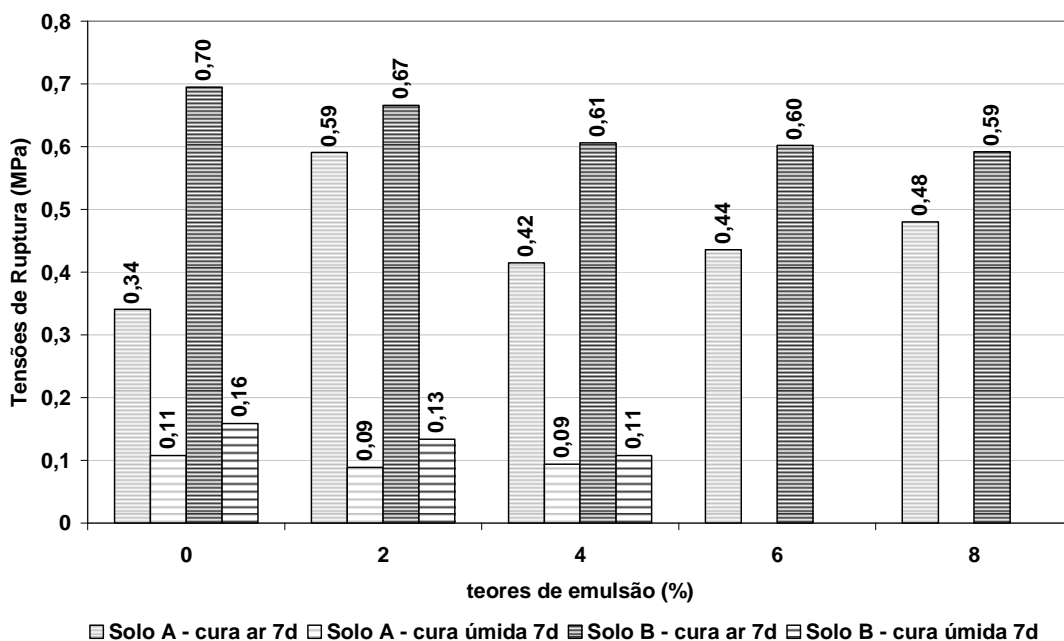


Figura 5.35 – Ensaio de RCS em misturas solo-emulsão de Miceli (2006)

Os ensaios realizados por Soliz (2007), adotando uma cura ao ar por 7 dias (Figura 5.36), mostram que para o solo 1 (A-1-b/NA') há um ganho de resistência pela incorporação de emulsão, que é inversamente proporcional a sua quantidade. No solo 3, este ganho fica menos evidente e os resultados com emulsão se assemelham, quanto aos 3 teores ensaiados.

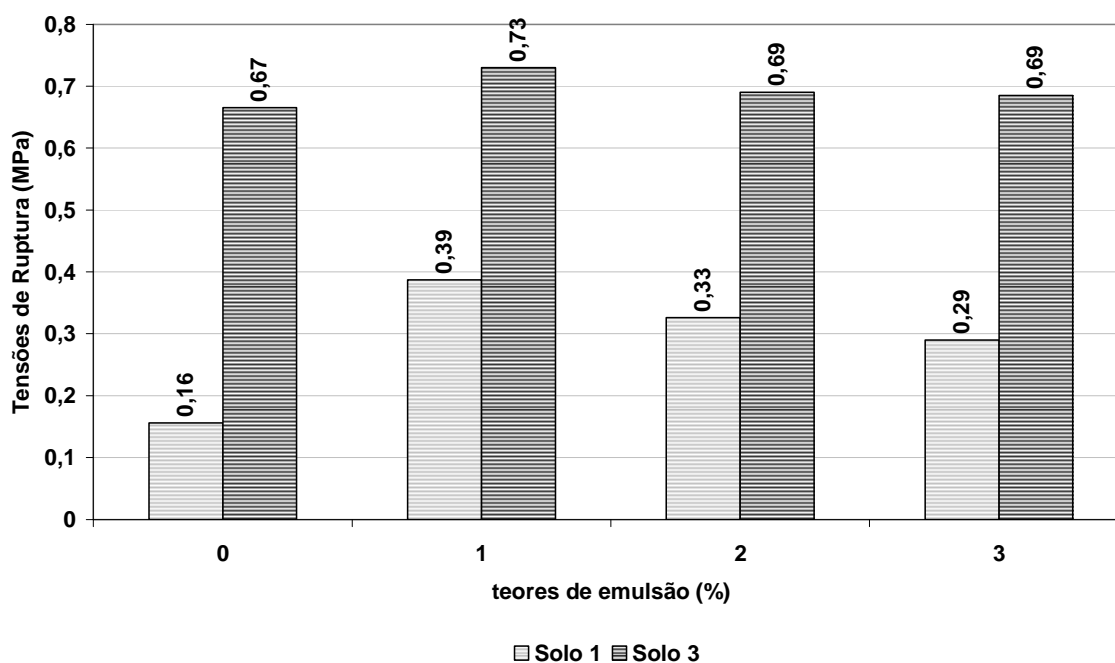


Figura 5.36 – Ensaio de RCS em misturas solo-emulsão de Soliz (2007)

Os ensaios de RCS de Gondim (2008) mostram os maiores valores obtidos entre pesquisadores apresentados neste trabalho. O solo C (A-4 / NG') apresenta RCS de 3,06 MPa na mistura com 2% de emulsão aos 7 dias de cura. Destaca-se que esta mistura mostrou a menor perda de umidade, conforme os dados da autora, entre todos os corpos-de-prova apresentados, apenas 25% ao final dos 7 dias (Figura 5.37).

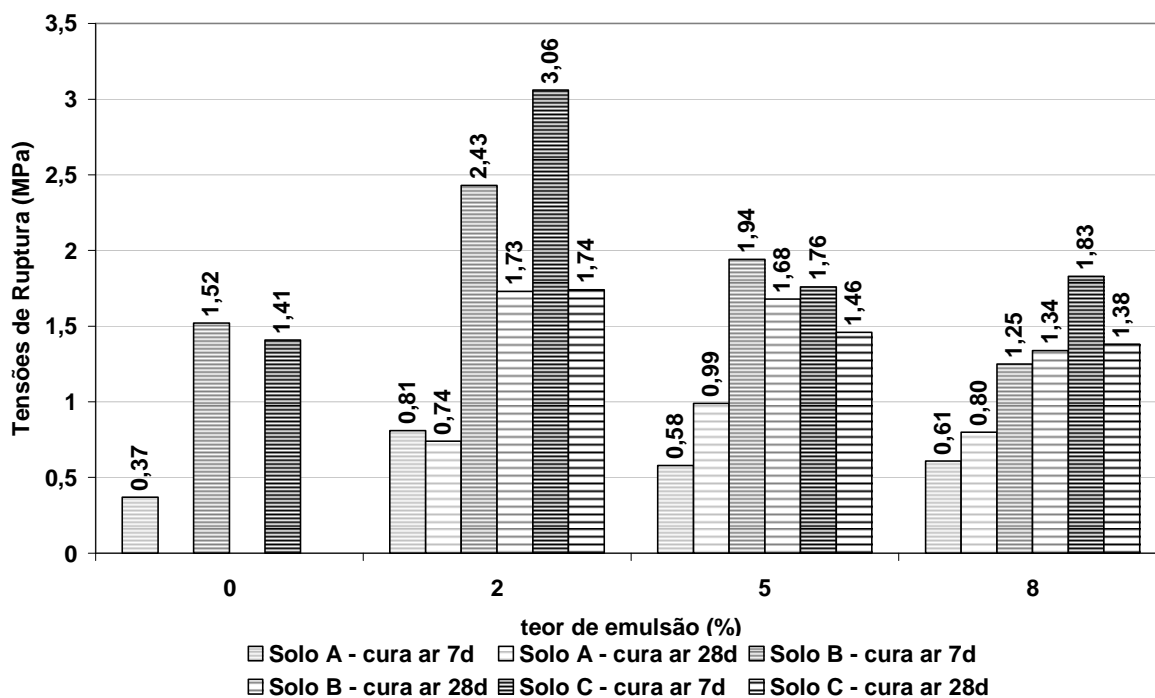


Figura 5.37 – Ensaio de RCS em misturas solo-emulsão de Gondim (2008)

5.7 ENSAIO WTAT

O ensaio WTAT foi originalmente desenvolvido para projeto de dosagem de revestimentos delgados tipo microrrevestimento e lama asfáltica. Adaptação deste ensaio proposta por Duque Neto (2004) foi empregada para a avaliação de revestimento do tipo anti-pó ou mesmo da imprimação. Miceli (2006) e Gondim (2008) também utilizaram a adaptação deste ensaio para avaliação do solo-emulsão.

No caso do presente trabalho buscou-se aproveitar a adaptação de Duque Neto para comparar os efeitos abrasivos do ensaio WTAT sobre três superfícies distintas:

(i) o solo natural; (ii) o solo-emulsão; (iii) uma capa selante sobre a mistura de solo-emulsão, aplicada com a mesma emulsão RL-1C na taxa de 1,2 l/m² e com areia sobre a emulsão aplicada na taxa de 8 l/m².

Os dois solos escolhidos para o ensaio foram o 090 e o 424, sendo adotados os teores de 10% e 8% de água, respectivamente para cada solo, e o teor de 4,5% de emulsão para ambos. Estes teores foram selecionados devido aos resultados encontrados nos ensaios de RT e RCS, que definiram a dosagem de emulsão.

Basicamente, o ensaio utiliza como molde formas circulares de 30 cm de diâmetro, onde são compactados 4 cm de material em duas camadas através de 88 golpes por camada com o soquete Marshall. Logo após, a forma é colocada em estufa a 50°C, por 48 horas para acelerar o processo de ruptura e “cura”. Passado este tempo, a forma é retirada da estufa sendo resfriada até a temperatura ambiente, quando são feitos os seguintes procedimentos: (i) pesagem do conjunto depois de retirado o material solto; (ii) medição de quatro profundidades, como referência, na parte central do corpo-de-prova, com régua de apoio e paquímetro; (iii) verificação da aparência superficial do corpo-de-prova; (iv) colocação da forma no equipamento, calçando-a para evitar movimentação durante o ensaio, regulagem da rotação para 110 rpm e início da operação por 300 s; (v) ao término do ensaio, remoção do material solto, pesagem do conjunto e medição de profundidade em quatro pontos distintos, nos mesmos locais das primeiras medições, avaliando também, visualmente, o estado da superfície.

Os cálculos efetuados são: (i) deformação permanente – diferença de profundidades; (ii) perda de massa por abrasão – diferença de pesos. A avaliação visual também participa do conceito final da adaptação do ensaio introduzida por Duque Neto (2004).

A Figura 5.38 mostra as várias etapas do ensaio sobre as três amostras do solo 424: (i) sem emulsão; (ii) com 4,5% de emulsão no solo-emulsão; (iii) com capa selante sobre o solo-emulsão.



Figura 5.38 – Ensaio WTAT sobre amostra de solo 424 sem emulsão; com 4,5% de emulsão; com 4,5% de emulsão + capa selante

A desagregação ocorrida na amostra do solo natural durante o ensaio corroborou exatamente o que comentou Santana (1976): a saída de um pedregulho gera uma ação desagregadora muito severa seguida das partículas finas a sua volta que acabam por desestabilizar outro pedregulho e assim sucessivamente. Ocorre ainda que o pedregulho solto, se pressionado pela mangueira de abrasão contra a superfície do solo, causa defeito em outro ponto da área de ensaio. A mangueira utilizada ficou danificada e imprópria para a próxima amostra.

Na amostra com 4,5% de emulsão, o desprendimento de pedregulhos lateríticos foi mínimo, observando-se que a textura superficial do solo-emulsão, durante o ensaio, torna-se lisa e espelhada, contribuindo para o menor atrito com a mangueira de abrasão, e assim evitando a saída de grãos ou partículas de solo. A diferença visual entre as amostras sem emulsão e com emulsão é muito grande. O ensaio com a

capa selante obteve ainda melhor desempenho, apesar de muito próximo do ensaio da mistura solo-emulsão sem revestimento.

A Figura 5.39 mostra a seqüência do mesmo ensaio para a amostra 090, observando-se que o efeito abrasivo é muito diferente do que ocorre para um solo concrecionário como o 424. A superfície da amostra sem emulsão apresenta-se desgastada após o ensaio, porém lisa e uniforme.



Figura 5.39 – Ensaio WTAT sobre amostra de solo 424 sem emulsão; com 4,5% de emulsão; com 4,5% de emulsão + capa selante

Novamente, ficam evidentes as melhorias obtidas pela incorporação da emulsão asfáltica nos resultados dos ensaios (Tabela 5.6), o que confirma a ideia de que o solo-emulsão deva ser utilizado não só para melhoria de resistência à compressão, mas também para resistir aos esforços abrasivos do tráfego. A amostra com a capa selante, igualmente para este solo, apresentou melhores resultados, porém com o mesmo conceito final da mistura solo-emulsão sem capa.

Tabela 5.6 – Resultados do ensaio WTAT dos solos 424 e 090

Teor de emulsão	0%			4,5%			4,5% + capa		
	PA	DP	VIS	PA	DP	VIS	PA	DP	VIS
Solo 424	19	9,5	>50	0,4	0,35	<10	0,1	0,5	Ok
Conceito	Péssimo			Muito Bom			Muito Bom		
Solo 090	7	4,5	10-20	1,3	1,07	<10	0,6	0,5	Ok
Conceito	Ruim			Muito Bom			Muito Bom		

Obs.: PA – Perda de massa por abrasão em %; DP – Deformação permanente em mm; VIS – Avaliação visual em % de arrancamento e/ou exsudação

Duque Neto (2004) elaborou um conceito de notas relacionadas aos resultados medidos (perda de massa por abrasão; deformação permanente) e qualitativos (avaliação visual). A soma destas notas é relacionada ao conceito final da amostra segundo o ensaio WTAT.

Na visão deste autor, o ensaio apresenta resultados que podem confirmar os teores indicados a partir dos ensaios de RT e RCS. No caso dos solos ensaiados no WTAT (090 e 424), as tabelas indicativas (Tabelas 5.4; 5.5) de melhores teores sugerem um teor de emulsão mais alto para o solo 090 que o teor de 4,5% adotado no ensaio. Porém, o conceito final foi “muito bom”. Para o solo 424 o teor de 4,5% pode ser considerado coerente com os melhores resultados de RT e RCS e também resultou em “muito bom” no WTAT.

5.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A DOSAGEM DE EMULSÃO ASFÁLTICA A PARTIR DOS ENSAIOS DE RT, RCS E WTAT

Os ensaios adotados para a dosagem de emulsão asfáltica mostraram-se válidos para a proposição, desde que seja adotado condicionamento contemplando, além da cura ao ar, a imersão em água. A Tabela 5.7 mostra o comportamento dos resultados de RT e RCS considerando a variação crescente dos teores de emulsão desde 0% até 7,5%.

Tabela 5.7 – Variação dos resultados de RT e RCS dos solos estudados neste trabalho, conforme a variação do teor de emulsão e do condicionamento dos corpos-de-prova

Variável Condic.		RT											
teor de emulsão	7 dias	sobe	sobe e estabiliza	não varia	sobe	apresenta pico	apresenta pico e cai a zero	apresenta pico	não varia	sobe e cai a zero	sobe	apresenta pico	sobe e cai a zero
	7 dias + imersão	inicia em zero e sobe	apresenta pico	não varia	estável em zero	apresenta pico	apresenta pico e cai a zero	apresenta pico com início e término	apresenta pico	estável em zero	sobe	sobe e estabiliza	apresenta pico
		RCS											
teor de emulsão	7 dias	sobe	apresenta pico	não realizado	não varia	sobe e estabiliza	não varia	sobe	sobe	apresenta pico	apresenta pico	desce	desce
	7 dias + imersão	inicia em zero, sobe e estabiliza	sobe	não realizado	estável em zero	estável em zero	inicia em zero e sobe	estável em zero	estável em zero	sobe	inicia em zero e sobe	sobe e estabiliza	apresenta pico
umidade inicial	6%	10%	14%	5%	9%	13%	3%	5%	8%	4%	6%	8%	
solo	090		092F				092			424			

As observações realizadas na Tabela 5.7 não convergem para uma definição de teor de água ou de emulsão para cada um dos solos, mesmo porque, não são apresentados os valores, porém percebe-se que a incorporação de emulsão melhora as propriedades dos solos frente os ensaios adotados, excetuando-se o solo 424, único a apresentar em algumas situações decréscimo de resistência.

Os ensaios de RT e RCS mostraram que existem teores de emulsão e água onde o corpo-de-prova não resiste à imersão após a cura, bem como aqueles onde a perda de resistência, frente essa imersão, é mínima.

Da combinação de 3 resultados mínimos de resistência: (i) após a cura de 7 dias; (ii) após a cura de 7 dias e a imersão em água; (iii) perda de resistência frente a imersão (RRT e RRCS), parece ser o modo adequado para a determinação do teor de água e emulsão que atenda o que se espera da mistura solo-emulsão aplicada como revestimento para baixos volumes de tráfego.

Os teores indicados desta forma podem ser confirmados através do ensaio WTAT que foca essencialmente a abrasão da amostra, solicitação muito diferente daquela imposta ao corpo-de-prova, pelos ensaios de RT e RCS.

No Capítulo 8 – Diretrizes para especificação de serviço para camada de pavimentação em solo-emulsão para vias de baixo volume de tráfego, é apresentada uma proposição de dosagem com base no aprendizado com os ensaios de RT e RCS, e dos resultados obtidos.

6 PROPRIEDADES MECÂNICAS DAS MISTURAS DE SOLO-EMULSÃO

6.1 INTRODUÇÃO

Bernucci *et al* (2007) definem vários ensaios para avaliar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas, a saber:

- ensaios convencionais: estabilidade Marshall;
- ensaios de módulo: resiliência, complexo;
- ensaios de ruptura: resistência à tração indireta, vida de fadiga;
- ensaios de deformação permanente: simulador de tráfego, compressão axial estática (*creep*); compressão ou tração axial de carga repetida;
- ensaios complementares: Cântabro, dano por umidade induzida.

Para as camadas compostas de materiais não-asfálticos, os mesmos autores citam os ensaios de índice de suporte Califórnia e o módulo de resiliência para identificar as propriedades mecânicas, além da possibilidade de uso da resistência à tração por compressão diametral e resistência à compressão simples, principalmente para materiais estabilizados.

Como o procedimento de aplicação de cargas do ensaio CBR não representa, na maior parte das vezes, a ação do tráfego, o ensaio de módulo de resiliência, apesar de não exprimir a realidade de um modo pleno, está bem mais próximo disso. A própria AASHTO (1986) adotou o ensaio de módulo de resiliência em substituição ao ISC, o que segundo Bernucci *et al* (2007) deu-se devido:

- a deformabilidade apontada pelo MR pode ser utilizada na análise mecanicista de sistemas de múltiplas camadas;
- o ensaio MR, com algumas variações, é aceito internacionalmente na caracterização de materiais utilizados no pavimento ou mesmo na avaliação do seu desempenho;
- a existência de técnicas não-destrutivas para estimativa do MR em campo.

Pode-se ainda complementar o exposto, no caso de camadas não-asfálticas, com o ensaio de RT (o mesmo aplicado às misturas asfálticas) e o ensaio de resistência à compressão simples, bastante utilizado na definição de parâmetros de misturas estabilizadas quimicamente como solo-cimento e solo-cal.

Para o presente trabalho utilizou-se o ensaio de MR para estudo das propriedades mecânicas do solo-emulsão, mais precisamente sua deformabilidade. Visto que o solo-emulsão apresenta algumas particularidades, os ensaios devem ser realizados considerando a cura da emulsão e a suscetibilidade da mistura à água.

A cura da emulsão foi considerada aos sete dias, face ao significativo ganho de resistência observado neste período (SOLIZ, 2007; MICELI, 2006). Gondim (2008) acrescentou a verificação aos 28 dias para os ensaios realizados em seu trabalho. Nele, as variações nos resultados de módulo para diferentes tempos de cura (0, 7 e 28 dias) ocorreram conforme o tipo de solo. O solo arenoso, por exemplo, não apresentou alterações significativas com o maior período de cura e os outros dois solos estudados, mais finos, apresentaram incrementos no valor de módulo conforme o teor de emulsão.

Entende-se que o período de cura de 7 dias seja suficiente para os propósitos deste trabalho e ainda pelas características dos solos da área estudada. Mais importante, porém, é a suscetibilidade à água, que foi incorporada por entender que os 7 dias de cura ao ar irão provocar aumento de resistência até nos corpos-de-prova sem emulsão, pela simples perda de água, conferindo tensões de sucção que contribuirão ao aumento de coesão. A influência da água seja por imersão ou por incremento lento é importante para apurar, frente às solicitações dos ensaios, as respectivas resistências sob a ação da emulsão curada.

6.2 AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS POR MEIO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

6.2.1 Preparação e compactação dos corpos-de-prova

Para realização dos ensaios de MR deste trabalho foram escolhidos os solos 424 e 090, representando os cascalhos lateríticos e os solos finos, respectivamente. Foram utilizados corpos-de-prova 15x30 cm para o solo 424 e 10x20 cm para o solo 090 e os ensaios ocorreram nos seguintes períodos:

- 1 dia após a compactação, apenas para os corpos-de-prova sem emulsão;
- 7 dias de cura ao ar para todas as amostras;
- 7 dias de cura ao ar + incorporação de água através de frente úmida para todas as amostras.

A preparação dos corpos-de-prova para realização de qualquer ensaio tem grande importância, pois pode causar reflexo nos resultados. Problemas mais simples como diferentes alturas de camadas dentro do molde, número diferente de golpes do soquete, desagregação durante a desmoldagem, etc, podem ser solucionados com a devida atenção do operador. Porém, o equilíbrio das tensões internas do corpo-de-prova após compactação e desmoldagem, ou mesmo o equilíbrio de umidade quando se procede ao processo de secagem ou molhagem requer um cuidado maior.

Em fase anterior à compactação dos corpos-de-prova, procedeu-se à colocação do solo na umidade desejada, homogeneizando-o e reservando-o em saco plástico bem fechado que foi acondicionado em local com a umidade preservada. A compactação ocorreu após um mínimo de 12 horas, garantindo-se o equilíbrio da umidade.

A compactação foi efetuada de tal forma que a água e a emulsão adicionadas estivessem, quando possível, nas proximidades da umidade ótima do solo natural. Em alguns casos, principalmente com o solo 090, isto não foi possível face à desagregação dos corpos-de-prova durante a desmoldagem ou na preparação para o ensaio de módulo. Portanto, a umidade resultou abaixo da ótima em alguns corpos-de-prova.

Após a homogeneização com a incorporação da emulsão em três etapas e com duração de 4 a 5 minutos, a amostra era reservada durante uma hora antes da compactação. Isto ocorreu para ativar o início da “quebra” da emulsão e também

simular o que ocorre em campo, onde há sempre um intervalo entre a mistura e a compactação. A energia empregada foi a do Proctor intermediário.

Após a desmoldagem, os corpos-de-prova das amostras sem emulsão foram condicionados em local de umidade preservada para realização do ensaio com no mínimo 12 horas de intervalo. Os demais corpos-de-prova com emulsão incorporada foram colocados em cura logo após a compactação.

O mesmo corpo-de-prova foi ensaiado para as três (solo sem emulsão) ou duas (solos com emulsão) condições de ensaio pré-determinadas. No caso dos corpos-de-prova com emulsão, para a primeira condição de ensaio, propiciou-se a cura da emulsão incorporada, por sete dias, através da exposição do corpo-de-prova ao ar no interior do laboratório, mantendo-se temperatura entre 24 e 27°C.

Para a próxima condição de ensaio buscou-se a reabsorção d'água até as proximidades da umidade ótima, quando possível. O ganho de umidade não foi feito através de imersão e sim através do contato do corpo-de-prova com papel-filtro umedecido.

A frente úmida, após a cura, foi aplicada, conforme Sant'Ana *et al* (2007a), envolvendo-se os corpos-de-prova com papel filtro, colocando-os sobre pedras porosas de forma que as bordas do papel filtro ficassem imersas n'água (Figura 6.1).

O conjunto ficava no interior de caixa plástica com lâmina de água com espessura aproximada da pedra porosa de maneira que a água não tivesse contato direto com o corpo-de-prova, apenas a borda do papel-filtro que a envolvia. Cada corpo-de-prova era coberto por um saco plástico, bem como a caixa plástica para dificultar a evaporação. Todos os dias durante o período da frente úmida, os sacos plásticos eram retirados e era feita aspersão de água sobre a superfície de papel filtro e sobre o topo do corpo-de-prova, além de se completar o nível de água no interior da caixa plástica.



Figura 6.1 - Preparação dos corpos-de-prova com papel filtro para frente úmida

Os ensaios de módulo de resiliência deste trabalho deram-se, portanto, para diferentes condições de umidade do corpo-de-prova, ou seja, se considerada uma curva hipotética de compactação, ter-se-iam ensaios executados no ramo seco (7 dias de cura), outros ensaios próximos da umidade ótima (7 dias de cura + frente úmida).

Ao se atingir o tempo de cura ou estágio de umidade requeridos, o corpo-de-prova foi acondicionado em saco plástico e assim em local onde não houve variação de umidade. Isto garantiu a boa distribuição de umidade no interior do corpo-de-prova compactado e curado ou submetido à frente úmida. O tempo para frente úmida adotado neste trabalho foi de 4 dias ao mínimo.

Bernucci (1995) utilizou a variação de umidade em ensaios de módulo de resiliência para avaliação dos resultados sob estas condições. O processo de secagem buscava atingir umidade cerca de 80% da ótima de compactação, ficando o corpo-de-prova disposto sobre balança, pois a perda de umidade era avaliada pelo peso. Após se atingir o objetivo, o corpo-de-prova era acondicionado em saco plástico e colocado por 24 horas em câmara úmida para homogeneização. Para o ganho de umidade, o corpo-de-prova era colocado em cilindro plástico composto de duas seções para posterior imersão em água. O contato da água com o corpo-de-prova ocorria pela face superior, de modo análogo ao ensaio CBR, sem a presença de sobrecargas.

6.2.2 Programação para os ensaios de módulo de resiliência dos solos

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência para solos são obtidos de forma empírica através da relação entre um conjunto de tensões (confinamento e axial) aplicadas ao corpo-de-prova e as respectivas deformações obtidas. Quanto ao solo representado pelo corpo-de-prova, vão interferir no módulo a umidade, a densidade, o grau de saturação ou ainda a natureza e forma das partículas deste solo (MEDINA; MOTA, 2005).

No caso de misturas asfálticas, como se sabe, o procedimento do ensaio é outro e a tensão a ser relacionada com a deformação do corpo-de-prova é a tensão de tração obtida de modo indireto, por compressão diametral.

Para análise da deformabilidade através do ensaio de módulo de resiliência optou-se neste trabalho pelo ensaio triaxial de cargas repetidas para solos, ao invés do ensaio de compressão diametral também de cargas repetidas, visto que a mistura solo-emulsão estudada é confeccionada com baixos teores de emulsão, além do solo compactado apresentar certa coesão ou atrito. Some-se a isto o maior volume de material em cada corpo-de-prova.

Os ensaios de módulo de resiliência tal como descrito neste capítulo foram conduzidos para dois solos selecionados neste trabalho. Um deles representando os solos grossos, o cascalho laterítico 424, e outro do grupo dos finos, o solo 090.

Assim, para as amostras de cascalho laterítico (424) e do solo fino (090) foram preparados corpos-de-prova 15 x 30 cm e 10 x 20 cm, ambos na energia do Proctor intermediário, em 3 teores de emulsão 3%; 6% e 9% além das amostras sem emulsão (0%), como padrão de comparação (Tabela 6.1). Estes teores foram adotados em função do estudo teórico em função da superfície específica e do módulo de riqueza constantes no item 5.4 do capítulo 5 (Tabelas 5.2 e 5.3).

Segundo este estudo, ao solo 090 poderiam ser aplicados vários teores de emulsão, apropriados para diversas obras de pavimentação, desde 5,3% a 14% e para o solo 424, teores de 3,7% a 9,7%. Para uniformizar o estudo e voltá-lo às aplicações de baixo custo, de 3%; 6% e 9% de emulsão, mesmo entendendo que 9% pode ficar acima das expectativas financeiras de uma obra rodoviária deste tipo.

Tabela 6.1- Programação de ensaios de MR (solos 424 e 090)

Cura	0%	3%	6%	9%
1d câmara úmida	X	-	-	-
7d ar	X	X	X	X
7d frente úmida	X	X	X	X

6.2.3 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência – solo 424

Como já caracterizado no capítulo 4, o solo 424 é um cascalho laterítico e as curvas do ensaio de módulo de resiliência para os corpos-de-prova com 7 dias de cura ao ar apresentaram valores de módulo superiores ao corpo-de-prova sem emulsão e sem cura (Figura 6.2). Nota-se que se adotou o modelo que considera o invariante de tensões ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) como variável, para representar o MR dos solos em seus respectivos condicionamentos.

Observa-se que todas as misturas com emulsão ou sem, apresentam resultados de módulo maiores após cura de 7 dias. Ou seja, a evaporação d'água já é suficiente para alterar a deformabilidade, sem evidenciar o provável ganho inerente à incorporação de emulsão.

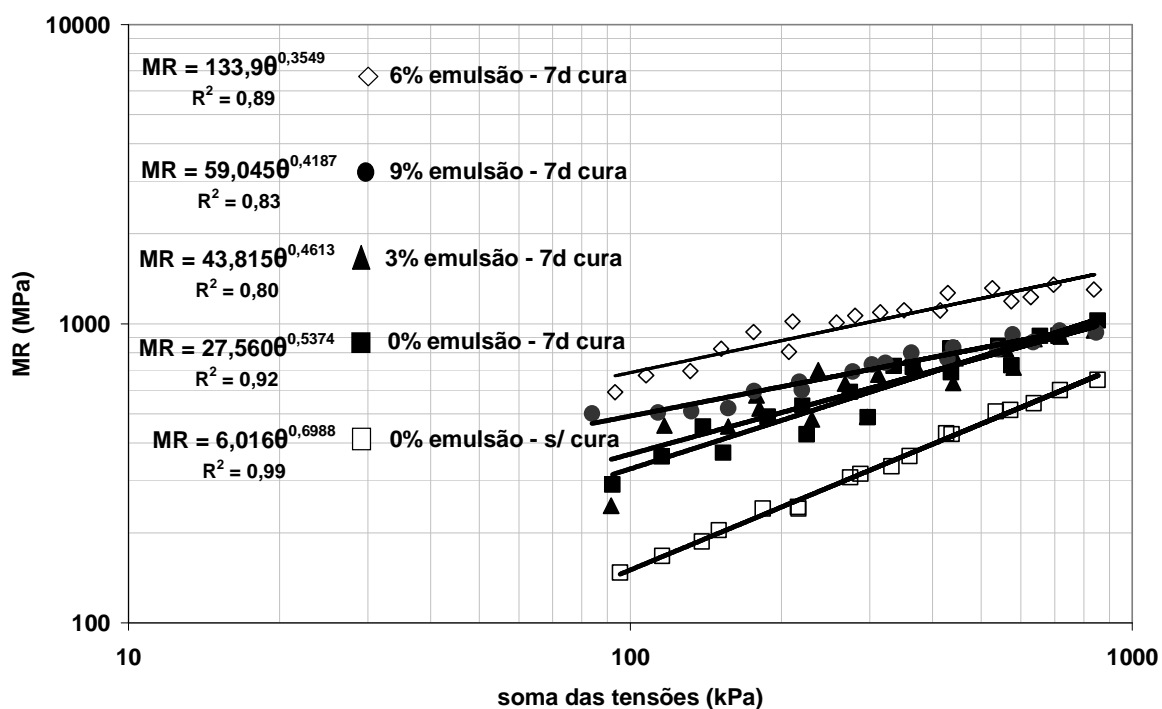


Figura 6.2 - Módulo de resiliência do solo 424 após 7 dias de cura

A introdução da frente úmida após a cura de 7 dias ao invés da imersão pretende fazer com que os corpos-de-prova adquiram umidade de um modo mais próximo do que ocorre em campo. A simples imersão sem o molde poderia inclusive desagregar os corpos-de-prova com baixos teores ou sem emulsão.

Com teores de umidade próximos aos da ótima, após, aproximadamente, 7 dias de frente úmida, os mesmos corpos-de-prova foram novamente levados ao ensaio de módulo de resiliência (Figura 6.3).

Constata-se que a emulsão agiu provavelmente sobre os finos, impermeabilizando-os, e impedindo ação d'água de provocar expansão e aumentar a deformabilidade. As diferenças entre as curvas de módulo que representam os dois condicionamentos para as misturas com emulsão foi pequena se comparada com as curvas sem emulsão, onde claramente, apresentam-se valores de módulos menores para a situação de cura aos 7 dias + frente úmida.

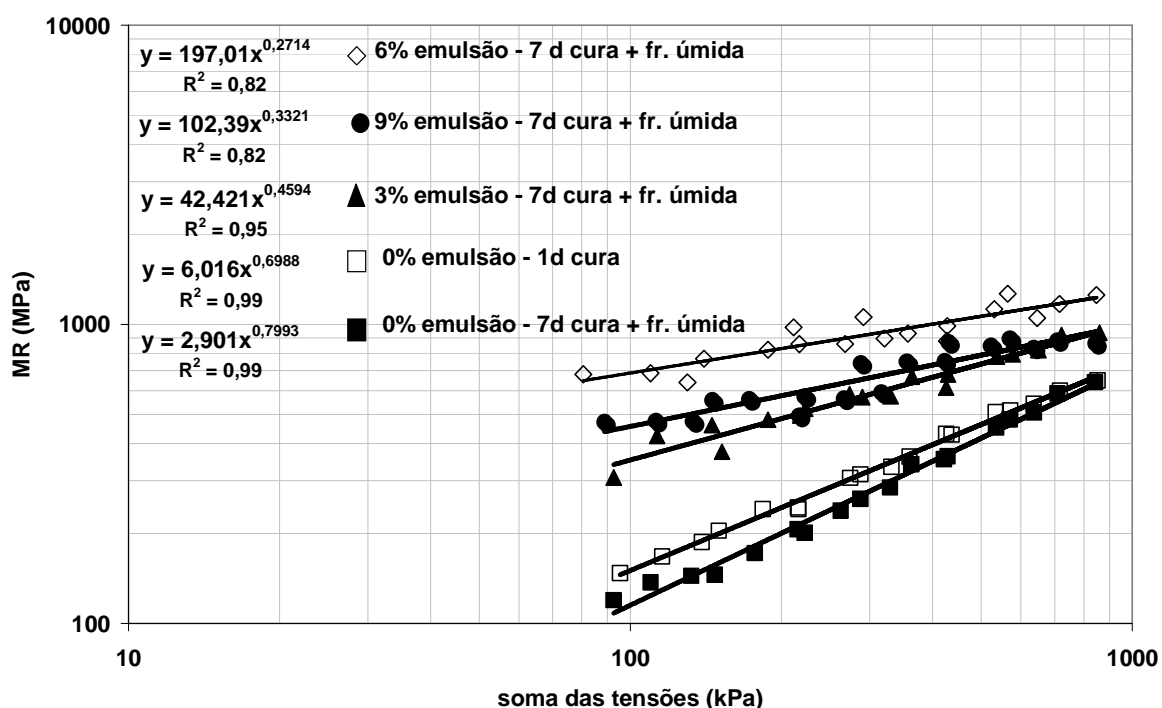


Figura 6.3- Módulos de resiliência do solo 424 após 7 dias de cura + frente úmida

A Tabela 6.2 apresenta todas as equações do módulo de resiliência segundo modelo $M_R = k_1 \theta^{k_2}$, que apresenta o invariante de tensões (θ) como variável. Este modelo apresentou boa correlação além de ser facilmente representado através de gráficos.

Tabela 6.2 – Parâmetros do modelo de MR adotado e condições de ensaio para os corpos-de-prova do solo 424

<i>Teor de emulsão (%)</i>	<i>Tempo de cura</i>	<i>Frente úmida</i>	k_1	k_2	R^2
0	1d	-	6,016	0,6988	0,99
0	7d	-	27,560	0,5374	0,92
0	7d	ok	2,901	0,7993	0,99
3	7d	-	43,815	0,4613	0,80
3	7d	ok	42,421	0,4594	0,95
6	7d	-	133,900	0,3549	0,89
6	7d	ok	197,010	0,2714	0,82
9	7d	-	59,045	0,4187	0,83
9	7d	ok	102,390	0,3321	0,82

O que se mostra nos resultados de módulo pode ser resumido em:

- não se verificou variação considerável de deformabilidade nos corpos-de-prova com emulsão quando submetidos à frente úmida;
- teores de apenas 3% de emulsão já apresentam melhorias na deformabilidade;
- o corpo-de-prova sem emulsão que após a cura de 7 dias figura no mesmo patamar de deformabilidade dos demais corpos-de-prova com emulsão, tem a deformabilidade sensivelmente ampliada com a frente úmida;
- o teor de 6% apresentou valores de módulo maiores na condição de cura + frente úmida. Não se sabe ao certo a razão deste resultado, porém, esse teor de emulsão parece suficiente para impermeabilizar o corpo-de-prova sem alterar a boa estabilidade granulométrica natural do solo, como deve ocorrer no teor de 9%.

Para melhor visualização do que ocorre para cada corpo-de-prova nas situações de 7 dias de cura e com a frente úmida as Figuras 6.4 a 6.7 são apresentadas. A mistura sem emulsão, na umidade ótima, cujo corpo-de-prova foi levado ao ensaio 1 dia após a compactação é tomada como referência para avaliar as influências da incorporação de emulsão, da cura de 7 dias e da frente úmida.

Sem adição de emulsão existe redução de deformação recuperável com a cura de 7 dias, porém quando submetida à frente úmida a queda de rigidez é tal que o módulo de resiliência do corpo-de-prova se situa num patamar inferior ao da mistura referência (Figura 6.4).

O pequeno acréscimo de emulsão (3%) mostra que os resultados de módulo após a cura de 7 dias praticamente não se alteraram com a frente úmida (Figura 6.5), mostrando que a emulsão adicionada atingiu os objetivos de impermeabilização e manutenção da rigidez.

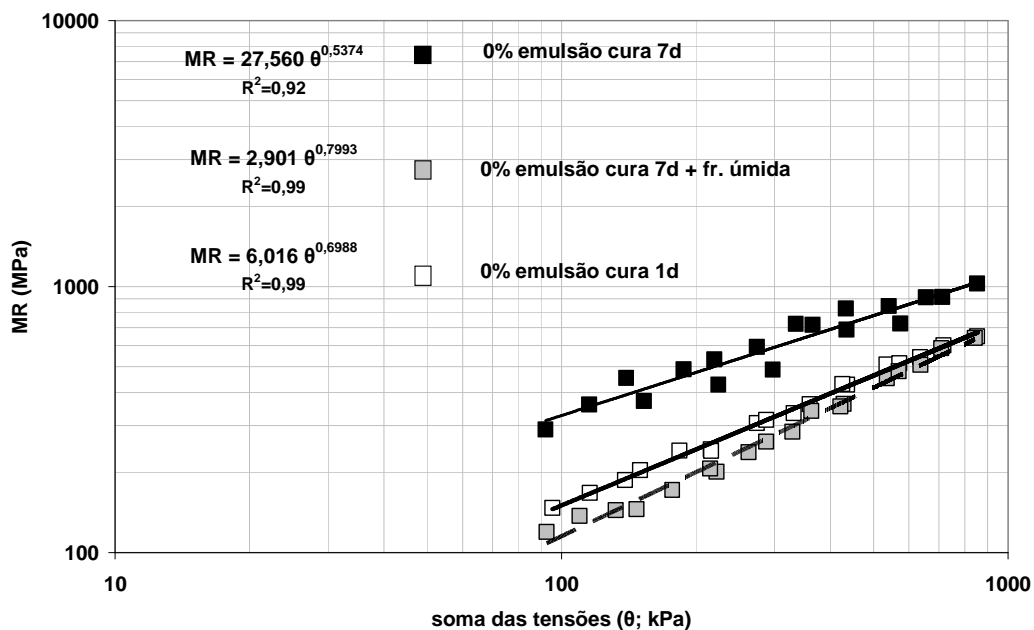


Figura 6.4 – Módulo de resiliência do solo 424 para 0% de emulsão

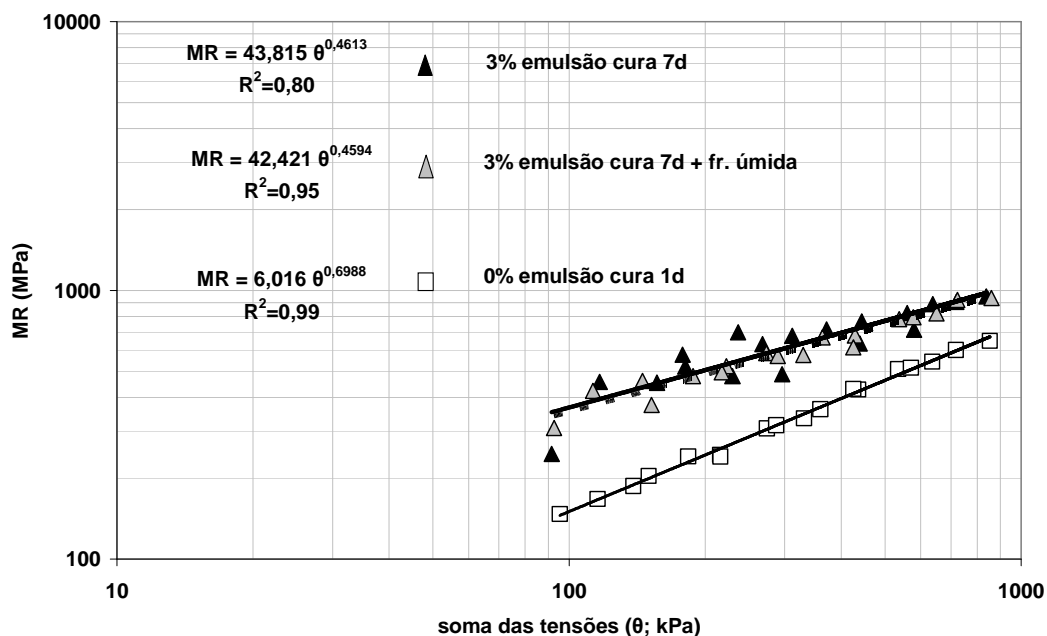


Figura 6.5 – Módulo de resiliência do solo 424 – 3% de emulsão e referência

Comportamento similar foi observado para o corpo-de-prova de 6% (Figura 6.6) e 9% (Figura 6.7), ou seja, a emulsão curada assegurou a manutenção em quaisquer dos teores utilizados para este solo.

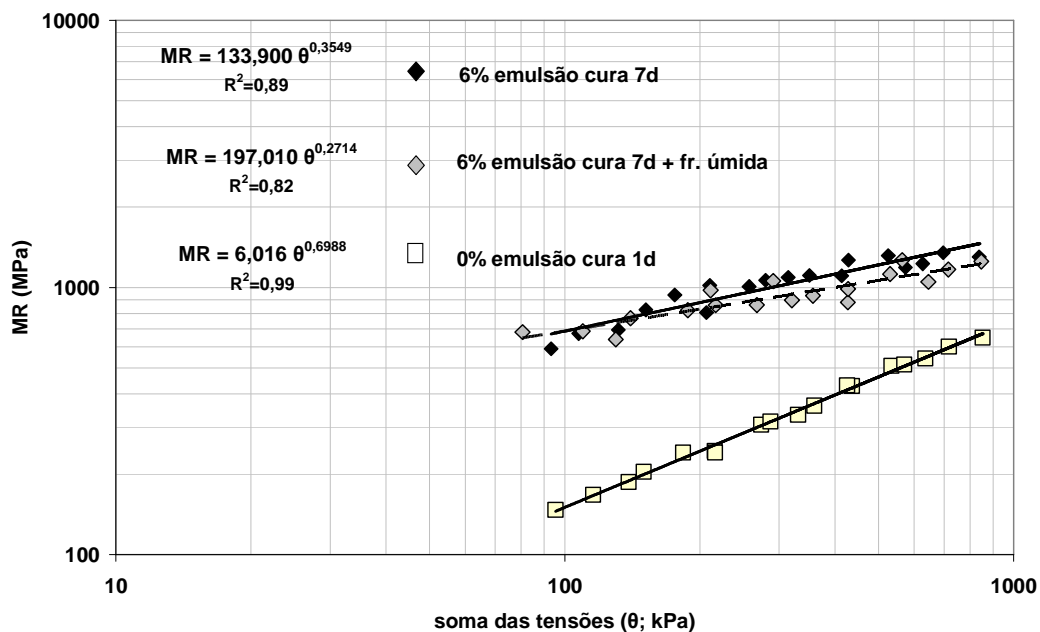


Figura 6.6 – Módulo de resiliência do solo 424 – 6% de emulsão e referência

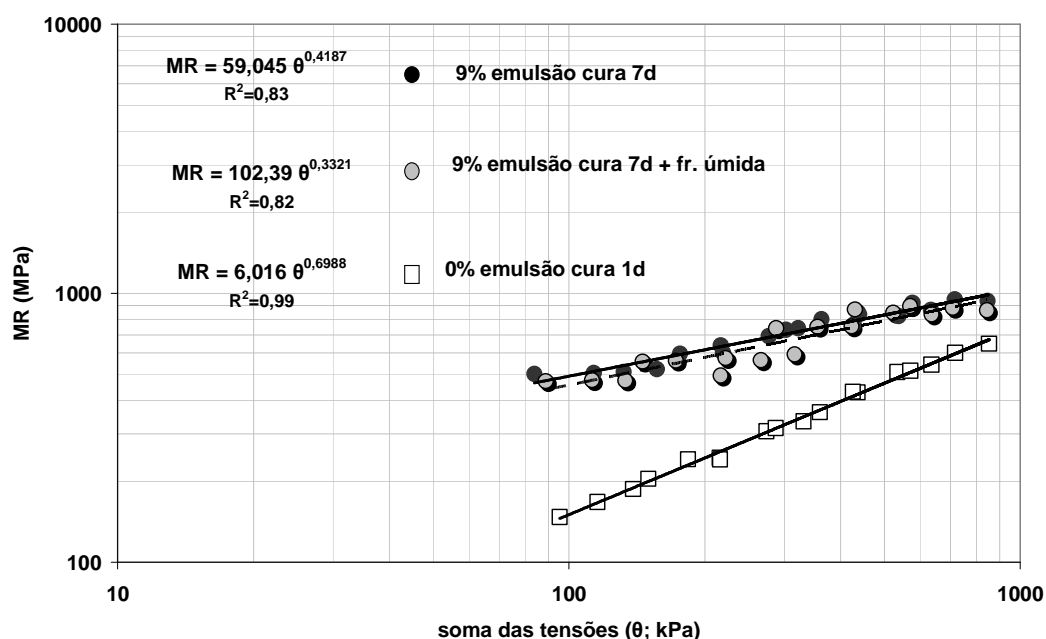


Figura 6.7 – Módulo de resiliência solo do 424 – 9% de emulsão e referência

As umidades foram tomadas através de material excedente (após a compactação), ou a partir do peso do corpo-de-prova (após 7 dias de cura) ou ainda de amostras do próprio corpo-de-prova, submetidos à frente úmida, após os ensaios. Isto ocorreu, pois o mesmo corpo-de-prova foi utilizado nas três condições de ensaio.

Observa-se que apesar dos cuidados na preparação dos corpos-de-prova, as umidades obtidas após a compactação não são iguais. A umidade ótima deste solo sem emulsão e compactado na energia do Proctor Intermediário é de 6,3%. Provavelmente, contribuiu para esta diferença o intervalo de tempo entre a mistura e a compactação, o que neste caso foi de uma hora.

Outros fatores contribuíram para a diferença constatada, como a consideração de que a umidade não seria baseada apenas na água acrescida, e sim no fluido (água + emulsão), e ainda a heterogeneidade da mistura em termos granulométricos e pelos baixos teores de emulsão usados, o que pode ter influenciado na quantidade de material coletado para medição da umidade (Tabela 6.3).

Tabela 6.3 – Umidade dos corpos-de-prova do solo 424 após ensaios de MR (em %)

Condicionamento	Após compactação	Após 7 dias cura ar	Após frente úmida
0% emulsão	5,7	2,0	8,2
3% emulsão	6,3	2,6	5,0
6% emulsão	5,4	2,3	6,8
9% emulsão	5,9	1,9	4,7

Verifica-se que a presença de emulsão inibiu a reabsorção de água pelo corpo-de-prova, onde aquele sem emulsão foi o que apresentou maior umidade após a frente úmida. O corpo-de-prova de 9% de emulsão, por exemplo, teve a permanência na frente úmida ampliada para que a umidade ficasse próxima daquela inicial.

6.2.4 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência – solo 090

O solo 090 foi ensaiado em corpos-de-prova 10x20 cm, como já mencionado, e quando colocado em cura de 7 dias também apresentou menor deformabilidade para todos os teores de emulsão incorporados e, mesmo para a amostra sem emulsão (Figura 6.8). Note-se que o patamar dos módulos obtidos após os 7 dias de cura para o solo 090 (arenoso) é superior ao do solo 424 (cascalho laterítico).

Os corpos-de-prova após a cura de 7 dias ao ar foram dispostos à condição de frente úmida, o que elevou a umidade até as proximidades da umidade ótima. Ao submeter os corpos-de-prova, nessa condição de umidade, aos ensaios de MR, nota-se a queda dos valores de módulo até um patamar semelhante ao obtido para a amostra referência (Figura 6.9). Neste caso, todos os corpos-prova, independentemente da presença de emulsão, apresentaram valores similares de MR e inferiores aos observados para o solo 424 (Figura 6.3)

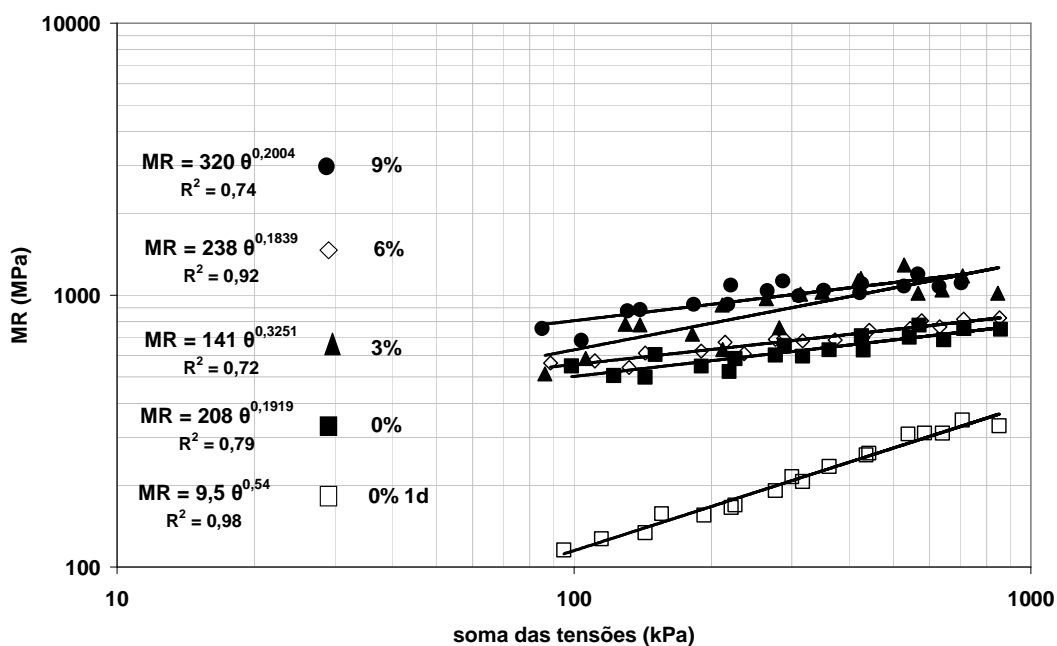


Figura 6.8 - Módulo de resiliência do solo 090 após 7 dias de cura

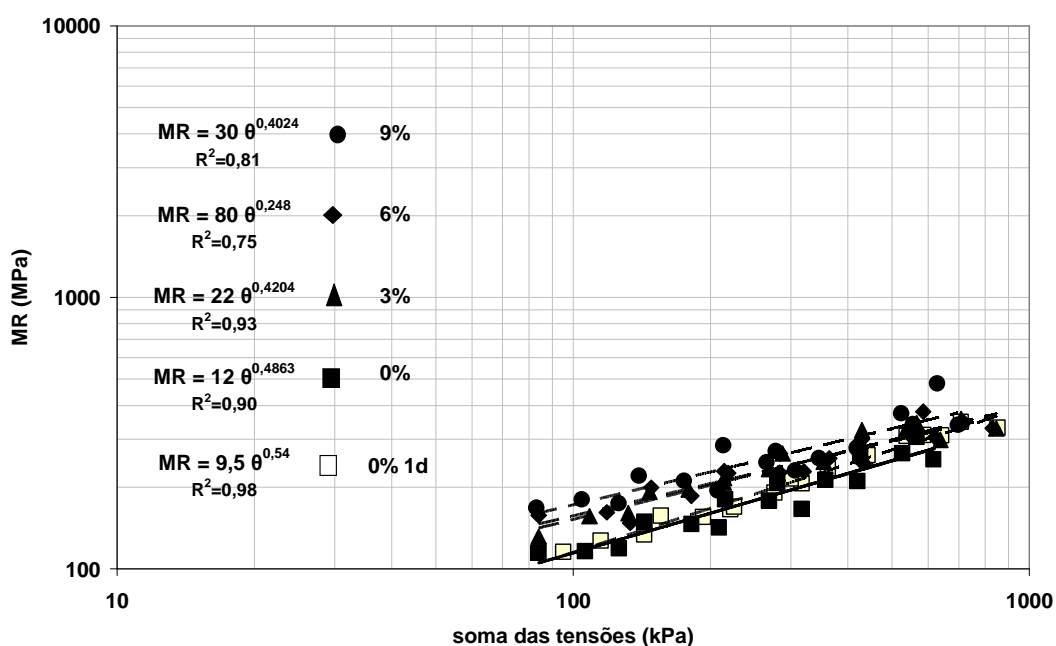


Figura 6.9 - Módulos de resiliência do solo 090 após 7 dias de cura e 7 dias na frente úmida

Verifica-se que a emulsão não foi capaz de assegurar uma condição de deformabilidade satisfatória após a frente úmida, como no caso do solo 424. Isto mostra que a emulsão asfáltica não irá estabilizar, nos teores utilizados e nas condições do ensaio de MR deste trabalho, todos os tipos de solo. Para o caso destes solos que apresentarem baixos valores de módulo de resiliência, pode ser estudado um outro tipo de estabilização preliminar.

A Tabela 6.4 apresenta todas as equações do módulo de resiliência segundo modelo do invariante de tensões $M_R = k_1 \theta^{k_2}$.

Tabela 6.4 - – Parâmetros do modelo de MR adotado e condições de ensaio para os corpos-de-prova do solo 090

Teor de emulsão (%)	Tempo de cura	Frente úmida	k_1	k_2	R^2
0	1d	-	9,5	0,5400	0,98
0	7d	-	208	0,1919	0,79
0	7d	ok	12	0,4863	0,90
3	7d	-	141	0,3251	0,72
3	7d	ok	22	0,4204	0,93
6	7d	-	238	0,1839	0,92
6	7d	ok	80	0,248	0,75
9	7d	-	320	0,2004	0,74
9	7d	ok	30	0,4024	0,81

Na amostra sem incorporação de emulsão observa-se que ao submetê-la à frente úmida, perde-se toda a elevação de rigidez alcançada durante a cura de 7 dias (Figura 6.10). A reabsorção de água pelo corpo-de-prova resultou em patamares de módulo de resiliência muito similares àqueles da condição anterior à cura de 7 dias.

Ao incorporar a emulsão asfáltica (3%) nota-se que o aumento da deformabilidade não chega ao patamar da amostra referência (0% emulsão e 1 dia para o ensaio), porém fica muito próximo (Figura 6.11). O mesmo ocorre para as amostras com mais emulsão incorporada (6% e 9%), não ficando claro, segundo o ensaio, a prevalência de qualquer dos teores utilizados (Figuras 6.12; 6.13).

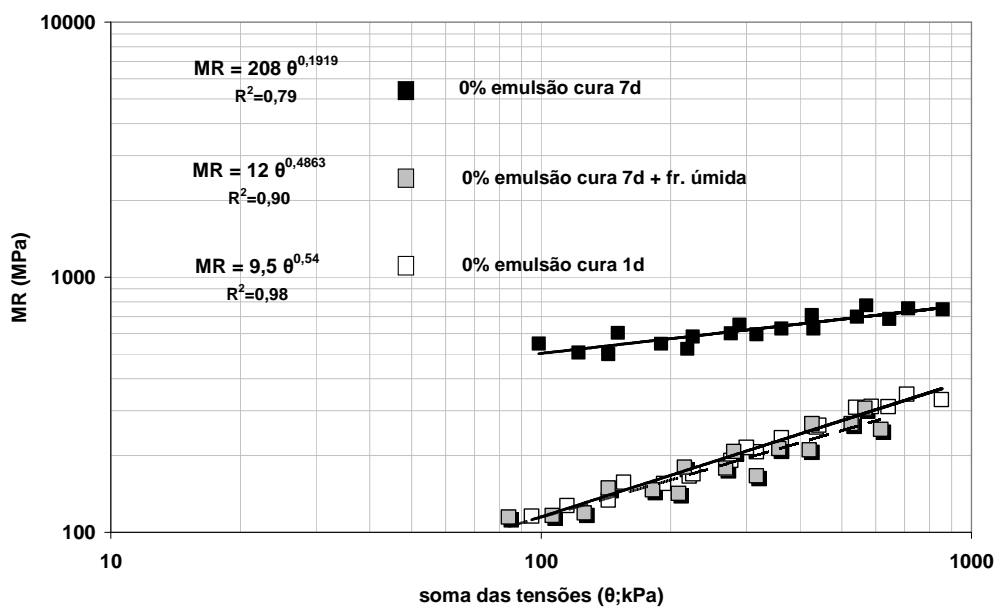


Figura 6.10 – Módulos de resiliência do solo 090 para 0% de emulsão

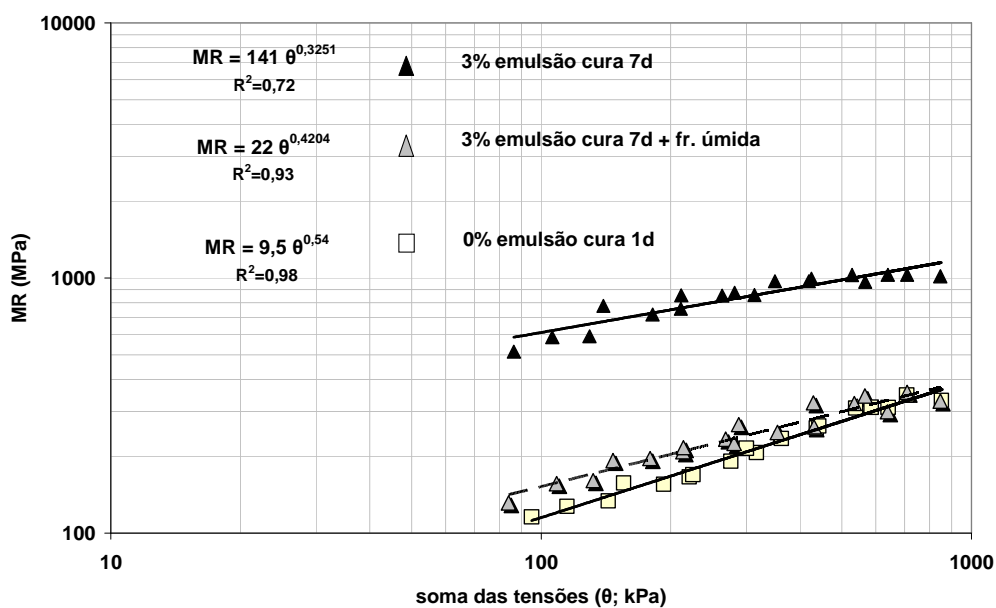


Figura 6.11 – Módulos de resiliência do solo 090 - 3% de emulsão e referência

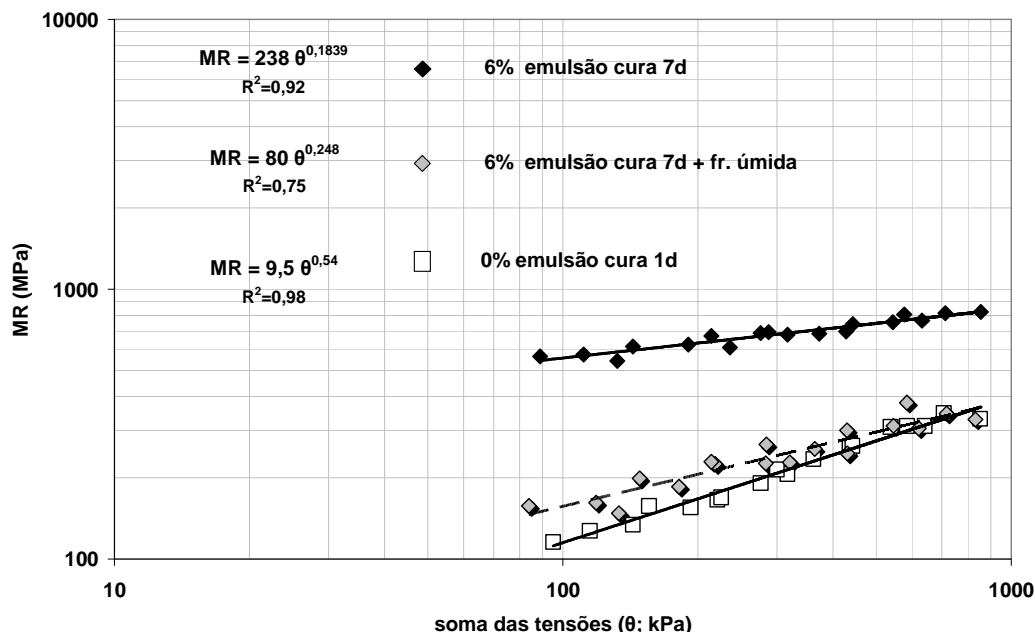


Figura 6.12 – Módulos de resiliência do solo 090 - 6% de emulsão e referência

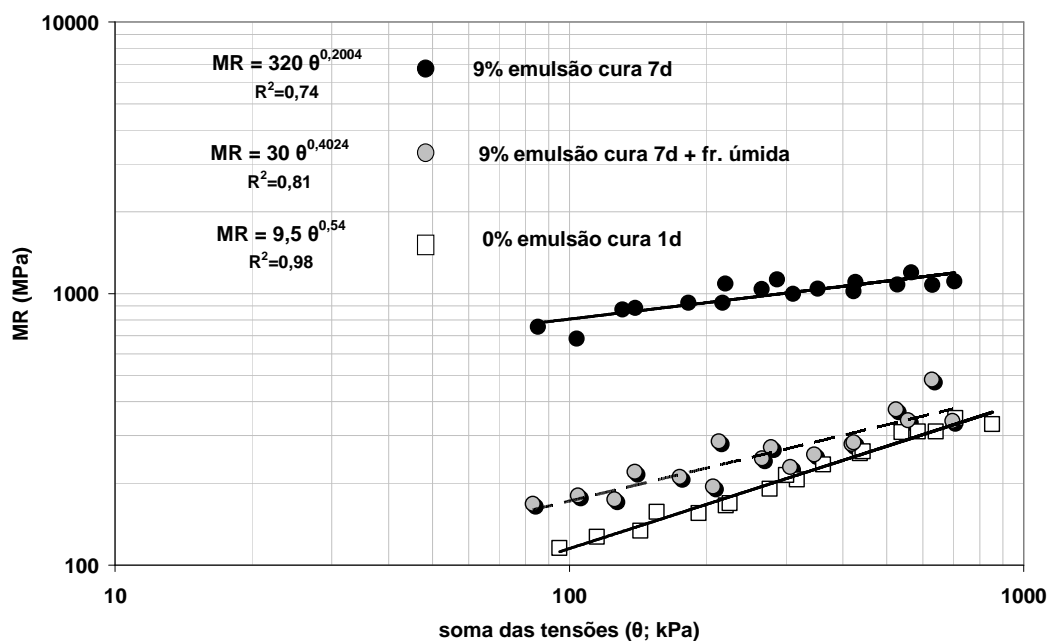


Figura 6.13 - Módulos de resiliência do solo 090 - 9% de emulsão e referência

Em relação às umidades dos corpos-de-prova (Tabela 6.5), ocorreram dificuldades na obtenção das mesmas. Inicialmente, não se conseguiu a repetição da umidade ótima obtida no ensaio de compactação (11,3%), pois pela falta de coesão do solo, ao se retirar o material do molde ou na tentativa de levá-lo ao ensaio de módulo ocorria a desagregação. Assim com uma umidade mais baixa, conseguiu-se a realização do ensaio graças à coesão aparente (sucção). Mesmo com tal procedimento, e ainda pelo mesmo motivo (falta de coesão), durante a cura ao ar ou

frente úmida, pequenas porções de material eram perdidas durante a pesagem para acompanhamento da umidade.

Tabela 6.5 - Umidade dos corpos-de-prova do solo 090 após ensaios de MR (em %)

Condicionamento	Após compactação	Após 7 dias cura ar	Após frente úmida
0% emulsão	6,9	2,3	7,4
3% emulsão	8,7	1,3	3,4
6% emulsão	6,9	1,7	6,6
9% emulsão	7,5	1,1	5,9

6.2.5 – Outras pesquisas correlatas

Aranciaba (2008) trabalhou com dois solos lateríticos (LA' e LG') e constatou a importância da imersão em água para que se realce o benefício da incorporação de emulsão asfáltica nas propriedades mecânicas da mistura solo-emulsão. Aumentos de valores de MR acima de 300% foram constatados na condição de imersão, entre os corpos-de-prova sem emulsão e com 6% de emulsão. Observa-se que o referido autor utilizou cura de 28 dias e processo de imersão diferenciado.

Gondim (2008) trabalhou com três solos do estado do Ceará e o seu solo "A" (A-2-4; NA) é o que mais se aproxima do solo 090 (A-2-4; NS'). Na Figura 6.14, com o solo "A" da autora, verifica-se que os módulos resilientes são inferiores aos do solo 090 deste trabalho (Figura 6.8), quando acrescidos de emulsão e com cura de 7 dias. As curvas dos solos A e 090, sem emulsão, são muito próximas. Ainda nesta figura verifica-se que também o corpo-de-prova sem emulsão apresentou incremento de módulo após o período de 7 dias ao ar (Figura 6.14).

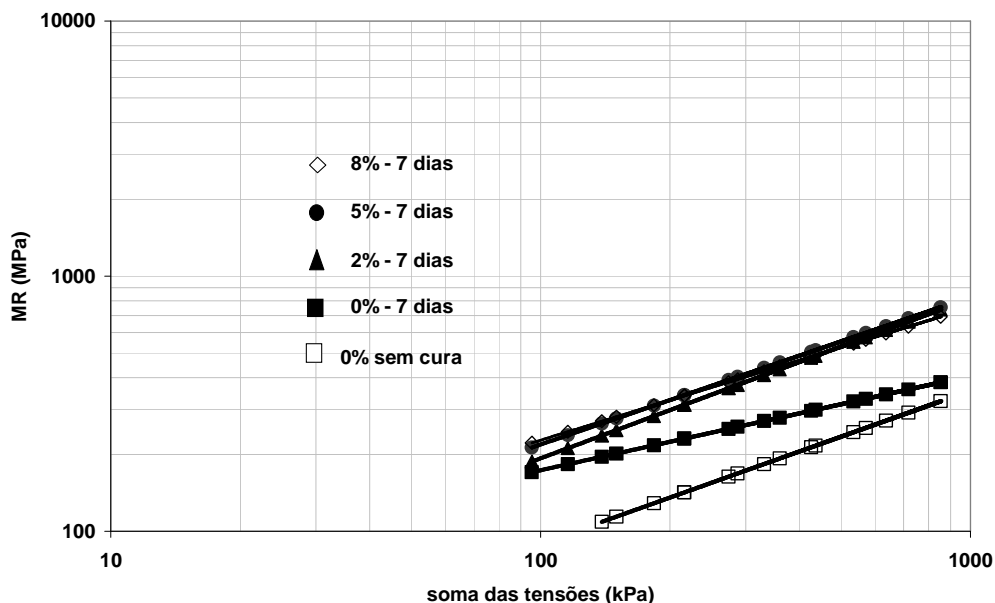


Figura 6.14 – Solo A de Gondim(2008) com cura de 7 dias

Miceli (2006) trabalhou com 3 solos do Estado do Rio de Janeiro: o solo A (A-2-4; NA'), o solo B (A-7-5; LG') e o solo C (A-7-6; LG'). Aquele que guarda alguma similaridade com este trabalho é o solo A, porém sua compactação foi feita na energia normal. O pesquisador adotou teores de 2%; 4%; 6% e 8%, além de dois tipos de emulsão RM-1C e RL-1C.

No caso dos corpos-de-prova do solo A, o ensaio de módulo de resiliência mostrou um incremento nos resultados ao incorporar a emulsão ao solo e colocá-lo em cura por 7 dias. Neste exemplo (Figura 6.15), são apresentados os teores de 4%; 6% e 8%, com a emulsão RL-1C, além da amostra referência.

Os valores de módulo não apresentaram crescimento conforme o incremento de tensões no ensaio. No caso do solo puro com cura de 7 dias, apesar de apresentar um patamar mais elevado de módulo, em relação ao solo puro sem cura, a tendência foi decrescente conforme incremento das tensões, fato não observado no presente trabalho. Porém, Gondim (2008) e Silva¹ (2003) apud Miceli (2006) também observaram comportamentos similares para alguns solos tropicais quando ocorre a perda excessiva de umidade.

¹ SILVA, B.A. Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte de Mato Grosso. Dissertação de mestrado. IME, Rio de Janeiro, 2003.

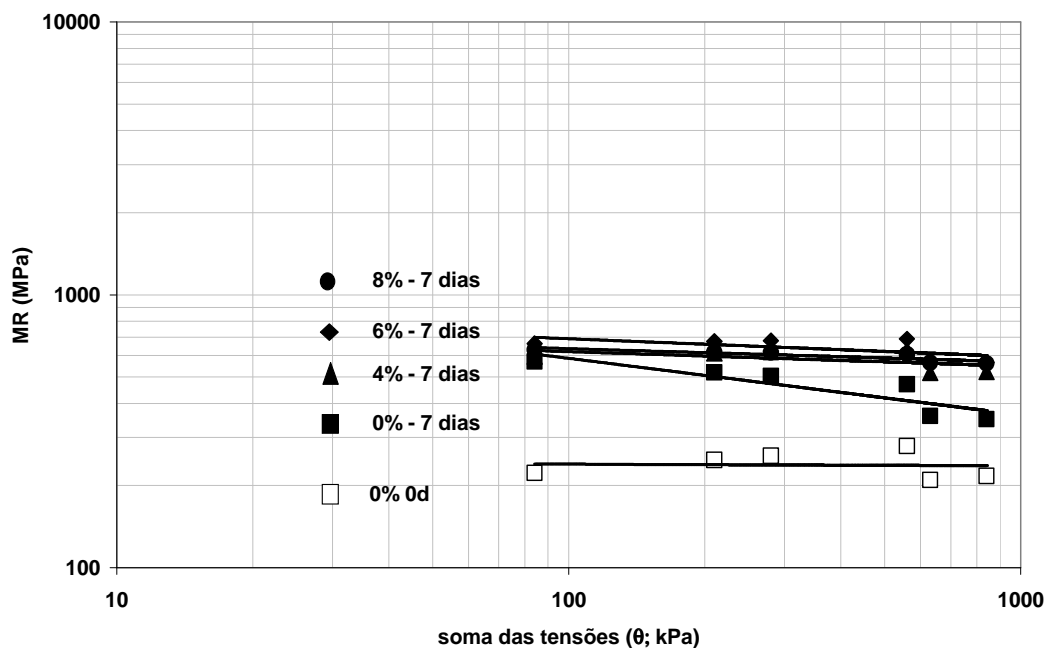


Figura 6.15 – MR do solo A de Miceli (2006) para vários teores de emulsão

Novamente, os demais teores de emulsão com 4%; 6% e 8% apresentam resultados muito próximos sem que haja definição de um teor que possa ser considerado ótimo.

No caso do solo B, argiloso, porém laterítico, o acréscimo de emulsão e a cura de 7 dias alteraram a tendência de evolução do módulo conforme o incremento das tensões atuantes. Também como no solo A, a perda de umidade no solo por 7 dias altera a sua deformabilidade. Mostra-se que se o ensaio fosse feito considerando a suscetibilidade à água do corpo-de-prova, seria um importante fator para comprovar as vantagens da estabilização do solo com emulsão.

Os dois solos de Miceli apresentados (Figuras 6.15; 6.16), apesar de compactados na energia normal, mostram resultados de módulo de resiliência mais elevados que aqueles de Gondim (2008) na energia intermediária.

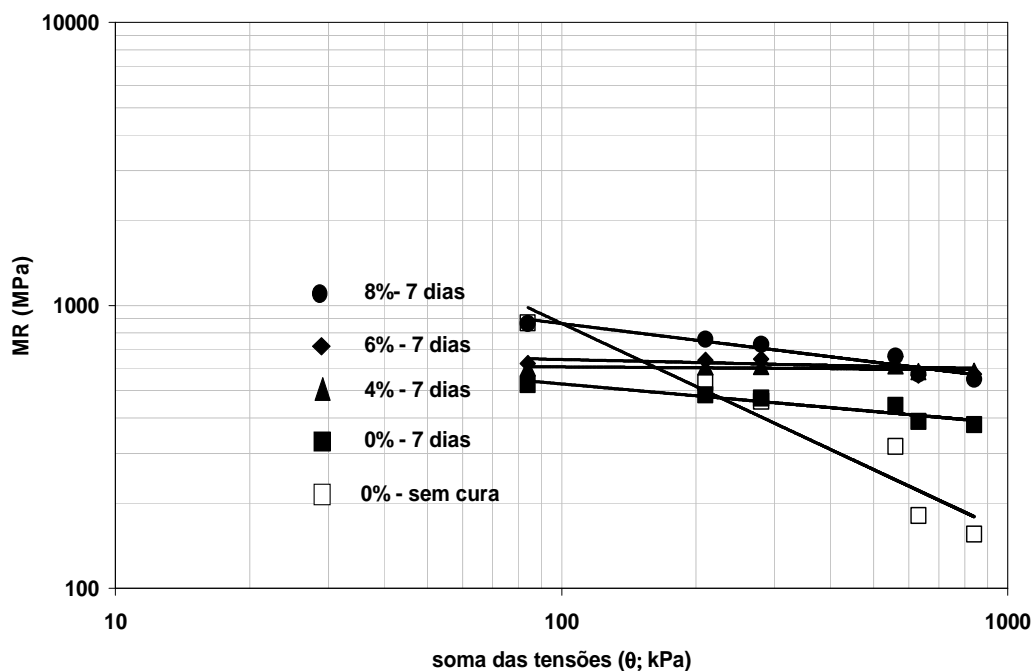


Figura 6.16 – MR do solo B de Miceli (2006) para vários teores de emulsão

Soliz (2007) estudou 3 solos também do Estado do Rio de Janeiro denominados Solo 1 (A-1-b; NA'); Solo 2 (A-7-5; NG'); Solo 3 (A-2-4; NS') misturando-os com emulsão RM-1C e RL-1C. Esta pesquisadora submeteu os corpos-de-prova à água após o período de cura o que realça as propriedades impermeabilizantes do resíduo asfáltico na mistura. Neste processo, primeiramente, o corpo-de-prova era colocado sobre uma bandeja com pó-de-pedra que ficava sempre umedecido. Num aprimoramento do processo, foram utilizadas pedras porosas imersas em água, sobre as quais os corpos-de-prova eram dispostos. Num período de absorção d'água de 48 horas, a cada 24 horas alternava-se a base de contato do corpo-de-prova com a pedra porosa para melhor distribuição da umidade.

Os solos que mais se aproximam daqueles estudados neste trabalho são o solo 1 e o solo 3, respectivamente aos solos 424 e 090. Foram ignorados nos comentários que se seguem, os resultados com a emulsão RM-1C e com o destorroamento do solo contemplados pela pesquisadora, por não ter similar para comparação com esta tese. Os gráficos apresentados consideram os valores de módulo de resiliência para tensões de 690 kPa, seguindo o formato de apresentação da autora do trabalho.

No solo 1, A-1-b (Figura 6.17), observa-se o aumento do módulo de resiliência dos corpos-de-prova com a cura de 7 dias mesmo para aquele sem emulsão. A influência

da água nos resultados de módulo mostra a queda dos mesmos, porém assegurando que a incorporação de emulsão foi eficaz para garantia de nível mínimo de resultados.

Quanto aos menores valores de módulo conforme o aumento do teor de emulsão aos 7 dias de cura, pode significar que a emulsão afeta o atrito natural entre grãos e não teria o efeito impermeabilizante já que os finos não seriam suscetíveis à água. Porém, teores de 1% e 2% de emulsão são praticamente desprezíveis na melhoria de propriedades, pelo efeito do asfalto residual, visto que este ficaria entre 0,6 a 1,2% em peso do total da amostra, pouco e distribuído de forma descontínua. A melhoria de resultados pode estar ligada às melhores condições de compactação ocorridas com esta incorporação.

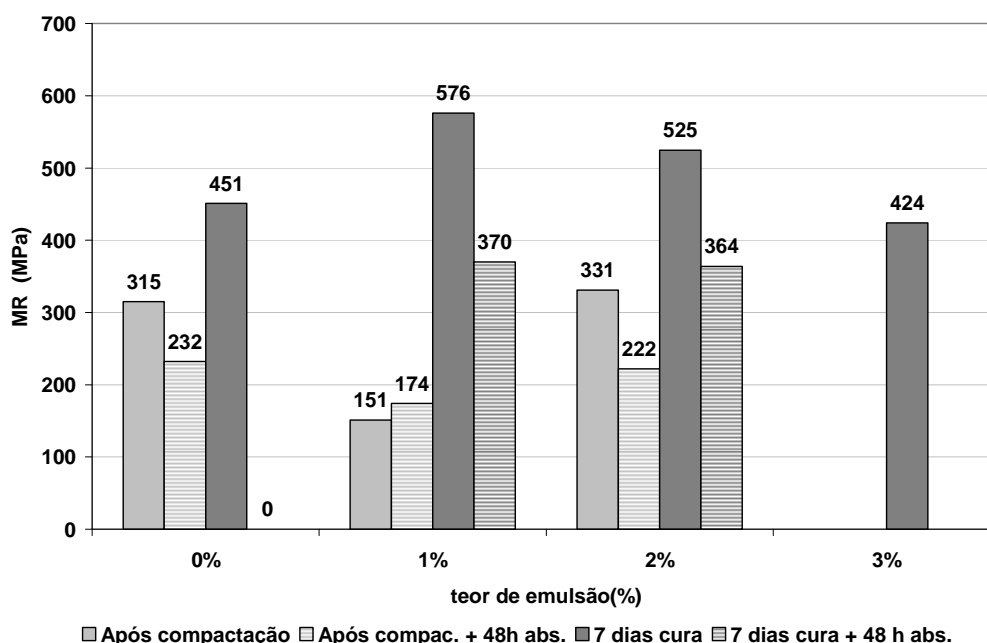


Figura 6.17 – Resultados de MR do solo 1 com RL-1C (SOLIZ, 2007)

O solo 3 (A-2-4; NS'), de características semelhantes aos do solo 090 deste trabalho, apresentou maior suscetibilidade à água nos ensaios de módulo de resiliência, ocorrendo desagregação quando não foi incorporada a emulsão. Talvez fossem necessários maiores teores de emulsão para uma impermeabilização mais efetiva. Como nos demais exemplos da pesquisadora, o aumento de módulo de resiliência devido ao período de cura e perda de umidade é facilmente verificado, principalmente, neste caso, na condição do solo natural (Figura 6.18).

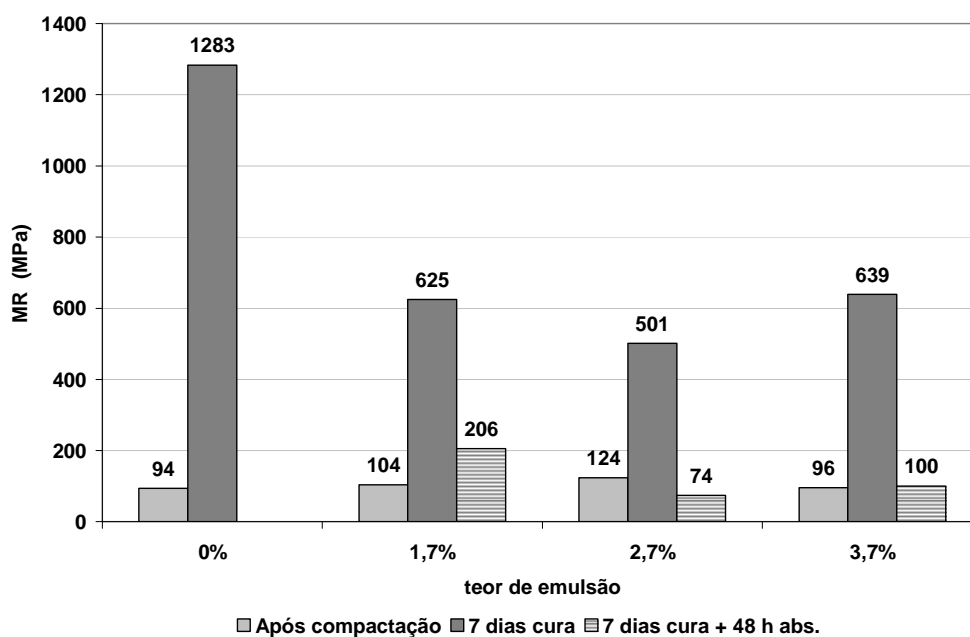


Figura 6.18 – Resultados de MR do solo 3 com RL-1C (SOLIZ, 2007)

No solo 2 de Soliz (2007), um solo argiloso de comportamento não laterítico, verifica-se o aumento do módulo de resiliência com a cura de 7 dias. Este ganho é crescente com o aumento do teor de emulsão. Quando submetido à ação d'água conforme descrito anteriormente, apresentou a menor queda dos valores de módulo, entre os solos estudados pela pesquisadora. Entende-se que a emulsão, em teor superior ao que foi aplicado aos demais solos da pesquisadora, foi suficiente para garantir essa condição, visto que o solo não era laterítico (Figura 6.19).

A maior deformabilidade do corpo-de-prova com teor de 8% após absorção de 24 horas apesar de evidenciar um eventual teor ótimo de emulsão em torno de 6%, mostra que um maior teor de emulsão misturado ao solo, não garante maior impermeabilização, visto que o resíduo asfáltico não fica distribuído de modo contínuo.

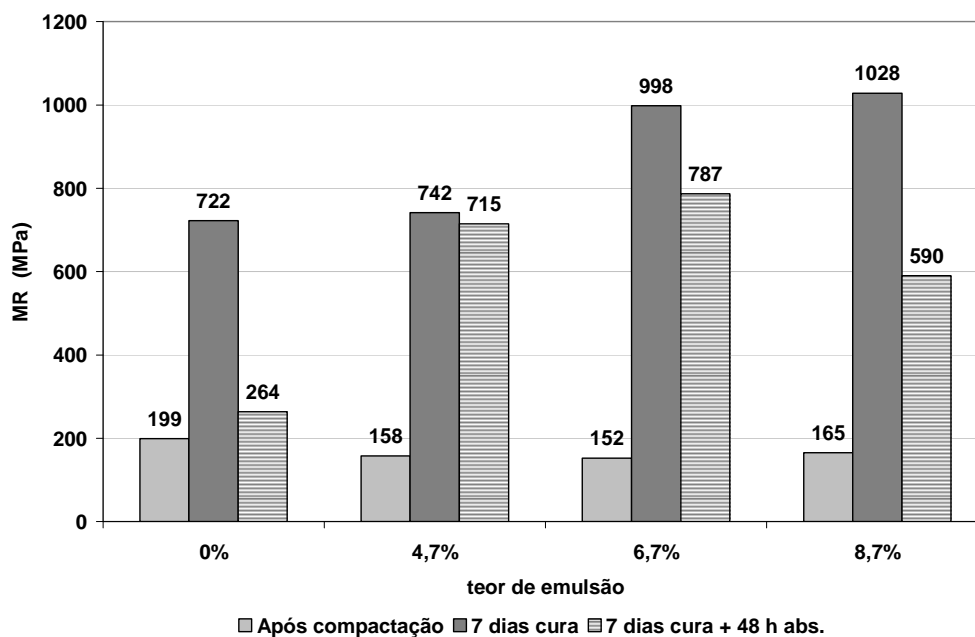


Figura 6.19 – Evolução do módulo de resiliência para o solo 2 de Soliz (2007)

Se resultados dos solos testados pelos pesquisadores mencionados forem reunidos num mesmo gráfico com resultados do presente trabalho, ficam mais fáceis algumas comparações (Figura 6.20). Note-se que foram reunidos apenas os resultados de solos que guardam similaridade entre si. Assim o solo “A” de Gondim (2008), “A” de Miceli (2006), “3” de Soliz (2007), e 090 deste trabalho são finos, A-2-4 e não-lateríticos. O solo “1” de Soliz (2007) e 424 deste trabalho apresentam frações mais graúdas, são A-1-b, com as frações finas não-lateríticas. Os valores de módulo foram baseados em tensões (σ_d e σ_3) na ordem de 69 kPa (ou $\theta=280$ kPa) utilizadas por Soliz (2007).

Os solos finos dos pesquisadores apresentaram valores de módulo de resiliência diferentes após os 7 dias de cura, desde 380 MPa até 880 MPa, este do solo 090 que foi mais que o dobro do valor obtido de Gondim (2008). Após ação da frente úmida os valores caem bruscamente (“3” de Soliz (2007) e 090 deste trabalho).

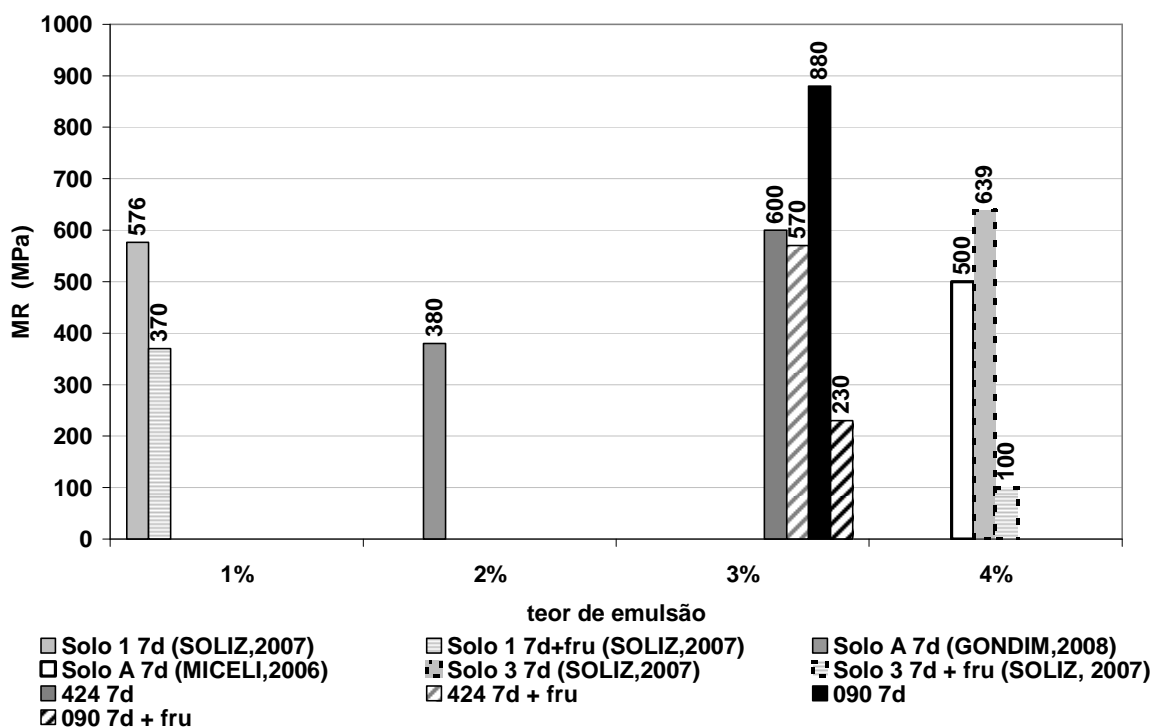


Figura 6.20 – Resultados de MR de diversos pesquisadores nacionais

Os percentuais utilizados de emulsão parecem que não são suficientes para diminuir a deformabilidade destas misturas quando submetidas à frente úmida. Esta frente úmida reduz as tensões de sucção adquiridas durante a cura de 7 dias, que eram as responsáveis pelo maior percentual da reduzida deformabilidade apresentada naquela condição.

No caso dos solos com frações mais graúdas, a peculiaridade encontrada foi a menor diferença entre o valor de módulo “seco” (7 dias de cura) e o valor “úmido” (7 dias de cura + frente úmida). No caso do solo 424, esta queda foi mínima. Estes solos apresentam uma estrutura granulométrica e natureza das partículas finas mais favoráveis para exposição à água e mostram-se mais adequados aos baixos teores de emulsão demandados para as rodovias de baixo volume de tráfego.

A presença de grãos maiores não favorece o aparecimento das tensões de sucção do mesmo modo que nos solos finos, não concentrando assim, neste fato, o elemento preponderante para obtenção da rigidez alcançada aos 7 dias de cura.

6.2.6 Avaliação dos resultados de módulo de resiliência

Os ensaios de módulo de resiliência (MR) mostram-se importantes para a verificação do comportamento resiliente das misturas solo-emulsão e a faixa de valores alcançados. No caso das misturas desta tese, foram verificados altos valores de MR da condição de cura ao ar, logo após a compactação, denominada de forma mais simplificada de condição “seca”. Dependendo do tipo de solo e da eficiência da estabilização com a emulsão, ora os valores permaneceram elevados após submissão à frente de umidade, ora os valores de módulo caíram, mostrando que a mistura perde rigidez e aumenta a deformabilidade.

Existem vários trabalhos de pesquisa que mostram que nas condições tropicais a umidade de equilíbrio é menor que a ótima de compactação, principalmente em camadas mais próximas à superfície. No entanto, não existem pesquisas que mostrem as umidades reais de campo, ao longo do ano, para este tipo de mistura solo-emulsão aplicada como revestimento. As condições de umidade impostas neste ensaio de módulo de resiliência (cura 7 dias e frente úmida) sinalizam a gama de variação de umidade em campo, agindo, conseqüentemente, na deformabilidade do solo.

Evidentemente, não se considera que o MR seja um ensaio aplicável à dosagem das misturas de solo-emulsão para BVT, visto a disponibilidade exígua de equipamentos, complexidade e custo dos ensaios. Porém, é uma ferramenta, que, bem utilizada, certamente, agrega conhecimentos sobre a mistura solo-emulsão e a pavimentação de rodovias de BVT. Além disso, ela pode ser empregada como uma verificação das técnicas mais simples de dosagem que se objetiva implementar.

Para o solo 424, solo concrecionário laterítico, dos teores ensaiados, o de 6% apresentou melhores resultados, tanto na condição seca, como na imersa. Como já mencionado, o teor de emulsão incorporado mostrou-se suficiente para impermeabilizar os finos expansíveis (praticamente inexistentes neste solo), e principalmente, não alterar as boas condições naturais de estabilização deste solo. Não se desconsideram as misturas solo-emulsão com 3% e 9% de emulsão, cujos resultados de MR mostram-se também adequados. Apesar desses resultados serem

inferiores, mostram que também atuam de modo positivo na garantia de reduzida deformabilidade frente ação d'água. Nas condições de baixo volume de tráfego, o teor de 3%, segundo a metodologia de ensaio, e focando a deformabilidade, seria suficiente para o solo 424.

Para o solo 090, solo mais fino, não foi possível identificar algum teor de emulsão que venha garantir baixa deformabilidade frente a ação da água, pois se na condição “seca”, os resultados de módulo são elevados para as características do solo, na condição “frente úmida”, os resultados caem de modo acentuado. Por ser um solo arenoso, também houve dificuldade na realização do ensaio visto que o mesmo corpo-de-prova era ensaiado nas duas condições de umidade (cura 7 dias e frente úmida). Embora a emulsão, de maneira geral, tenha sido benéfica para as propriedades mecânicas, não foi suficiente para impermeabilizar o solo e reduzir drasticamente sua sensibilidade à ação da água. Deve-se, no entanto, considerar que se a ação da água ainda manifesta aumento de deformabilidade, na prática o solo-emulsão, mesmo em casos de solos como o 090, reduz sensivelmente a poeira e a ocorrência de problemas decorrentes das ações das chuvas e do tráfego, diminuindo os serviços de conservação, constantemente necessários em vias com solos desta natureza.

6.3 AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS POR MEIO DO ENSAIO CBR

Foi realizado o ensaio CBR com os solos 424 e 090, no estado compactado do solo “in natura”, sem adições, e nas misturas solo-emulsão nos teores de emulsão de 4,5% e 6% de emulsão. As quantidades de água foram similares àquelas adotadas nos ensaios de RT e RCS. Como os estoques desses dois solos haviam se acabado, foram necessárias novas coletas para estes ensaios e, por alguns problemas locais, não foram extraídas das mesmas trincheiras, apesar de muito próximas. Isto contribui para que os valores do CBR do solo compactado “in natura” não repetissem os valores encontrados na caracterização geral dos solos (capítulo 4).

Os condicionamentos adotados antes do ensaio foram os seguintes: (i) nenhum dia de cura para a amostra sem emulsão, ou seja, após a compactação, ela foi colocada no tanque para imersão em água por quatro dias; (ii) sete dias de cura após a compactação, seguida de imersão por quatro dias, para as amostras com emulsão e ainda, para mais uma amostra sem emulsão.

Os resultados para o solo 424 são apresentados na Tabela 6.6 e mostram para este solo que a incorporação de emulsão diminuiu os valores de CBR. Lembrando que este solo é um pedregulho laterítico e, naturalmente, já apresenta um alto valor de CBR, além de seu percentual passante na peneira n°200 ser o menor de todos os solos deste trabalho (1,9%). A forma de ruptura no ensaio CBR é realizada de tal modo que a presença do ligante age de modo negativo, proporcionando maior lubrificação e queda da resistência pois facilita a mobilidade das partículas uma em relação às outras, diminuindo portanto a resistência aos grandes deslocamentos. Além da lubrificação adicional ocasionada pelo ligante, o excesso de fluido para a compactação e pequeno tempo disponível para a ruptura e evaporação de água adicional (cura), fazem com que a resistência seja mais baixa ainda. O teor de água inicial é mais importante que o próprio teor de emulsão para obtenção de maiores resultados de CBR. Ou seja, o ensaio CBR não se mostra adequado para avaliação de comportamento das misturas solo-emulsão, pelo que foi observado com os solos ensaiados neste trabalho.

Tabela 6.6 – Resultados do ensaio CBR - solo 424

Emulsão	0%			4,5%			6%		
Água (%)	3	5	8	3	5	8	3	5	8
CBR (%) 0d	8	48	73	-	-	-	-	-	-
CBR (%) 7d	14	76	81	17	35	4	26	13	2

Para o solo 090 (Tabela 6.7) verificou-se que os melhores resultados de CBR ficaram próximos da umidade ótima (11,3% na amostra de caracterização), independentemente da presença de emulsão. A amostra com 14% de água e 0% de emulsão apresentou um valor maior de CBR após os 7 dias em cura, tendência totalmente contrária ao teor de fluido de 14,5% (10% de água + 4,5% de emulsão), sem uma explicação aparente.

Tabela 6.7 – Resultados do ensaio CBR - solo 090

Emulsão	0%			4,5%			6%		
Água (%)	6	10	14	6	10	14	6	10	14
CBR (%) 0d	3	13	10	-	-	-	-	-	-
CBR (%) 7d	3	7	18	15	2	1	15	1	1

O ensaio CBR parece não ser adequado para avaliação da mistura solo-emulsão. O ensaio CBR foi concebido para avaliar solos e materiais granulares, não estabilizados com aditivos químicos ou ligantes asfálticos. Ensaio como RCS, por exemplo, são mais indicados para avaliar as misturas estabilizadas com aditivos químicos ou ligantes.

7 TRECHOS EXPERIMENTAIS

7.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Muitas variáveis de campo estão ligadas aos ensaios que envolvem misturas de solo-emulsão: umidade do solo antes de receber a emulsão, tipo de emulsão, diluição da emulsão, teor ideal de emulsão, tempo de ruptura da emulsão, tempo decorrido entre mistura e compactação, ganho de resistência da mistura ao longo do tempo, entre outras.

Para melhor aproximação da realidade, busca-se reproduzir em laboratório as condições mais próximas do campo, não só em termos climáticos como também de exeqüibilidade no que se refere aos tempos para liberação ao tráfego, por exemplo.

Assim é muito importante que haja uma experiência de campo que possa validar ou aprimorar os procedimentos adotados em laboratório. Neste trabalho, buscou-se viabilizar um trecho experimental na área delimitada de estudo, com materiais similares aos estudados em laboratório e utilizando equipamentos disponíveis e práticas locais adaptadas às experiências bibliográficas e relatadas por colegas engenheiros em obras de mesma natureza. Observa-se que à época, segundo semestre de 2006, a bibliografia sobre o assunto, tanto para os procedimentos laboratoriais, como processos executivos de campo, era ainda escassa e desatualizada.

Realizaram-se contatos com a Secretaria Municipal de Serviços Urbanos – Semsur, para a viabilização das obras sensibilizando seus dirigentes para a pesquisa voltada ao baixo volume de tráfego, a praticidade executiva, o menor custo global (execução + manutenção), e o grande campo de aplicação nas rodovias municipais cuja extensão de pavimentação asfáltica é significativamente pequena.

Após algumas reuniões com gestores municipais da Semsur, foi concedido o apoio para realização dos trechos experimentais, decidindo-se por um trecho que não fosse urbanizado, visto que pudesse causar algum tipo de reclamação, o fato do revestimento não ser constituído por mistura asfáltica a quente, comumente usada na pavimentação das vias urbanas. Poderia ainda ocorrer que os procedimentos experimentados não resultassem nos efeitos esperados, causando algum tipo de transtorno aos moradores.

O ideal seria uma rodovia municipal de baixo volume de tráfego, porém não havia nenhuma programação deste tipo. Contudo, a Semsur indicou um segmento de rua (aqui denominado por trecho experimental 1), cuja ocupação lateral consiste de pequenos galpões industriais, estacionamentos, ferro-velho e garagem de empresa de turismo. A rua escolhida foi a Treze do Engenho, que é transversal à Avenida Guajajaras, um dos dois corredores de entrada da cidade de São Luís após a rodovia BR-135, único acesso rodoviário à cidade (Figuras 7.1 e 7.2).



Fonte: www.google.com.br, acesso em novembro, 2008

Figura 7.1 – Localização geral dos trechos experimentais

O segmento escolhido, com 200 metros de extensão, iria receber pavimentação em areia asfáltica a quente, o que foi cancelado visto sua utilização como trecho experimental. O subleito já havia sido regularizado e a base de laterita lançada e

compactada. Os serviços de imprimação e revestimento foram suspensos, como citado, para que se pudesse realizar o experimento em solo-emulsão.

Outro trecho foi sugerido por este autor e aceito pela Semsur, a via de acesso ao portão três da Universidade Estadual do Maranhão (aqui denominado por trecho experimental 2), com extensão de 200 m, que se encontrava com a superfície de rolamento muito irregular composta de revestimento primário em laterita muito deteriorado. A administração da universidade concordou prontamente na cessão do segmento para o experimento, pois além da utilização em prol da pesquisa científica, seriam obtidas melhorias naquele acesso sem qualquer ônus à instituição (Figuras 7.1 e 7.2).



Fonte: www.google.com.br, acesso em novembro, 2008

Figura 7.2 – Localização específica dos trechos experimentais

Com estes 2 trechos experimentais seria possível esgotar o carregamento de emulsão RL-1C obtido por meio da Semsur para este trabalho. Buscou-se apoio de técnicos que já tivessem participado de obras similares, porém, não havia no Estado do Maranhão, profissionais com tais características, o que dificultou a presença dos mesmos no período de construção determinado. Assim, com a equipe própria daquela secretaria municipal, sem experiência anterior com o solo-emulsão, e a equipe da universidade, foram construídos os dois trechos.

Observa-se ainda que os dois trechos experimentais foram construídos em período anterior ao término dos ensaios laboratoriais de dosagem que não foram realizados com os solos das jazidas utilizadas para a camada de solo-emulsão experimental.

7.2 CARACTERIZAÇÃO DOS TRECHOS

7.2.1 Rua Treze do Engenho – trecho experimental 1

Este segmento de 200m pertencente à Rua Treze do Engenho tem operação de tráfego alta para os padrões de BVT, sendo perpendicular, como já mencionado, à importante avenida do corredor de entrada da cidade (Figura 7.3). As condições de tráfego são precárias, sendo a via constituída de revestimento de cascalho laterítico compactado que, a cada período chuvoso, e com conseqüente formação de panelas, era necessária reposição de material como serviço de conservação.

Para o levantamento do tráfego, foram realizadas contagens de dois dias durante 16 horas, das 6 h às 22 h, para representar a utilização do segmento por quantidade e tipo de veículo. Obteve-se VDM de 1169 veículos com 5,8% de frota comercial. Por ter proximidade à agência bancária, esta via é utilizada nas laterais como estacionamento, o que representa grande parte do percentual de veículos de passeio (Tabela 7.1). Apesar de não coletados no período de contagem, veículos especiais como “bi-trens” e “treminhões” também transitam pelo segmento, para o abastecimento de uma empresa ensacadora de grãos, situada naquele logradouro.



Figura 7.3 – Trecho experimental 1 – Rua Treze do Engenho

Tabela 7.1 – VDM para contagem de 2 dias (16h/dia), considerando os dois sentidos, para o trecho da Rua do Engenho

	Tipo de Veículo					
	VP	CL	Outros	Ônibus	Cam. Médios	Cam. Pesados
VDM	833	100	167	6	45	18
%	71,3	8,6	14,3	0,5	3,8	1,5

Obs.: VP – veículos de passeio; CL – caminhões leves

Este segmento ficou, portanto, acima do que se definiu neste trabalho como baixo volume de tráfego, ou seja, 200 veículos por dia, nos dois sentidos e no máximo 60 veículos de frota comercial (capítulo 2). Porém, como não seria possível a obtenção de outro local, o trecho experimental 1 seguiu naquela rua.

No que se refere ao material existente na via, foram abertos 2 poços de sondagem de maneira a retratar o que se encontrava no local (Tabela 7.2). Outra particularidade, é a presença de um lixão num terreno lindeiro, que em fase anterior à abertura da caixa da rua, avançava sobre a mesma. A presença deste material foi constatada num dos poços de sondagem, no subleito.

Tabela 7.2 - Dados de caracterização geotécnica do trecho experimental 1 na situação encontrada

Camada	% em peso que passa na peneira de abertura (mm)				Compactação		Suporte	Exp. (%)
	50,4	25,4	2,0	0,074	PEAS (kN/m ³)	H _{ót} (%)	CBR (%)	
Furo 1								
Base	100	90,2	75,9	26	22,00	9,5	64 (PI)	0,0%
Sub-base	93,4	86,2	46,9	18,2	20,85	8,4	41 (PI)	0,3%
Subleito	100	93,4	87,2	17,4	19,40	12,0	12 (PN)	0,2%
Furo 2								
Base	86,6	72,4	40,6	5,2	21,90	8,0	58 (PI)	0,0%
Sub-base	90,5	79,5	45,3	20,6	21,41	7,9	23 (PI)	0,1%
Subleito	100	100	95,3	21,8	18,25	16,2	4 (PN)	1,8%

Obs.: PEAS – peso específico aparente seco; H_{ót}- umidade ótima; EXP – expansão CBR

Na inspeção para o início das obras constatou-se que as inclinações transversais não se enquadravam nos padrões recomendados (3% a 5%) para um revestimento em solo-emulsão, assim programou-se a reconformação geométrica da seção nos padrões requeridos, que ocorreu, porém sem acompanhamento topográfico, apenas no visual pelo operador da motoniveladora e equipe Uema. O novo material de

jazida (laterita) para a reconformação foi lançado à pista, homogeneizado e compactado. Anteriormente ao lançamento da nova camada de base, realizou-se o umedecimento e escarificação da camada existente. A previsão de espessura para a nova camada de base foi 20 cm, em cujos 5 cm superiores são realizados os serviços de solo-emulsão.

Este novo material de base, apesar de proveniente da mesma jazida de laterita da camada existente, teve escavação procedida sem programação e acompanhamento técnico especializado, o que, certamente, conduziu à mescla de horizontes, incluindo ainda a camada superficial. Novos ensaios foram realizados sobre este material e são apresentados na Tabela 7.3.

Tabela 7.3 – Material de base utilizado na reconformação da plataforma de pavimentação no trecho experimental 1

	% em peso que passa na peneira de abertura (mm)				Compactação		Suporte	
	50,4	25,4	2,0	0,075	PEAS (kN/m ³)	H _{ót} (%)	CBR (PI) (%)	Exp (%)
Amostra 01	100	84,8	72,8	33,1	20,87	14,5	19	0,2
Amostra 02	100	85,8	68,2	31,6	21,32	12,9	29	0,1

Obs.: PEAS – peso específico aparente seco; H_{ót} - umidade ótima; PI – Proctor Intermediário; EXP – expansão CBR

Os resultados dos ensaios apenas confirmaram o que visualmente se presumiu: a qualidade do material de base para reconformação da plataforma era inferior ao da base existente na pista. A proximidade do período chuvoso e dificuldade em prolongar o cronograma da obra fizeram que o material fosse aceito, esperando-se que ao ser mesclado ao material escarificado da pista, suas condições de suporte fossem melhoradas.

Verifica-se que os dois solos tal como foram lançados à pista, apresentaram condições inapropriadas para utilização como solo-emulsão de acordo com grande parte da bibliografia consultada neste trabalho. Tanto granulometria, percentual de finos, CBR, encontram-se fora dos limites recomendados por vários autores consultados.

7.2.2 Acesso ao portão 3 Uema – trecho experimental 2

A Universidade Estadual do Maranhão dispõe de três acessos para veículos. O acesso principal denominado de “Portão 1” é por onde entram mais de 75% dos veículos. O “Portão 2” é utilizado principalmente pelos professores, servidores e alunos que atuam junto ao Mestrado em Agroecologia, ou trabalham no Laboratório de Solos e por funcionários e pesquisadores do Embrapa que mantém escritório avançado dentro do Campus. O “Portão 3” é o menos utilizado, contribuindo para isto as condições precárias de rolamento dos 200 m sem pavimentação dentro do campus e mais uns 300 m em condições críticas além do portão até que chegar à via em boas condições de tráfego. Estima-se que apenas 5% do fluxo que entra ou sai da universidade passe por este local (Figura 7.4). Observa-se ainda que os “Portões 2 e 3” têm acesso controlado e exclusivo aos servidores da instituição.

Para o levantamento do tráfego foram realizadas contagens de 2 dias durante 16 horas, das 6 h às 22 h, para representar a utilização do segmento por quantidade e tipo de veículo. Obteve-se VDM de 272 veículos caracterizado por carros de passeio, bicicletas e motocicletas. Os caminhões médios e pesados contados fazem parte de companhia de limpeza urbana que tem uma base de contêineres de lixo nas proximidades do “Portão 3” (Tabela 7.4).



Figura 7.4 – Vista do trecho experimental 2 – campus Uema

Tabela 7.4 – VDM para contagem de 2 dias (16h/dia) para o acesso Uema

	Tipo de Veículo					
	VP	CL	Outros	Ônibus	Caminhões Médios	Caminhões Pesados
VDM	53	21	156	0	33	9
%	19,5	7,7	57,4	0	12,1	3,3

Obs.: VP – veículos de passeio; CL – caminhões leves

Note-se que apesar de mais de 200 veículos por dia, 57,4% deste montante é constituído por bicicletas e motocicletas, principalmente, o que deixa o segmento caracterizado essencialmente como de baixo volume de tráfego. Do ponto de vista da abordagem desta tese, o pavimento é solicitado por 116 veículos, incluindo veículos de passeio, caminhões leves, ônibus e caminhões.

Para caracterização das camadas existentes, foram prospectados dois pontos (Tabela 7.5), constatando-se a presença de cascalhos lateríticos provenientes de jazida. Foi observada a presença de expressiva quantidade de areia média a fina no subleito, passante na peneira de 2 mm, em apenas um dos furos.

Note-se que não se apresentava camada definida como sub-base, pois à época da construção foi colocado material de uma única jazida não só para constituir a camada de pavimento como também o corpo do aterro que compõe aproximadamente, 150 m do total do segmento.

Tabela 7.5 – Dados de caracterização geotécnica do trecho experimental 2 na situação encontrada.

Camada	% em peso que passa na peneira de abertura (mm)				Compactação PEAS (kN/m ³)	Suporte H _{ót} (%)	CBR (%)	Exp. (%)
	50,4	25,4	2,0	0,075				
<i>Furo 1</i>								
Base	100	94,3	53,4	23,8	22,35	6,9	34 (PI)	0,3
Subleito	100	100	98,0	22,3	19,03	10,2	12 (PN)	0,4
<i>Furo 2</i>								
Base	100	89,5	39,6	29,6	21,77	8,9	23 (PI)	0,5
Subleito	100	95,1	45,7	24,7	20,89	9,4	18 (PN)	0,4

Obs.: PEAS – peso específico aparente seco; H_{ót}- umidade ótima; EXP – expansão CBR; PI – Proctor Intermediário; PN – Proctor Normal

Observa-se a boa condição do subleito e as propriedades de sub-base para o material da camada tida como base.

Pelas condições irregulares da plataforma existente foi realizada regularização com material de jazida, o mesmo utilizado na nova base. Deste novo material foram coletadas amostras para ensaios de caracterização (Tabela 7.6).

Tabela 7.6 – Material utilizado na regularização da plataforma

	% em peso que passa na peneira de abertura (mm)				Compactação		Suporte	
	50,4	25,4	2,0	0,075	PEAS (kN/m ³)	H _{ót} (%)	CBR (PI) (%)	Exp (%)
Amostra 01	100	88,1	48,2	28,5	20,76	12,8	19	0,5
Amostra 02	100	92,1	54,8	33,5	20,08	15,7	15	0,5

Obs.: PEAS – peso específico aparente seco; H_{ót}- umidade ótima; EXP – expansão CBR; PI – Proctor Intermediário

Como no caso do trecho experimental 1, os materiais de base mais superficiais têm as condições de suporte piores. Isto pode estar associado à tendência de esgotamento dos cascalhos lateríticos de boa qualidade na ilha de São Luís, como já apontado neste trabalho. A expansão urbana, as restrições ambientais e as distâncias de transporte também contribuem para esta situação.

7.3 EXECUÇÃO DAS OBRAS DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

7.3.1 Rua Treze do Engenho – trecho experimental 1

Inicialmente, como relatado em 7.2.1, foi acrescida nova camada de laterita de modo que a seção transversal ficasse com inclinação maior que aquela existente. Conforme os relatos das experiências anteriores em solo-emulsão, declividades transversais em torno de 3 a 5% são propícias para garantir um maior tempo de vida útil da solução, pois possibilitam o rápido escoamento superficial da água, evitando a sua infiltração e a desagregação da mistura solo-emulsão.

Finalizada esta etapa de reconformação, iniciaram-se os serviços de solo-emulsão na pista (Figura 7.5), ressaltando que o teor de emulsão adotado foi de 5% em peso, valor médio de trabalhos pesquisados e de relatos de experiências profissionais. A seqüência dos trabalhos foi a seguinte:

- umedecimento da camada de base para facilitar a etapa seguinte;
- escarificação com profundidade aproximada de 5 cm;
- acréscimo de água até próximo da umidade ótima;
- homogeneização;
- aplicação de emulsão asfáltica (inicialmente com caneta espargidora, e descartada após 20 m devido baixa produção);
- homogeneização;
- regularização;
- compactação.

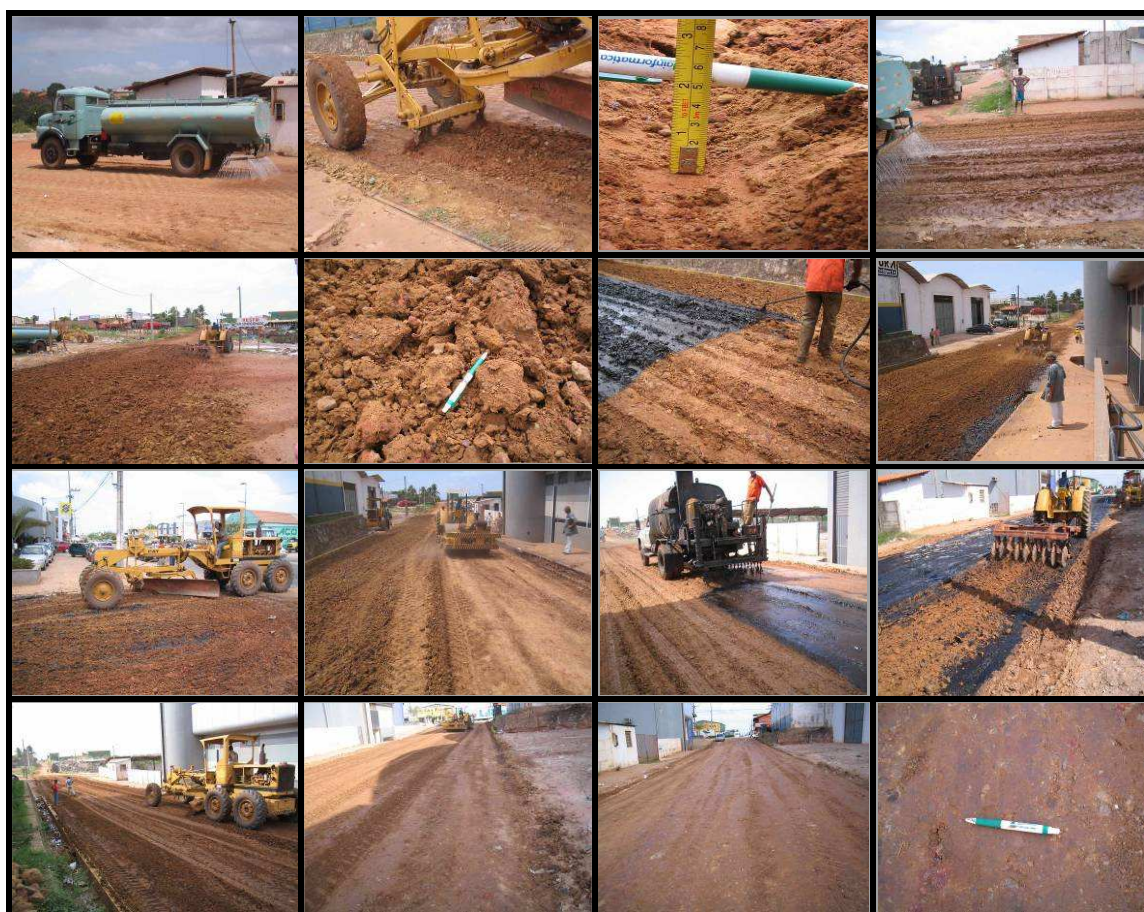


Figura 7.5 – Seqüência dos serviços de solo-emulsão na Rua Treze do Engenho

Dos 200 m de trecho, optou-se por iniciar a obra em apenas 80 m, por desconhecer qual seria a produção da equipe e não deixar todo trecho aberto. Procedeu-se,

inicialmente, ao umedecimento da camada de laterita compactada de modo a facilitar a escarificação com a motoniveladora. Nesta etapa, por sua vez, foi difícil manter os 5 cm de escarificação, tendo em vista as diversas dimensões das concreções lateríticas, e o abaulamento transversal existente. Apesar disso, em alguns pontos medidos, os sulcos mantiveram-se próximos do desejado. Como o escarificador da motoniveladora possuía apenas quatro “dentes”, várias passagens foram necessárias para se atingir uma quantidade adequada de material solto.

A seguir, buscou-se atingir umidade próxima da umidade ótima na camada de material solto, através de lançamento de água com o caminhão pipa. Com a grade de disco homogeneizou-se o material úmido, porém não foram atingidos os níveis de homogeneização alcançados em laboratório, o que era de se esperar. Além disso, não foi possível viabilizar um pulvimisturador.

Sobre este material desagregado e úmido foi lançada emulsão asfáltica RL-1C sem diluição na taxa de 5 l/m². Esta taxa decorre do teor definido de 5% em peso e da profundidade de escarificação de 5 cm. Como o peso específico aparente seco é aproximadamente 20,00 kN/m² para estes solos (concrecionários lateríticos), resultam 100 kg de solo em 1 m². Para 5% em peso resultam 5 kg de emulsão o que pelo peso específico aproximado da emulsão deduz-se que sejam 5 litros.

Como a barra do caminhão espargidor encontrava-se com problemas, a aspersão inicial da emulsão deu-se com a caneta espargidora, o que configurou uma baixa produtividade e um tempo elevado de exposição da emulsão antes de homogeneizá-la ao solo. Decidiu-se pela interrupção desta etapa com aproximadamente 20 m de avanço.

Constatou-se, portanto, que o trabalho com a caneta espargidora era impraticável e a barra deveria ser utilizada. Foi possível o conserto rápido da parte central da barra, e assim, continuados os serviços. Pelo tempo passado, foi necessária nova aspersão de água sobre o segmento onde não havia sido lançada a emulsão, para então passar à sua aspersão.

Nestas condições, não só a produção foi melhorada, como também o aspecto visual da mistura, mais homogênea e com maior semelhança aos experimentos de laboratório. Salienta-se que o trecho foi compactado com umidade acima da ótima, constatado tátil-visualmente, face ao horário avançado da jornada de trabalho e impossibilidade de adiar para o dia seguinte este serviço.

Observa-se que não é prevista a imprimação sobre a camada de solo-emulsão, pois de certo modo, supõe-se, conceitualmente, que o solo-emulsão seja uma imprimação “aprofundada” e a capa selante, mesmo que provisória, seria um reforço contra o desgaste do tráfego.

Para os demais 120 m seguiram-se as mesmas etapas já descritas, abolindo-se a aspersão com a caneta. Tecem-se alguns comentários sobre a execução do trecho experimental 1, conforme já apontado em Sant’Ana *et al* (2007a):

- a operação de espargimento da emulsão com a caneta mostrou-se ineficaz, visto a extensão do trecho, bem como a taxa alta a ser espargida obrigava o operador a repassar de quatro a cinco vezes no mesmo local, com a mesma velocidade. A operação manual possibilita uma variabilidade na taxa final de emulsão;
- a operação de execução e controle da escarificação de exatos cinco centímetros de profundidade é difícil, requerendo um bom operador de motoniveladora e acompanhamento de fiscal ao longo do segmento. A existência de agregados graúdos dificulta a manutenção de uma espessura de escarificação uniforme. Caso esta profundidade seja alterada, deverá ser considerada a possibilidade de alteração da taxa de emulsão para que o total em peso previsto de emulsão seja mantido;
- a passagem da grade de discos além de não homogeneizar o material como esperado, pode aprofundar a espessura acima dos pretendidos 5 cm, seja pelo ângulo de abertura das barras que sustentam as lâminas, como pela velocidade adotada no trabalho;
- nos 80 m iniciais notou-se uma umidade de compactação acima da ótima; na segunda etapa (120 m), observou-se heterogeneidade quanto à umidade. Houve excesso de água no ponto baixo do greide (presença de águas servidas), e ausência de água em outros pontos. O caminhão pipa utilizado estava com

vazamento quando a válvula estava fechada e quando aberta apresentava entupimento de várias saídas d'água na barra;

- nas proximidades do ponto baixo do greide, a compactação da base não foi eficiente o que resultou no desprendimento de material além do esperado na operação de escarificação. Como a taxa de emulsão lançada foi única (5 l/m²), estes locais ficaram com percentual em peso de emulsão menor que o desejado.

Apesar da execução da capa selante estar programada para até 15 dias após a conclusão da camada de solo-emulsão, isto só ocorreu mais de dois meses após a exposição da base ao tráfego. As freqüentes chuvas, nesta época, foram o principal motivo para o atraso. Tal fato ocasionou desgaste e desagregação da base em pontos localizados, formando irregularidades que propiciavam o acúmulo de água em fase anterior à execução da capa selante.

Os trabalhos de capa selante constituíram-se de:

- limpeza da superfície através de varredura;
- aplicação de emulsão RR-2C na taxa de 1,8 l/m²;
- lançamento manual de pó-de-pedra até a cobertura total da superfície onde foi aplicado o ligante;
- compactação por meio de rolo liso metálico.

Observa-se que duas horas após concluir os serviços ocorreram fortes chuvas que aliadas à liberação imediata ao tráfego, impediram a melhor cura da emulsão e, conseqüentemente, não se obteve um acabamento ideal desta delgada camada. A Figura 7.7 apresenta a capa selante no trecho experimental 1 após 30 dias (abril/2007) de sua execução e em pleno período de chuvas na cidade de São Luís.



Figura 7.7 – Capa selante na Rua Treze do Engenho após 30 dias de sua execução

7.3.2 Acesso ao portão 3 Uema – trecho experimental 2

As obras neste segmento iniciaram-se pela regularização e alargamento da plataforma existente, além da execução da camada de base. O material de jazida era heterogêneo, configurando presença de horizontes diferentes e de camada vegetal superficial. Solicitou-se à equipe executora, que as declividades transversais fossem adequadas (3 a 5%) para o escoamento rápido das águas pluviais.

O período chuvoso em São Luís inicia-se, regularmente, em dezembro, porém isto só veio ocorrer na última semana de janeiro. Já em fevereiro, praticamente, todos os dias foram de chuva, mais concentrada no período da tarde. Assim, a base, construída em meados de janeiro, ficou exposta às chuvas acarretando excesso de umidade, ao início dos serviços de solo-emulsão, em meados do mês de fevereiro.

A seqüência das obras foi praticamente a mesma observada no trecho experimental 1, sem o umedecimento inicial face ao exposto no parágrafo anterior. Decidiu-se que as obras de solo-emulsão teriam frentes de 100 m. As etapas de obra foram:

- escarificação na espessura de 5 cm;

- umedecimento para atingir a umidade ótima foi mínimo nos primeiros 100 m e inexistente nos seguintes, em face da umidade já se encontrar acima do requerido;
- homogeneização com grade de disco, acertando o ângulo dos discos e controlando a velocidade do trator de modo a evitar que seja excedido o limite dos 5 cm já escarificados;
- aplicação da emulsão em etapas, com taxas crescentes, de modo a concentrar um maior teor na porção superficial da camada;
- homogeneização com a grade de discos, intercalada com as aplicações de emulsão;
- regularização final com a motoniveladora. O solo foi tombado para um lado, quando novamente houve aplicação de emulsão. Só então, foi procedido o tombamento para o outro lado;
- compactação com rolo liso;
- capa selante preliminar com espargimento de emulsão e aplicação de areia.

Como citado, a emulsão foi aplicada em etapas, intercaladas com a homogeneização. As duas primeiras aplicações foram em taxas de 1,4 l/m² cada, e a terceira aplicação foi de 2,2 l/m², após o primeiro tombamento da motoniveladora. A aplicação total de emulsão para homogeneização ao solo nos primeiros 100 m foi de 5 l/m². Logo, seguiram-se os mesmos 5% em peso (trecho 1), porém em etapas.

Os 100 m restantes do trecho foram executados no dia seguinte. A camada de base estava com umidade elevada, não sendo necessário o caminhão pipa para umedecimento anterior à escarificação e na homogeneização.

Antes do último carregamento de emulsão, notou-se que a emulsão contida no reservatório de armazenamento apresentava o início de um processo de coalescência, formando um filme de asfalto residual na superfície. Decidiu-se pela diluição da emulsão em água na proporção de 1:1 realizada no tanque do caminhão espargidor, que para melhor homogeneização, repetiu movimentos de vaivém e foi acionado o sistema de bombeamento de refluxo.

No último segmento de 100 m a emulsão diluída foi aplicada em 4 etapas com as seguintes taxas 1,5; 2,0; 2,5 e 4 l/m² finalizando a mistura em campo do solo-emulsão.

Sobre o solo-emulsão compactado de todo o trecho de 200 m foi executada uma capa selante provisória para evitar a desagregação visto o clima chuvoso e o eventual tráfego anterior à capa selante definitiva. A taxa de emulsão foi de 0,5 l/m² e a areia foi lançada à pá a partir do próprio caminhão em quantidade suficiente para cobrir o ligante.

A seqüência de fotos na Figura 7.8 mostra com detalhes os procedimentos de campo adotados, ressaltando que:

- as diferenças de profundidade nos sulcos da escarificação são inevitáveis, visto as irregularidades no equipamento, inclinação transversal da via em relação ao equipamento, diâmetro dos agregados graúdos e ainda, diferença de compactação entre eixo e bordos;
- a grade de discos foi utilizada com velocidade controlada e abertura reduzida das barras que suportam os discos para evitar o aprofundamento do corte da camada compactada além do escarificado;
- o umedecimento antes ou após a escarificação não ocorreu, visto que o solo estava bastante úmido e a emulsão a ser aplicada estava diluída;
- a grade de discos foi acionada após cada uma das aplicações de emulsão. A seguir, a motoniveladora iniciou a regularização tombando o material para um dos lados, após o qual houve a última aplicação de emulsão;
- a motoniveladora fez o tombamento inverso concluindo a regularização. Vê-se, em detalhe, na seqüência das fotos, a última aplicação de emulsão e o final da regularização, após o qual se realizou a compactação;
- a capa selante provisória foi a última etapa. Consistiu de areia de jazida lançada sobre camada de emulsão RL-1C, aplicada sobre o solo-emulsão compactado, e posteriormente, comprimida pelo rolo metálico liso;
- nos dois dias de execução deste trecho na Uema, houve precipitação pluvial, uma hora após a conclusão da compactação do solo-emulsão, no primeiro dia e durante o lançamento da areia da capa selante, no segundo dia, ocasionado uma distribuição irregular e insuficiente.

Os dias que se seguiram consolidaram a compactação e distribuíram de modo mais homogêneo a areia da capa selante lançada durante a chuva nos últimos 100 m. A boa declividade transversal serviu para que o acúmulo de águas pluviais fosse reduzido. Outro fator positivo foi a ausência de tráfego nos quatro dias que se seguiram à finalização do trecho, devido ao período de carnaval.

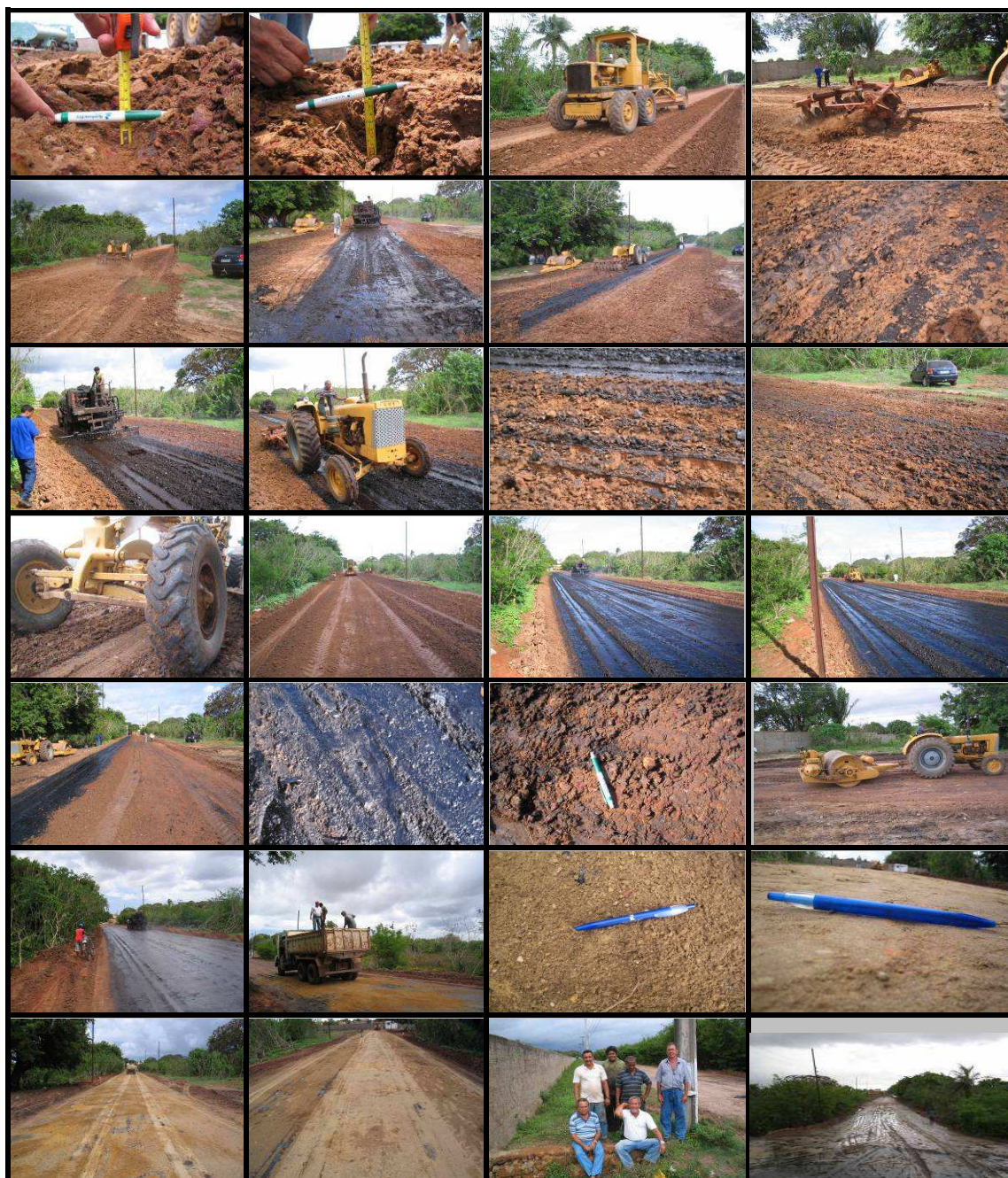


Figura 7.8 – Etapas de construção do trecho experimental em solo-emulsão no trecho experimental 2

A aparência visual do trecho uma semana após a execução era boa apesar das condições adversas de trabalho que resultou em alguns afundamentos localizados (Figura 7.9).



Figura 7.9 – Aparência do trecho experimental nos dias subsequentes à construção

Apesar da capa selante provisória com areia ser aplicada logo na seqüência da compactação do solo-emulsão, estava programada uma capa selante com material britado a exemplo do que ocorreu no trecho experimental 1. Porém, fatores diversos impediram que tal ocorresse. Este trecho completou dois anos em fevereiro de 2009 sem qualquer manutenção e com ação de dois períodos de chuva rigorosos.

7.4 CONTROLE TECNOLÓGICO

O controle tecnológico durante a execução dos dois trechos foi deficiente visto os seguintes motivos:

- a indefinição dos dias que seriam realizadas as obras. Como as obras foram realizadas pela equipe da Semsur, a programação dependia exclusivamente da secretaria que, por vários motivos, neste período, era redefinida praticamente a cada dia, pela manhã, às 7:30 h;

- a inexperiência em trabalhar com solo-emulsão do encarregado e dos operadores dos equipamentos obrigou o autor deste trabalho a coordenar tais serviços, acarretando a diminuição de foco no controle tecnológico;
- a equipe do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Uema, não contava com laboratorista que pudesse assumir a coordenação do controle tecnológico;
- o início do período chuvoso e a dependência de equipe e equipamentos cedidos por tempo determinado levaram à execução dos serviços de modo mais acelerado possível, sob pena de ter que aguardar mais quatro meses para execução das obras, previsão para o término das chuvas.

Assim, o controle tecnológico durante as obras efetivamente se resume à verificação das taxas de emulsão aplicadas através da coleta em bandejas e controles visuais de homogeneização, umidades e compactação.

Após seis meses do término da obra realizou-se uma sondagem no trecho experimental 2 através de trincheiras de onde se retirou material para diversos ensaios apresentados na seqüência deste capítulo.

7.4.1 Sondagem das camadas de pavimento – trecho experimental 2

Como já mencionado, o trecho experimental 2, de acesso ao Portão 3 da Uema, foi considerado de melhor exemplo para as avaliações pós-obra. Como foi o segundo trecho, aproveitou-se dos aprendizados do primeiro trecho, além de sua localização dentro do campus, com mínimas interferências de tráfego.

Foram realizados quatro furos de sondagem ao longo do trecho de acesso ao portão 3 da Uema conforme localização na Figura 7.10. Os materiais foram separados por furo (Figura 7.11), e por características diferenciadas das camadas, conforme análise táctil-visual.

Os materiais foram levados ao laboratório para realização de vários ensaios cujo resumo é apresentado na Tabela 7.7.

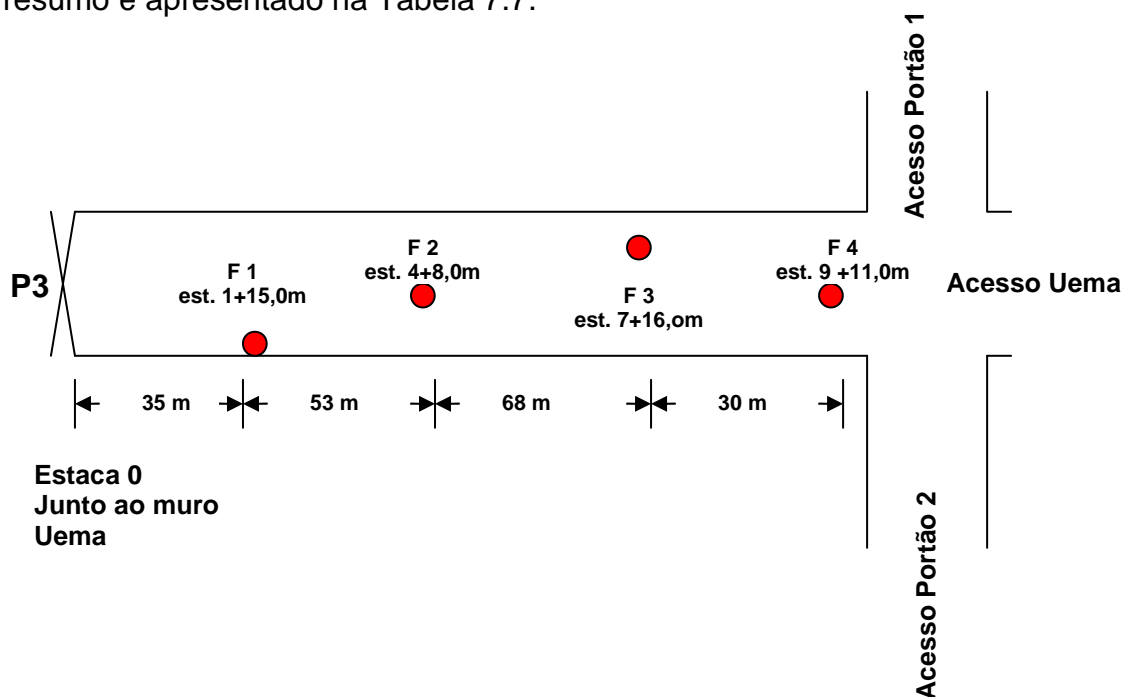


Figura 7.10 – Localização dos furos de sondagem no acesso ao Portão 3 – Uema



Figura 7.11 – Trincheira aberta para sondagem e coleta de material das camadas de pavimento

Observa-se que apenas a segunda camada (47-100 cm) do furo 3 apresentava características de subleito (A-2-4). É um material de boas condições de suporte, apresentando CBR maior que o material de base de três dos quatro furos prospectados (A-1-b). As espessas camadas de base ou sub-base justificam-se pela abundância de cascalho laterítico à época da construção do acesso (década de 80), sendo que até o corpo do aterro foi executado com tal material. Obteve-se o grau de

compactação das camadas de onde se coletou material, verificando-se que nos quatro furos, o menor valor foi de 98,5%.

Tabela 7.7 – Materiais coletados do acesso ao portão 3 - Uema

Furo	Prof. (cm)	CBR (%)	Exp. (%)	PEAS_{máx} (kN/m³)	H_{ót} (%)	GC (%)
F1	0-25	22	0,1	20,85	7,01	101,0
	25-100	28	0,1	20,70	6,5	99,6
F2	0-25	15	0,1	21,12	7,9	101,2
	25-100	14	0,4	21,15	9,2	98,5
F3	0-47	16	0,2	20,50	7,4	99,9
	47-100	19	0,1	19,95	8,1	99,9
F4	0-30	15	0,1	22,00	7,2	99,4
	30-100	21	0,2	21,80	8,2	99,5

Obs.: PEAS – peso específico aparente seco; H_{ót}- umidade ótima; Exp – expansão CBR; CBR – Califórnia bearing ratio; GC – grau de compactação

O ensaio de compactação foi realizado no Proctor intermediário e o ensaio CBR procedeu-se a partir da compactação das amostras coletadas em campo.

Durante a prospecção, os 6 cm iniciais foram coletados de maneira a identificar, a cada 2 cm o CAP residual na camada de solo-emulsão através do ensaio para determinação da percentagem de betume (DNER-ME 053/94). Observa-se pelos resultados (Tabela 7.8), que houve uma tendência de maior teor na parte superior da camada e menor teor na parte inferior da camada de solo-emulsão. Portanto, atingiu-se o objetivo de ter um gradiente de emulsão, com aplicação da emulsão em etapas. Supõe-se que nos furos 1 e 2, os dois primeiros centímetros ficaram com teor superior às camadas correspondentes dos furos 3 e 4 pois a capa selante provisória foi aplicada sem a interferência das chuvas, conforme relatado em 7.3.2.

Tabela 7.8 – Percentual residual de CAP nas amostras de solo-emulsão do trecho experimental 2

Camada	Furo			
	1	2	3	4
0-20 mm	6,1	4,6	4,0	3,8
20-40 mm	4,3	5,4	3,8	3,5
40-60 mm	1,7	0,6	1,4	1,5

7.4.2 Controle deflectométrico – trecho experimental 1

O levantamento das deflexões do trecho experimental 1 deu-se em duas etapas: (i) anterior à execução da camada de solo-emulsão, sobre a camada de base existente anterior à regularização para acerto de declividade; (ii) sobre a camada de solo-emulsão. O levantamento deflectométrico foi realizado por meio de viga Benkelman e os pontos de medição foram tomados no lado direito da rua no sentido da Avenida Guajajaras a cada 20m. Os resultados são apresentados em conjunto com aqueles representativos do levantamento deflectométrico realizado após a execução do solo-emulsão (Tabela 7.9; Figuras 7.11; 7.12).

Tabela 7.9 – Resultados de deflectometria do trecho experimental 1 em fase anterior e posterior à execução do solo-emulsão

Parâmetro	Valores sobre a base (dez/2006)	Valores sobre o solo-emulsão (fev/2007)
D ₀ média	48x10 ⁻² mm	67x10 ⁻² mm
Desvio Padrão	29x10 ⁻² mm	39x10 ⁻² mm
R _c médio	781 m	392 m
Menor R _c	156 m	74 m

Os resultados da deflectometria mostram que a construção da camada de solo-emulsão elevou os valores da média das deflexões máximas e diminuiu o raio de curvatura médio. Isto pode ser interpretado do seguinte modo: (i) pelo período de realização do segundo levantamento (início do período chuvoso); (ii) pela proximidade da data de realização do levantamento com data do término de execução da obra (10 dias), impedindo a completa cura da emulsão; (iii) o material laterítico usado na regularização era visivelmente inferior ao da base existente à época do levantamento deflectométrico; (iv) as condições adversas de realização das obras, visto a inexperiência da equipe com o solo-emulsão, problemas ocorridos com os equipamentos, presença de águas servidas no ponto baixo do greide e compactação de alguns segmentos acima da umidade ótima; (v) o primeiro levantamento foi realizado ao final do período de estiagem.

Observa-se ainda que os resultados mais elevados da deflexão máxima recuperável e menores raios de curvatura situam-se nas proximidades do local de ponto baixo do greide, com fluxo de águas servidas.

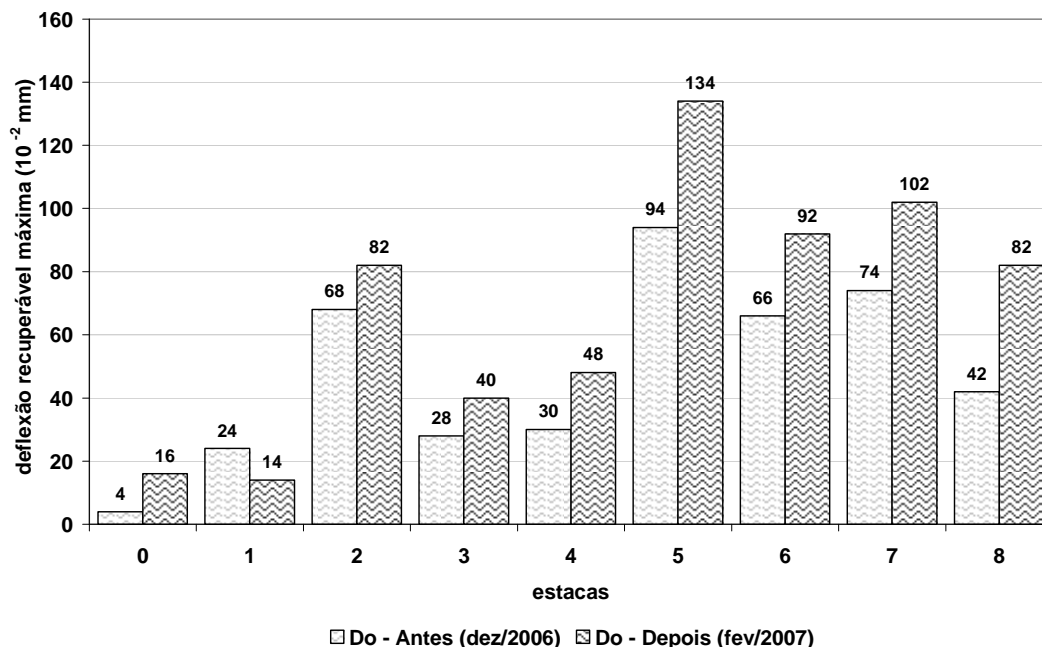


Figura 7.11 – Deflexões recuperáveis máximas no trecho experimental 1

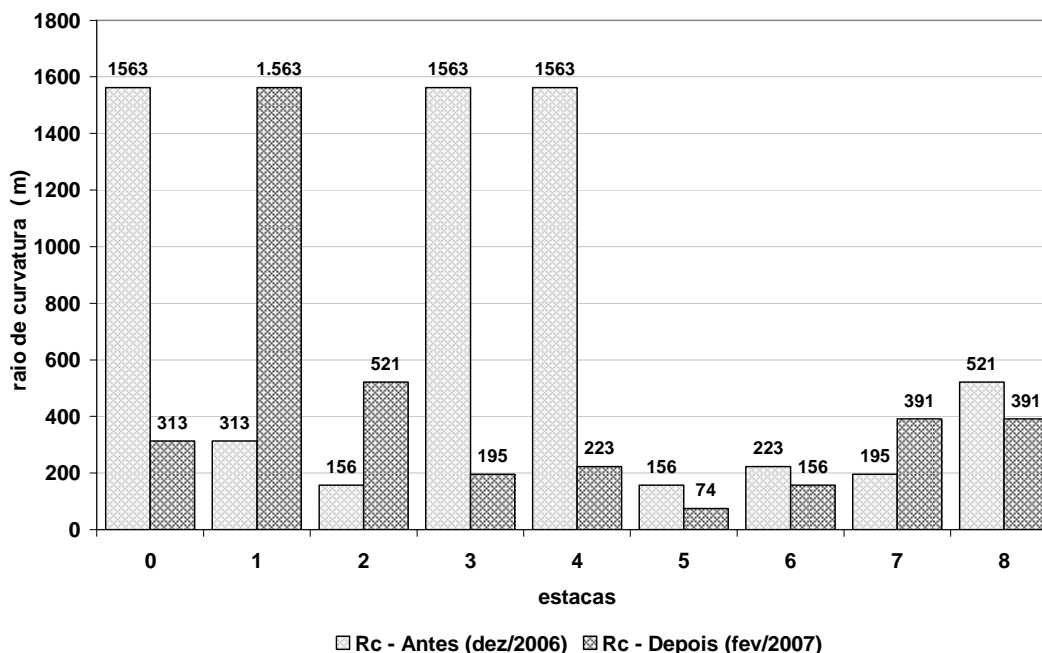


Figura 7.12 – Raios de curvatura no trecho experimental 1

7.4.3 Controle deflectométrico – trecho experimental 2

O levantamento deflectométrico neste trecho ocorreu em dois momentos. No primeiro, após a execução da camada de solo-emulsão, 12 dias após a conclusão das obras – fev./2007 (Figura 7.13). Não foi realizado levantamento anterior à obra, face às condições precárias da pista. O 2º levantamento ocorreu em out/2008, 20 meses após a conclusão das obras, ocorrendo neste intervalo dois períodos chuvosos, sendo o último deles, de grande intensidade.



Figura 7.13 – 1º Levantamento deflectométrico – Fev/2007

A Figura 7.14 mostra as deflexões recuperáveis máximas (D_0) de cada um dos levantamentos realizados.

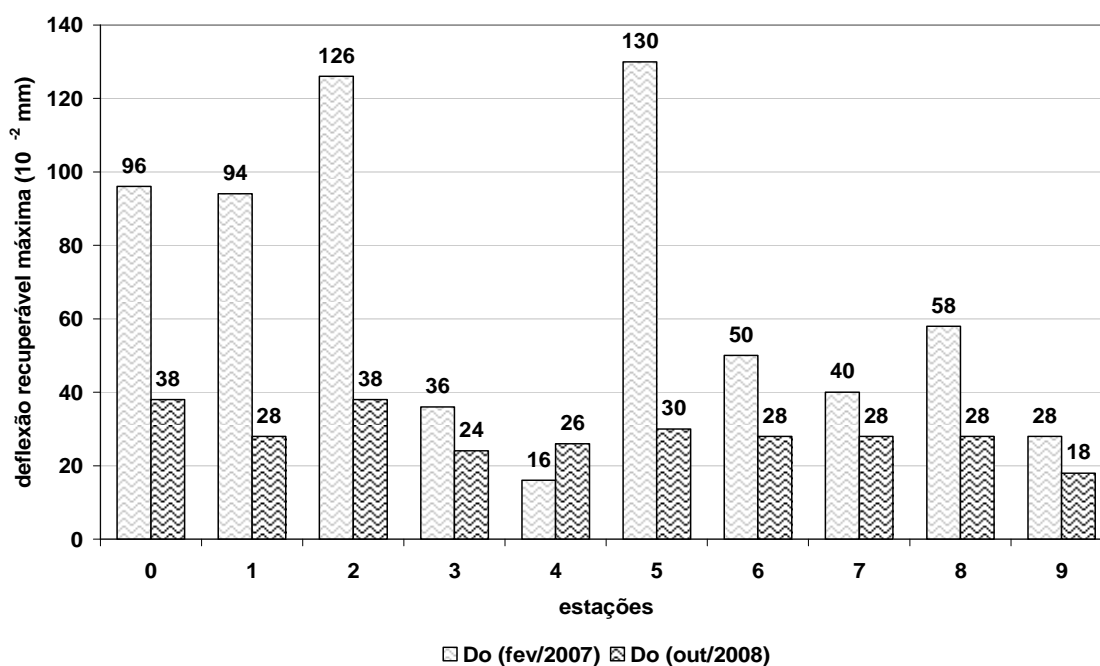


Figura 7.14 - Deflexões recuperáveis máximas em dois levantamentos após a obra de solo-emulsão – trecho experimental 2

Observa-se na Figura 7.14 que a cura da emulsão aliada à época do segundo levantamento (out/2008) proporcionaram valores de deflexões máximas inferiores e mais uniformes. As variações das deflexões no primeiro levantamento podem ser interpretados pelos seguintes fatores: (i) existência de capa selante mais espessa na primeira metade do trecho; (ii) pouco tempo de cura da emulsão e período chuvoso em curso; (iii) detalhes operacionais de levantamento em superfícies não-homogêneas e delgadas.

A Figura 7.15 apresenta os raios de curvatura dos dois levantamentos realizados mostrando, como no caso das deflexões máximas, houve um aumento de todos os raios das estações, à exceção de duas estações cujos valores dos raios de curvatura permaneceram iguais. A Tabela 7.10 apresenta um resumo dos dois levantamentos (fev/2007; out/2008).

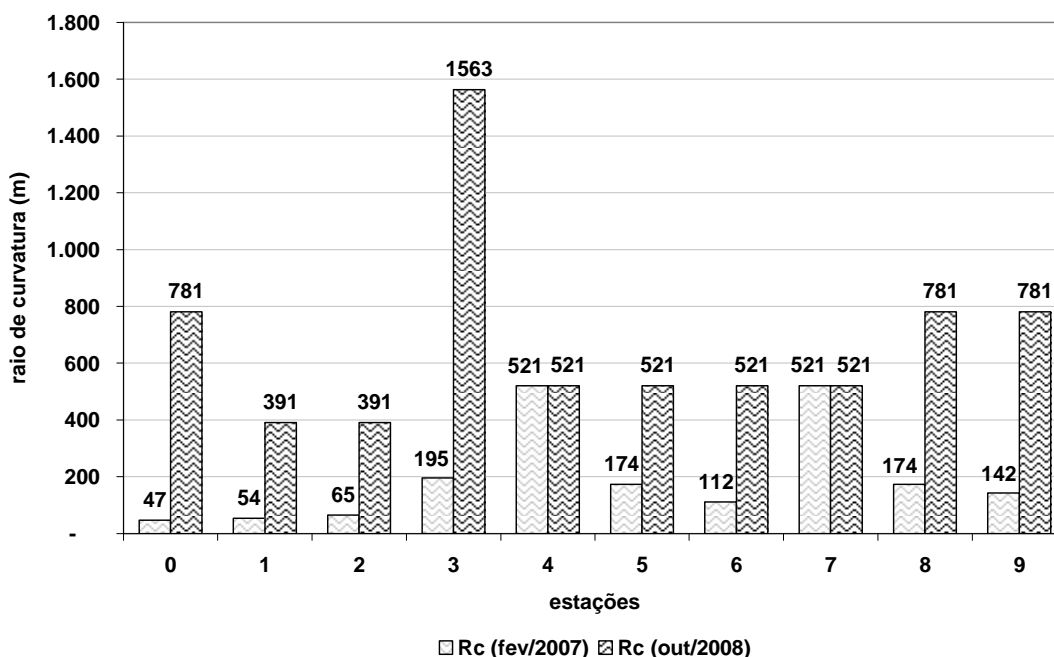


Figura 7.15 – Raios de curvatura em dois levantamentos após a obra de solo-emulsão – trecho experimental 2

Tabela 7.10 – Resultados de deflectometria do trecho experimental 2 em dois levantamentos posteriores à execução do solo-emulsão

Parâmetro	Levantamento de (fev/2007)	Levantamento de (out/2008)
D ₀ média	67x10 ⁻² mm	29x10 ⁻² mm
Desvio Padrão	41x10 ⁻² mm	5x10 ⁻² mm
R _c médio	226 m	694 m
Menor R _c	47 m	391 m

Enquanto o levantamento de fevereiro de 2007 restringiu-se às deflexões máximas e às demais para possibilitar o cálculo do raio de curvatura em estações a cada 20 m na borda externa do lado direito, o levantamento de outubro de 2008 foi mais completo, pois as estações foram a cada 10 m, com leituras que possibilitaram o cálculo das bacias deflectométricas em todas elas. Este espaçamento foi obedecido na borda externa dos dois lados da via, tomando-se mais quatro estações na porção central da via.

O trecho ainda foi dividido em dois segmentos homogêneos, considerando inicialmente o que se verificava visualmente, ou seja, a capa selante remanescente encontrava-se mais conservada na primeira metade do trecho, e na segunda praticamente inexistia, além do que, as demais condições das camadas de pavimento não justificavam outra divisão.

No primeiro segmento homogêneo verificam-se as menores deflexões no eixo comparadas àquelas ocorrentes nas bordas (Figura 7.16). Diferenças na eficiência da compactação (cobertura e número de passadas, principalmente) podem justificar os resultados obtidos, além das águas pluviais que, pela declividade transversal adotada (3 a 5%), desloca-se rapidamente do eixo podendo se alojar em pontos localizados nas bordas pela inexistência de drenagem superficial adequada.

Os valores baixos das deflexões, como já mencionado, podem ser justificados pela época do levantamento, realizado em fins de outubro, ou seja, ao final do período seco, fazendo com que o solo se encontre com umidade bem baixa e assim com menor deformabilidade (recuperável) como visto nos ensaios de laboratório apresentados no capítulo 6.

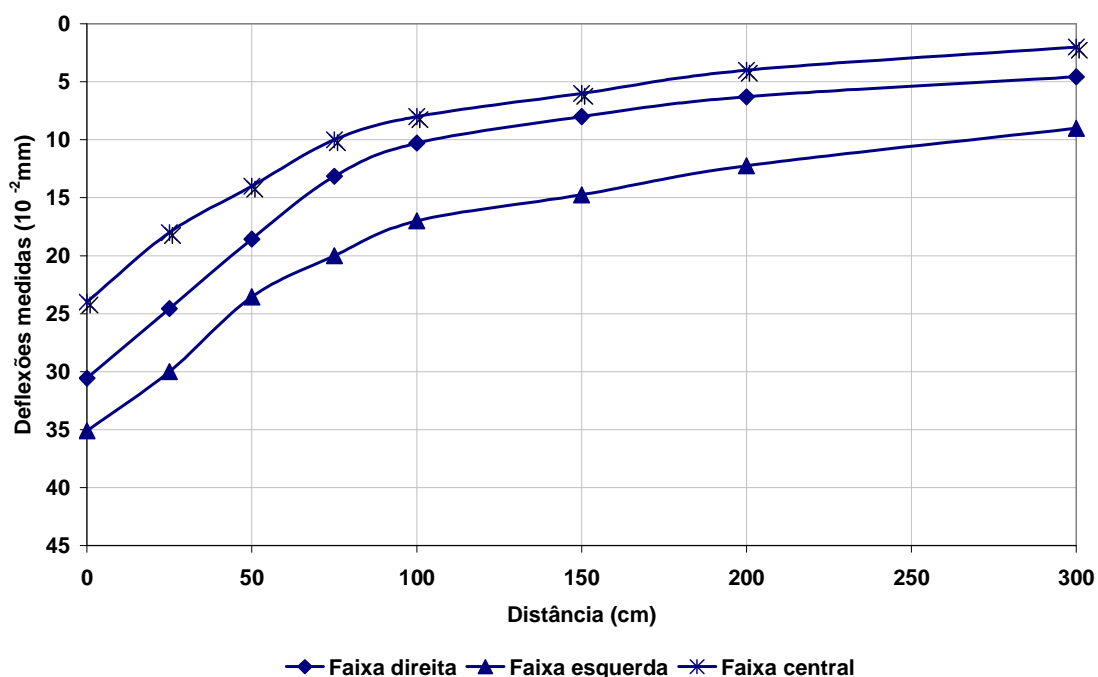


Figura 7.16 – Bacias de deflexão - segmento homogêneo 1 – trecho experimental 2

No segmento homogêneo 2 repete-se o ocorrido no primeiro, diferindo apenas a magnitude dos valores de deflexão nas bordas. Os valores do lado esquerdo, por exemplo, são aproximadamente 10% superiores aos do lado direito (Figura 7.17).

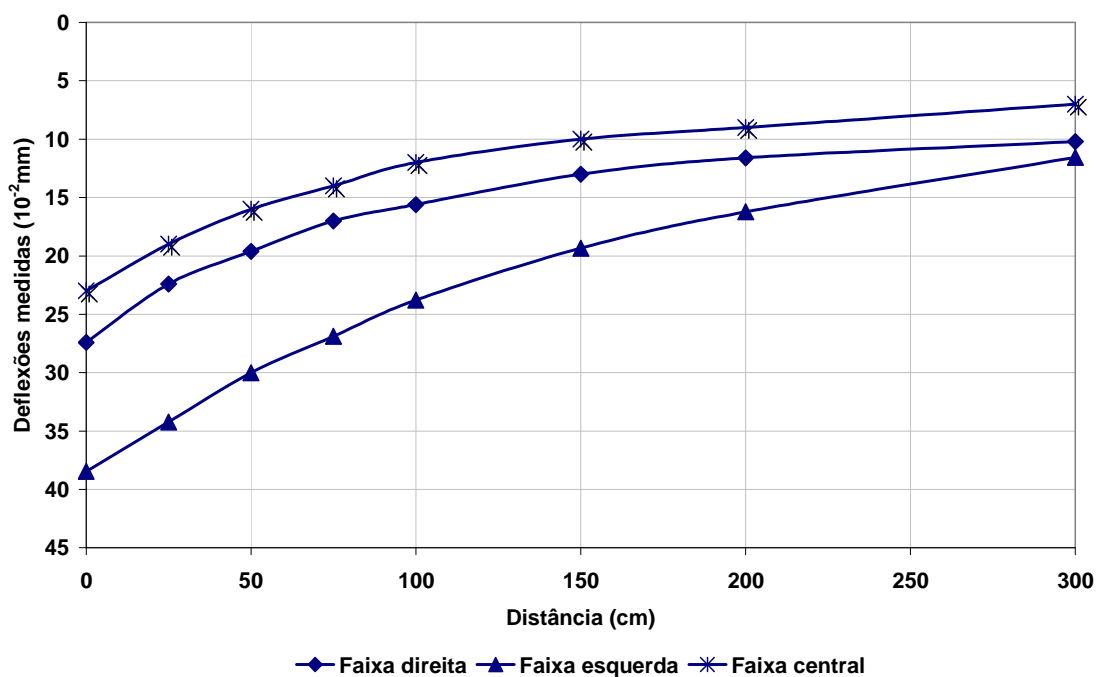


Figura 7.17 – Bacias de deflexão - segmento homogêneo 2 – trecho experimental 2

7.5 DEFEITOS OBSERVADOS NOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

A melhor condição da execução das obras, da adequação do tráfego ao baixo volume e da disponibilidade aos levantamentos visto a localização, fizeram com que além dos levantamentos deflectométricos mais detalhados, os levantamentos de defeitos também fossem realizados no trecho experimental 2, no interior do campus universitário. Porém isto, não impediu que fossem registrados os defeitos observados no trecho experimental 1 para o melhor entendimento das patologias relacionadas ao solo-emulsão.

As observações no trecho 1 foram feitas logo após a execução da camada de solo-emulsão (jan/fev 2007) e posteriormente, em seguida à execução da capa selante (abril/2007).

Os levantamentos de defeitos no trecho experimental 2 ocorreram em dois momentos: (i) o primeiro, em dezembro de 2007, 10 meses após a realização das obras, passando por um período de chuvas iniciado durante a execução das obras (fev/2007); (ii) o segundo momento ocorreu em setembro de 2008, dezoito meses após as obras, passando por um rigoroso período de chuvas de janeiro a julho/2008.

Os defeitos encontrados nos trechos experimentais foram: trincas, drenagem superficial inadequada, panelas (buracos), pó, trilha de roda, perda de agregado por desgaste. Nos dois levantamentos realizados no trecho 2, embora em boa condição geral, os defeitos que mais se repetiram nas seções de análise foram: o pó, a perda de agregado por desgaste, a drenagem inadequada e as panelas.

O registro dos defeitos observados nos dois trechos experimentais, bem como outros verificados em rodovias de BVT em São Luís com revestimento primário em cascalho laterítico, encontra-se nas Figuras 7.18; 7.19 e 7.20.

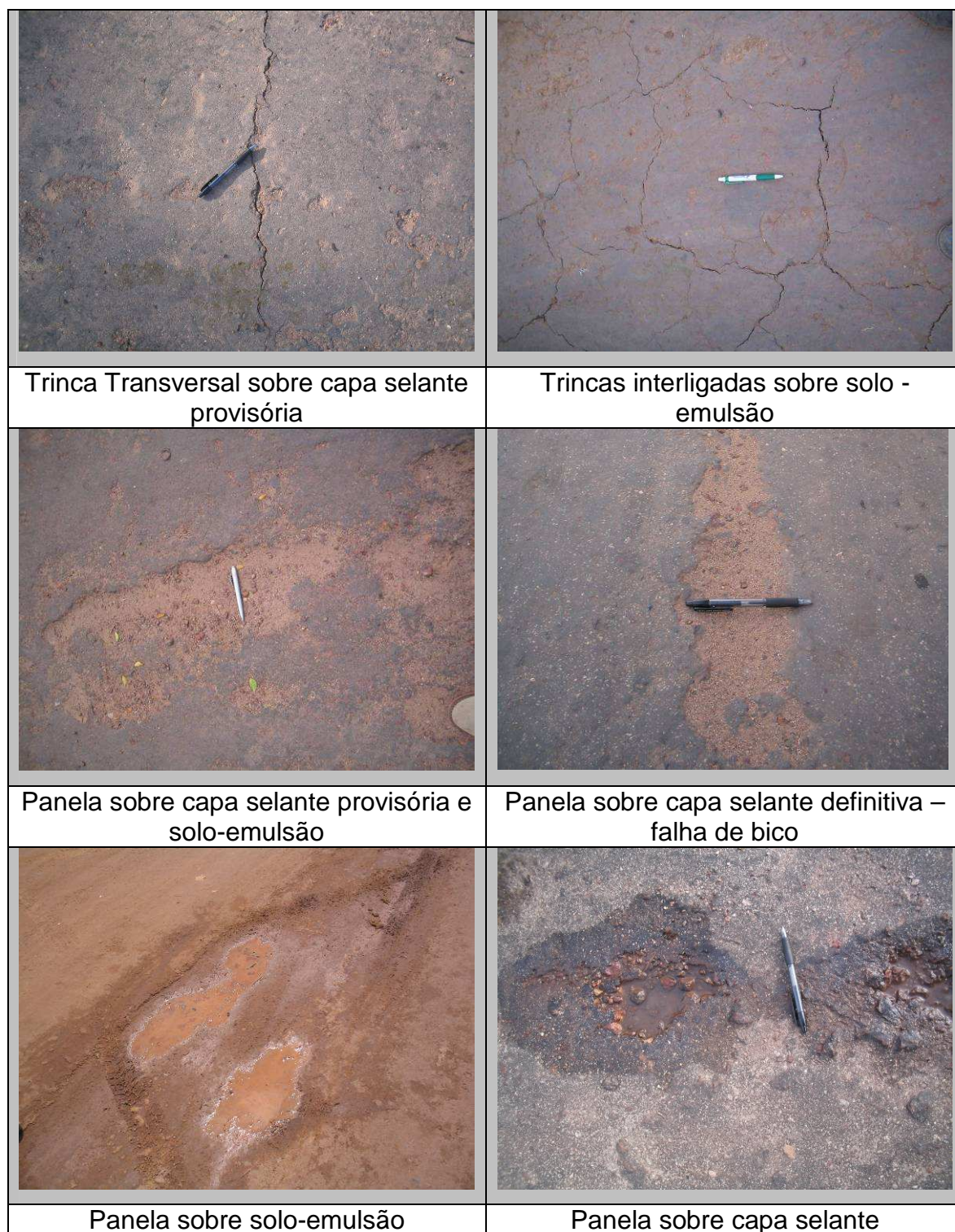


Figura 7.18 – Defeitos observados nos trechos experimentais 1 e 2



Figura 7.19 – Outros defeitos observados nos trechos experimentais 1 e 2.



Figura 7.20 – Defeitos característicos de rodovias de BVT com revestimento primário de cascalho laterítico na ilha de São Luís.

A ocorrência de pó foi de severidade muito baixa no primeiro levantamento, ocorrendo principalmente nos locais onde a capa selante provisória se desgastou. A perda de agregado e as panelas também guardam relação com o desgaste da capa selante, não sendo, porém uma regra para o aparecimento dos citados defeitos.

7.6 AVALIAÇÃO DA SUPERFÍCIE DO TRECHO EXPERIMENTAL 2

Para o trecho experimental 2 buscou-se a caracterização de sua serventia através do Levantamento da Condição de Rodovias Não Pavimentadas, pelo método desenvolvido pelo *USDA (United States Department of Army)* em 1995 (Anexo A). Objetiva-se através deste método, o cálculo do ICRN (Índice de Condição de Rodovias Não Pavimentadas) e para tal, os levantamentos de defeitos realizados em dezembro/2007 e setembro/2008 foram processados (Apêndice C), segundo as especificações do método, resultando no gráfico apresentado na Figura 7.23. Cabe ressaltar que o presente método foi utilizado por vários pesquisadores brasileiros (ODA (1995), BAESSO; GONÇALVES (2003), ALMEIDA, (2006)), servindo inclusive como base de outros métodos derivados. As curvas que definem a severidade de cada defeito neste método foram obtidas para as condições ambientais americanas o que é discutível e fruto de adaptações por vários autores.

As Figuras 7.21 e 7.22 apresentam a densidade dos defeitos observados em seções de 10 m, do modo que é calculada no método de avaliação utilizado, em relação à área total do trecho. Apenas o “pó” foi caracterizado neste gráfico de modo diferente, ou seja, quando presente, é considerado em toda a área da seção de análise, pois como mencionado, as seções foram todas de 10 m.

Destaca-se que todas as painelas observadas eram de baixa severidade, segundo classificação do método adotado, bem como a emissão de pó pelo tráfego e a perda de agregados por desgaste. O pó, inclusive, era quase imperceptível. A combinação de acúmulos localizados de água por falhas de execução, desgaste da camada selante e ausência de drenagem superficial eficiente, é em grande parte, a causa dos defeitos observados.

A evolução dos defeitos comparando as Figuras 7.21 e 7.22 mostrou-se baixa, no que se refere à quantidade de defeitos, ocorrendo aumento da severidade (baixa para média) em alguns casos. A verificação da severidade nos levantamentos é apontada no Apêndice C deste trabalho. De modo geral, notou-se aumento de painelas e perda de agregados por desgaste, este último, da seção 10 em diante.

Como exemplo do que é mostrado na Figura 7.21, na seção 5, ocorrem perdas de agregados, que somadas têm área de 1,7% da área total do trecho.

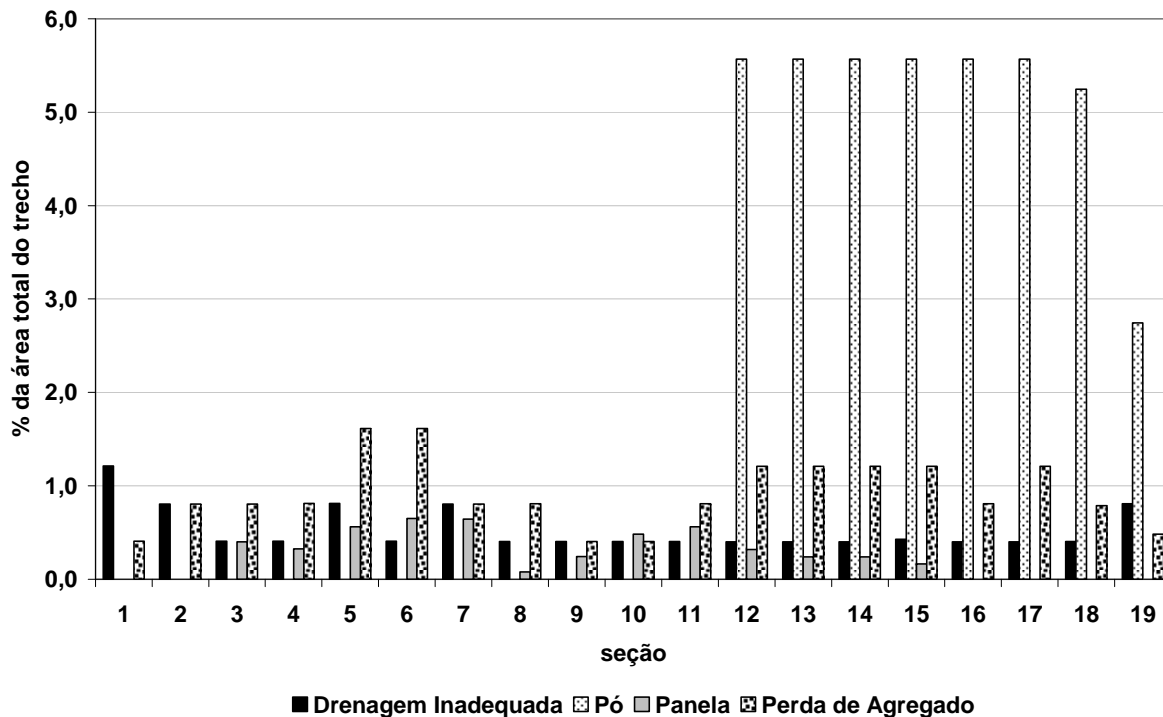


Figura 7.21 – Incidência de defeitos por seções de 10m em relação à área total do trecho – Levantamento de dezembro de 2007

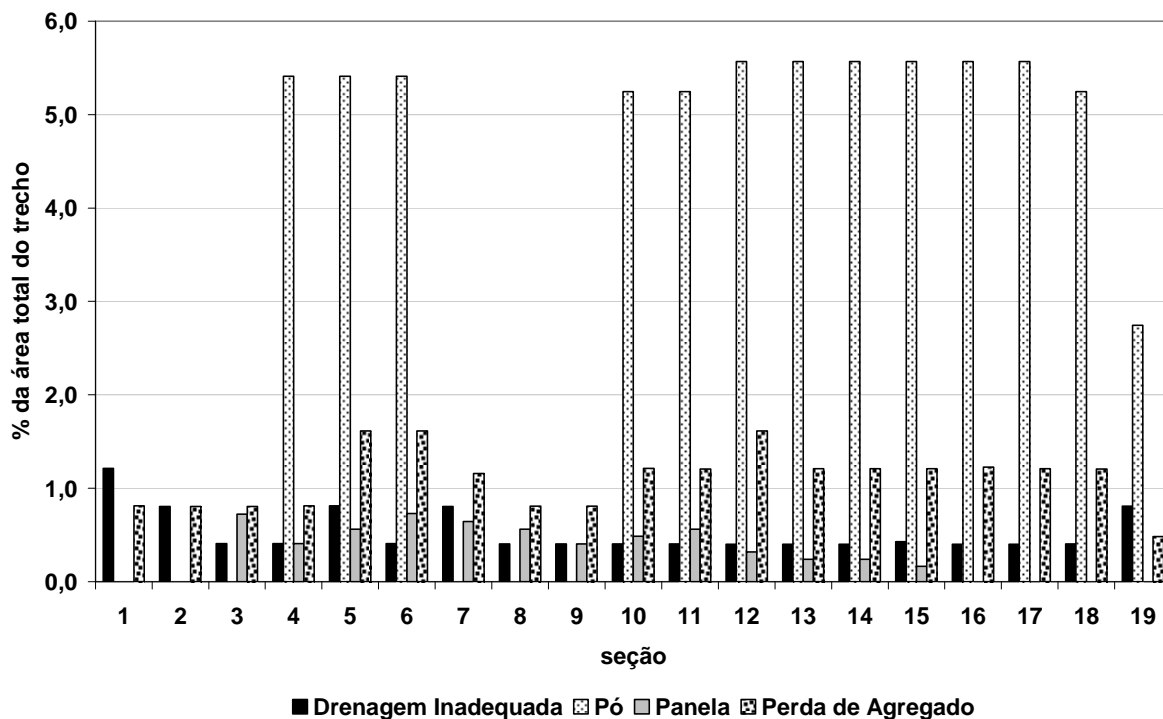


Figura 7.22 – Incidência de defeitos por seção transversal em relação à área total do trecho – Levantamento de outubro de 2008

Considerando o caráter experimental do trecho, as seções de levantamento, como já mencionado, foram definidas em 10m e resultaram segundo os ICRN's obtidos, em condições “excelente” ou “muito bom” em quaisquer dos levantamentos realizados (Figura 7.23).

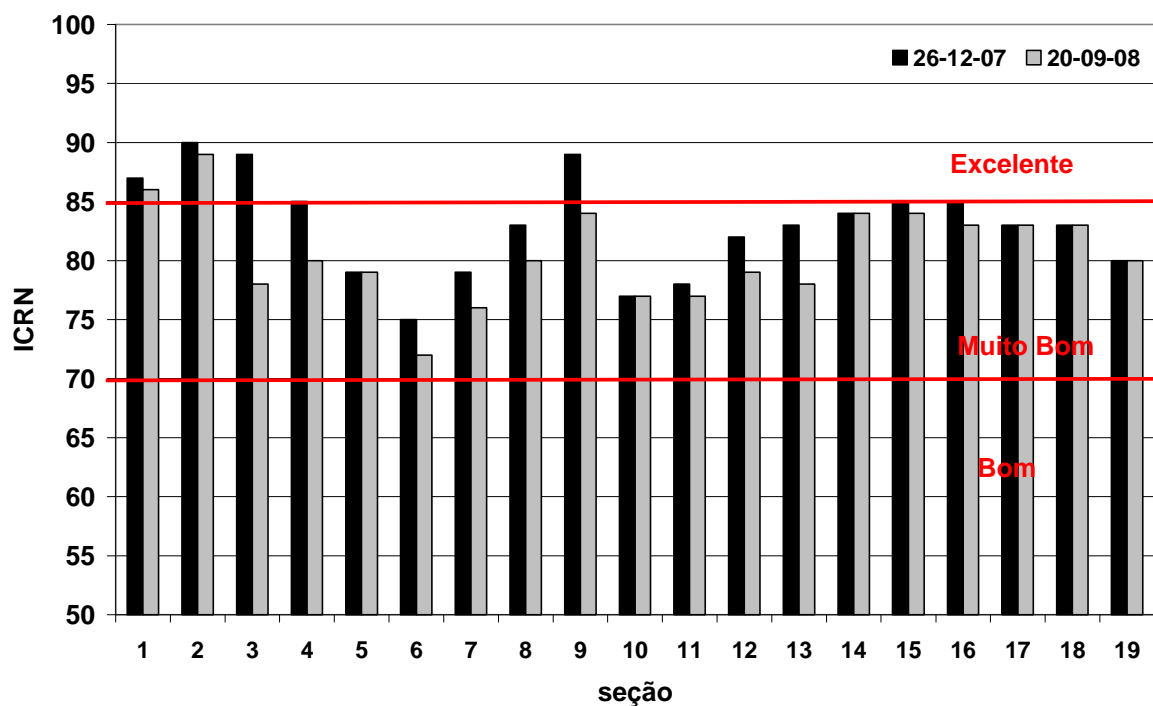


Figura 7.23 – Levantamento do ICRN do trecho experimental 2 (26/12/07 e 20/09/08)

Note-se que entre as seções 10 e 11, encontra-se o limite dos segmentos homogêneos 1 e 2, adotados na deflectometria, diferenciados pela maior ou menor presença de capa selante.

Entre os dois levantamentos houve uma queda de ICRN, em média, de apenas 2,7%, mas na seção 3, por exemplo a queda foi de 12,4%, seguida das seções 13 e 4 com 6,0%, aproximadamente. Estas quedas localizadas de ICRN não deixaram porém, nenhuma das seções na condição abaixo de “muito bom” e mesmo que o desenvolvimento do método tenha sido para as condições americanas ambientais e de tráfego o trecho pode ser considerado aprovado após praticamente 2 anos de operação.

Observa-se que o método escolhido foi originalmente desenvolvido para estradas de terra, cuja manutenção, cabe ao exército americano. Logo, são rodovias de

utilização militar ou de seu interesse, incluindo-se as estradas de campos de batalha, seja em treinamento ou não. Assim, o grau de severidade dos defeitos discriminados pelo método, são muito diferentes daqueles adotados pelos órgãos rodoviários civis para as rodovias pavimentadas. No caso do trecho em análise, este se situa num meio termo, que se avaliado por um método desenvolvido para rodovia com pavimentação asfáltica, resultaria numa condição ruim ou péssima e, no presente método os resultados foram “muito bons” ou “excelentes”. O importante foi verificar os defeitos existentes, a evolução da severidade e, mesmo sem a execução da capa selante definitiva, e com rigorosos períodos chuvosos, o trecho permanece em boas condições de tráfego, sem qualquer manutenção após dois anos de sua construção. Torna-se necessário, num próximo trabalho, que seja desenvolvido um “fator de correção” neste método, que permita uma avaliação de pavimentos revestidos de solo-emulsão ou similar, condizente com a realidade do trecho face ao veículo que o opera ou mesmo o conforto do usuário.

7.7 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS TRECHOS EXPERIMENTAIS

A possibilidade de realizar os trechos experimentais foi uma etapa fundamental deste trabalho. Deve-se louvar o apoio recebido da Semsur, sem a qual não se teria êxito na empreitada, visto que as empresas privadas no ramo da pavimentação não apoiaram a iniciativa.

Outro fato não premeditado, que contribuiu no melhor aproveitamento da oportunidade foi a escolha de 2 trechos experimentais, pois foi possível um aprendizado dos procedimentos de campo no primeiro trecho, para aplicação no segundo, em várias etapas, como escarificação, homogeneização, aplicação da emulsão e capa selante provisória. Com certeza, a possibilidade de mais trechos experimentais irá agregar experiências para o aperfeiçoamento da técnica.

Como os fatores que determinaram a realização dos trechos não dependiam totalmente do autor deste trabalho, a parte experimental ocorreu, anteriormente, à conclusão dos trabalhos de laboratório referentes à dosagem, nem tampouco foi

possível a utilização preliminar do cascalho laterítico aplicado em campo nos ensaios com a emulsão. Porém, o desempenho satisfatório dos trechos, e a experiência conquistada são suficientes para o mérito da iniciativa.

No capítulo 8 são apresentadas as diretrizes para elaboração de especificação de serviço baseada nas experiências vivenciadas nos trechos experimentais. Espera-se que sejam aprimoradas com outras experiências e sirvam como roteiro para execução de trabalhos que assegurem melhores condições de trafegabilidade para as rodovias de baixo volume de tráfego brasileiras.

Os levantamentos deflectométricos mostram que a época de sua realização tem uma influência considerável nos resultados (período de chuvas ou período de estiagem). Constataram-se diferenças nas bacias de deflexão conforme o lado da via em que se realizou o levantamento. Podem ser atribuídas ao processo de compactação ou à própria heterogeneidade característica da mistura solo-emulsão.

Também no capítulo 8 é apresentada tabela de defeitos observados nos trechos experimentais relatados no capítulo 7. É uma contribuição para o melhor entendimento do solo-emulsão como camada de revestimento e deverá ser ampliada com os defeitos das rodovias não pavimentadas para o Estado do Maranhão.

A classificação de todas as seções do trecho experimental 2 em “muito bom” ou “excelente” após quase dois anos de operação, mesmo com ressalvas em relação ao método de avaliação escolhido, mostra que a técnica do solo-emulsão é aplicável na região onde foi estudada, para vias de BVT. O método adotado carece de adaptação para os trechos revestidos de solo-emulsão.

A continuação dos trabalhos nos trechos experimentais construídos está programada com as seguintes atividades, após o término desta tese: (i) levantamento deflectométrico imediatamente ao término do período chuvoso; (ii) terceiro levantamento de defeitos; (iii) recuperação das panelas com tapa-buracos utilizando solo-emulsão; PMF ou laterita; (iv) melhorias na drenagem superficial; (v) execução de capa selante definitiva.

8 DIRETRIZES PARA ESPECIFICAÇÃO DE SERVIÇO PARA CAMADA DE PAVIMENTAÇÃO EM SOLO-EMULSÃO PARA VIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO

8.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os estudos desenvolvidos nesta tese, nas diversas bibliografias consultadas, nos inúmeros ensaios realizados e nos trechos experimentais construídos, possibilitaram a apresentação de diretrizes para especificação de serviços utilizando o solo-emulsão aplicado à pavimentação de baixo volume de tráfego na área de abrangência desta pesquisa. A restrição da área da pesquisa não impede que as diretrizes aqui apresentadas sejam utilizadas para outras regiões, desde que devidamente adequadas ou complementadas.

Deve, portanto, ficar claro, que esta proposição é uma contribuição que engloba, em linhas gerais, os serviços concernentes ao solo-emulsão para vias de baixo volume de tráfego. Assim, abrange desde a escolha do solo e da emulsão, passando pela dosagem dos teores de água e do ligante, indo à construção de camada de revestimento e além, com a indicação de técnicas preventivas ou corretivas das patologias inerentes à camada. O revestimento em solo-emulsão poderá receber diretamente a ação do tráfego ou estar separado do mesmo por uma capa selante.

8.2 FINALIDADE

Estabelecer a sistemática de execução de solo-emulsão para revestimento de rodovias de baixo volume de tráfego (BVT). Define-se baixo volume de tráfego, neste trabalho, como um volume diário médio (VDM) ≤ 200 veículos e frota comercial ≤ 60 veículos.

8.3 CONDIÇÕES GERAIS

É desaconselhável a execução dos serviços apresentados nestas diretrizes em períodos chuvosos, bem como, em regiões que apresentem índice pluviométrico elevado (≥ 1800 mm anual).

8.4 CONDIÇÕES ESPECÍFICAS

8.4.1 Materiais

A mistura solo-emulsão constitui-se, essencialmente, de dois materiais: o solo e a emulsão. Devem possuir características básicas para conferir à mistura: trabalhabilidade; resistência ao tráfego; período de projeto de mínimo de 5 anos.

Solo – A escolha do solo poderá apresentar duas abordagens: (i) de caráter regional; (ii) de caráter local. No primeiro caso, quando a aplicação do solo-emulsão for caracterizada por pertencer a programas regionais, a escolha do solo poderá ser procedida com auxílio de mapas geotécnicos¹ georreferenciados, que trazem informações geológicas e pedológicas importantes para o direcionamento dos locais com solos potencialmente adequados à mistura com emulsão.

Quando a abordagem for de caráter local, a escolha do solo prescinde do mapa geotécnico caso este já não esteja pronto, e a seqüência indicada poderá se iniciar através da Tabela 8.1.

¹ A metodologia para a elaboração de mapas geotécnicos pode ser consultada no capítulo 4 deste trabalho, ou mais detalhadamente em Dias (1987) ou Higashi (2002).

.Os solos selecionados para revestimentos em solo-emulsão deverão apresentar características de base para pavimentos de baixo volume de tráfego, conforme os parâmetros apontados na Tabela 8.1.

Tabela 8.1 – Características preferenciais para aceitação de solos

Ensaio	Parâmetros Preferenciais	Observações
Granulometria	Faixas E* ou F*; A** ou B** ou similares	Faixas granulométricas para baixos volumes de tráfego.
%Ø < 0,075mm	≤ 30%	O excesso de finos compromete a trabalhabilidade, a homogeneização da emulsão e demanda maior quantidade de emulsão.
Limite de Liquidez (LL); Índice de Plasticidade (IP)	≤40%; ≤15%	Para os solos plásticos pode ser aplicado aditivo corretivo em fase anterior à aplicação de emulsão
Classificação MCT***	LA; LA'; NA; NA'	Evitar os solos NG' e atenção com LG' e NS' quanto à trabalhabilidade, consumo de emulsão e homogeneização
CBR (Proctor Interm.)	≥ 20%	VDM < 200 veículos (até 20 veículos comerciais por dia.)
	≥ 40%	VDM < 200 veículos (até 60 veículos comerciais por dia)
Expansão (CBR -PI)	< 0,5%	Solos mais expansivos podem responder favoravelmente à estabilização com emulsão, porém não foram escopo deste trabalho de pesquisa

Obs.: * DNIT-ES 303/97 ; ** DNIT 098/2007 – ES; *** DNIT-ME 258/94; DNIT-ME 256/94

Os solos que não se enquadrem nos requisitos acima poderão ser estudados com maior atenção, preliminarmente, de modo, inclusive, que se avaliem as melhorias que possam ser contempladas na plasticidade ou suporte, verificando-se se tais iniciativas não comprometem a viabilidade econômica do pavimento.

Emulsão Asfáltica - A emulsão asfáltica deverá ser de ruptura lenta (RL-1C), estando de acordo com as especificações técnicas de emulsões catiônicas (Portaria MINFRA nº 16, de 17.1.1991 – DOU 18.1.1991 - Regulamento Técnico DNC nº01/91). Deverão ser no mínimo repetidos os seguintes ensaios: (i) viscosidade Saybolt-Furol (NBR 14491); (ii) peneiração (NBR 14376); (iii) resíduo asfáltico por evaporação (NBR 14393); (iv) ruptura por mistura com cimento (NBR 6297). Os parâmetros para aceitação dos ensaios mínimos sobre a emulsão encontram-se na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 – Características para aceitação da emulsão RL-1C

Características	Métodos de Ensaio IBP/ABNT	RL-1C
Viscosidade Saybolt-Furol, s, a 50°C	NBR 14491	Máx. 70
Peneiração, 0,84mm, % peso máx.	NBR 14393	0,1
Mistura com cimento, % máx.	NBR 6297	2,0
Resíduo por evaporação, % mín.	NBR 14376	60

Fonte: Portaria MINFRA nº 16, de 17.1.1991 – DOU 18.1.1991 (Reg. Téc. DNC nº01/91)

As emulsões asfálticas de outro tipo, como por exemplo, de ruptura média, não foram utilizadas neste trabalho, portanto não indicadas nestas diretrizes. Todavia, vários pesquisadores brasileiros utilizaram este tipo de emulsão na mistura com solos.

8.4.2 Dosagem

A dosagem do solo-emulsão se procederá com o solo e a emulsão escolhidos segundo as orientações do subitem 8.4.1. A seqüência mostrada abaixo pretende orientar o trabalho de dosagem laboratorial considerando, basicamente, a definição de uma quantidade básica de emulsão em função da granulometria do agregado e de uma espessura de CAP residual adotada para envolvê-lo (módulo de riqueza).

Com a umidade ótima e a quantidade básica de emulsão são determinados teores de fluidos e respectivas quantidades de água e de emulsão. Adotam-se os ensaios de RT e RCS, sendo detalhados os procedimentos de mistura, compactação e condicionamento dos respectivos corpos-de-prova.

Finalmente, com os resultados dos ensaios, são escolhidos os teores de água e emulsão adequados para a mistura solo-emulsão considerando a experiência deste trabalho quanto aos solos e emulsão adotados.

Portanto, as etapas sugeridas para a dosagem do solo-emulsão são as seguintes:

- 1) A quantidade básica inicial de emulsão será determinada através da seguinte expressão:

$$p = k.(\Sigma)^{0,2} \quad (1)$$

Onde:

p - % de asfalto residual, em relação ao peso total dos agregados;

Σ – superfície específica do agregado (m²/kg);

k – coeficiente “módulo de riqueza”, adotando “1,5” inicialmente.

$$100\Sigma = 0,07P_4 + 0,14P_3 + 0,33P_2 + 0,81P_1 + 2,7S_3 + 9,15S_2 + 21,9S_1 + 135F \quad (2)$$

Onde:

Σ - superfície específica em m²/kg

P₄ - fração entre as peneiras 50 – 25 mm

P₃ - “ “ “ “ 25 – 12,5 mm

P₂ - “ “ “ “ 12,5 – 4,76 mm

P₁ - “ “ “ “ 4,76 – 2,00 mm

S₃ - “ “ “ “ 2,00 – 0,42 mm

S₂ - “ “ “ “ 0,42 – 0,177 mm

S₁ - “ “ “ “ 0,177 – 0,075 mm

F - Fração passante na peneira 0,075 mm

- 2) As quantidades de água e emulsão são definidas em função da quantidade básica de emulsão (item 1) e da umidade ótima do solo natural. Calcular 3 quantidades de fluido buscando ficar 3 pontos acima da ótima; na umidade ótima e 3 pontos abaixo da ótima (solos areno-argilosos) ou 2 pontos percentuais acima e abaixo, além da ótima, para solos arenosos. Para cada um destes pontos, aplicar a emulsão em 3 quantidades: básica; -1%; +1%.

Exemplo para **solo areno-argiloso**:

- umidade ótima do solo: 11%** (ensaio de compactação na energia do Proctor intermediário;
- determinação da **quantidade básica de emulsão** segundo a expressão $p = k.(\Sigma)^{0,2}$, onde $k = 1,5$ e $\Sigma = 41,20$ m²/kg, o que resulta **p = 3,2% de CAP residual**. Supondo que a emulsão RL-1C apresente 60% de CAP residual, logo o teor de emulsão será **e = 5,5%**;

- c) a partir da umidade ótima são definidos 3 teores de fluido para o solo areno-argiloso (+3% e -3%), logo: **8%**; **11%** e **14%** são os teores de fluido;
- d) A definição das quantidades de água e emulsão dentro de cada teor de fluido se dá a partir de $e = 5,5\%$ e a variação de +1% e -1%. Assim, para o teor de fluido de **8%** existirão 3 combinações água/emulsão: (i) **5,5%** (emulsão) + **2,5%** (água); (ii) **6,5%** (emulsão) + **1,5%** (água); e (iii) **4,5%** (emulsão) + **3,5%** (água). Para o teor de fluido de **14%** outras 3 combinações: (i) **5,5%** (emulsão) + **8,5%** (água); (ii) **6,5%** (emulsão) + **7,5%** (água); e (iii) **4,5%** (emulsão) + **9,5%** (água). O mesmo procedimento se repete para o teor de fluido de 11%;

3) As amostras solo-emulsão deverão ser misturadas da seguinte forma:

- Secagem do material ao ar até a umidade higroscópica;
- Pesagem da quantidade de solos a ser misturada com emulsão;
- Acréscimo de água considerando o teor de fluido pré-determinado (item 2). Aplicar a água na quantidade determinada em 2 ou 3 etapas com tempo de mistura de 1 a 2 minutos para cada etapa de modo a garantir uma boa homogeneização;
- Aplicar a quantidade de emulsão pré-determinada (item 2), em 2 ou 3 etapas com tempo de mistura de cada etapa entre 2 e 3 minutos;
- Reservar ao ar no interior do laboratório por período de 1(uma) hora;
- Homogeneizar por 1 minuto e iniciar a compactação;

4) Deverão ser preparados corpos-de-prova em número suficiente para ensaios de **RCS** (10x13cm – cilindro Proctor; energia do Proctor intermediário – 3 camadas e 21 golpes por camada) e **RT** (cilindro Marshall; 50 golpes), considerando 7 dias de cura (3 corpos-de-prova para cada combinação). Idem para 7 dias de cura mais 1 hora de imersão em água para RT e 2 horas de imersão em água para RCS.

5) A escolha de teores de água e emulsão é baseada inicialmente no descarte dos teores de fluido cujos corpos-de-prova não resistiram à imersão em água seja no ensaio de RT, seja no ensaio de RCS. Os parâmetros para aceitação das

misturas ensaiadas nos ensaios de RT e RCS foram baseados nos resultados dos ensaios apresentados neste trabalho para a área da pesquisa; na experiência de outros autores pesquisados e; na experiência de trechos experimentais. São indicados para os solos da área da pesquisa ou aqueles que apresentam similaridade com estes.

A Tabela 8.3 apresenta uma sugestão deste trabalho, baseada nos ensaios realizados e nas proposições de parâmetros mínimos para a relação entre resistências à tração por compressão diametral imersa/seca (RRT - 60% ou 65%) e relação entre resistências à compressão simples (RRCS - 15%). Os parâmetros de aceitação constantes na referida tabela encontram-se muito próximos entre os tipos de solo apresentados, visto que os resultados dos ensaios mostraram que os solos de maior fração fina também atingem valores semelhantes de RT e RCS que os solos concrecionários lateríticos, porém para um menor número de combinações de água acrescida e emulsão.

Tabela 8.3 - Parâmetros para aceitação das misturas solo-emulsão a partir dos ensaios RT e RCS

Característica	Ensaio de RT	Ensaio de RCS
Solos Arenosos		
Tensão de ruptura - condicionamento de 7 dias de cura ao ar ("seca")	≥ 0,30 MPa	≥ 0,80 MPa
Tensão de ruptura - condicionamento de 7 dias de cura ao ar + imersão ("imersa")	≥ 0,20 MPa	≥ 0,10 MPa
RRT ou RRCS	≥ 60%	≥ 15%
Cascalhos Lateríticos		
Tensão de ruptura - condicionamento de 7 dias de cura ao ar ("seca")	≥ 0,30 MPa	≥ 0,80 MPa
Tensão de ruptura - condicionamento de 7 dias de cura ao ar + imersão ("imersa")	≥ 0,20 MPa	≥ 0,15 MPa
RRT ou RRCS	≥ 65%	≥ 15%

Obs.: RT – ensaio de resistência à tração por compressão diametral (adaptado de DNIT-ME 138/94)

RCS – ensaio de resistência à compressão simples (adaptado de DNIT-IE 004/94)

RRT – relação entre resistências à tração por compressão diametral, imersa/seca.

RRCS – relação entre resistências à compressão simples, imersa/seca

A utilização da Tabela 8.3 pode ser orientada de modo que a escolha dos teores de água e de emulsão se oriente, primeiramente, pela relação entre as tensões para o condicionamento imerso e seco (RRT ou RRCS), ou seja, o menor teor de emulsão

que atenda os parâmetros definidos (60% ou 65% para RRT e 15% para RRCS). A partir deste teor de água e de emulsão, são verificados os demais parâmetros de tensão de ruptura para os dois ensaios (RT e RCS) nos dois condicionamentos (7 dias e 7 dias + imersão). Caso atenda aos parâmetros estabelecidos será escolhido como teor de projeto, caso contrário, verifica-se o teor seguinte de emulsão que atenda a RRT e a RRCS, seguindo o mesmo caminho de atendimento aos demais parâmetros.

A escolha dos solos e do teor, além dos critérios técnicos, deve abranger as restrições orçamentárias, ou seja, materiais locais e mais próximos com menores teores de emulsão são sempre mais atrativos e coerentes com soluções de baixo volume de tráfego.

As sugestões constantes na Tabela 8.3 devem se restringir, inicialmente, aos solos da região estudada ou àqueles que apresentem características semelhantes. Para outros tipos de solos devem ser realizados estudos que possam complementar ou adequar os limites indicados.

8.4.3 Equipamentos

Os principais equipamentos para execução da mistura solo-emulsão são: motoniveladora com escarificador; rolo compactador liso vibratório, rolo compactador de pneus; grade de discos rebocável ou pulvimisturador ou enxada rotativa; caminhão-tanque irrigador; caminhão espargidor de emulsão; caminhão basculante; pá-carregadeira; trator agrícola; régua de madeira ou metálica (3 m).

8.4.4 Execução

A execução conforme descrita abaixo considera a base (de solo ou cascalho laterítico) já compactada na pista. Observa-se que a declividade transversal deve

estar rigorosamente entre 3 e 5%, de preferência nas proximidades do limite superior. Em termos gerais, as operações compreendidas na execução englobam: umedecimento, escarificação, homogeneização, secagem, espargimento; compactação e acabamento. De modo mais detalhado as operações são:

- umedecimento e escarificação na espessura de 4 a 6 cm: O umedecimento, nesta etapa, é opcional, pois tem por objetivo facilitar a escarificação. A escarificação deverá ocorrer com escarificador acoplado à motoniveladora, ou grade de discos, dependendo da densificação e do tipo de solo compactado na pista. A espessura final deverá obedecer, rigorosamente, o especificado no projeto para não comprometer o teor de emulsão pré-determinado;
- destorroamento e homogeneização com grade de discos ou pulvimisturador ou enxada rotativa. No caso da utilização de grade de discos deverá ser acertado o ângulo dos discos e controlada a velocidade do trator rebocador, de modo a evitar que seja excedido o limite da espessura definida em projeto e já escarificada;
- umedecimento através do caminhão-tanque irrigador para atingir a umidade especificada no projeto, caso necessário;
- homogeneização com grade de discos, ou pulvimisturadores ou enxadas rotativas, de acordo com a experiência dos operadores e disponibilidade na obra. Quaisquer dos equipamentos utilizados devem promover a boa homogeneização do solo umedecido para o recebimento da emulsão asfáltica;
- aplicação da emulsão com o caminhão espargidor nas taxas definidas no projeto. A aplicação deverá ser procedida em 2 ou 3 etapas, com taxas crescentes, preferencialmente, de modo a promover a melhor homogeneização do solo e concentrar um maior teor de emulsão na porção superficial da camada. A emulsão, a critério do projetista poderá ser aplicada diluída, geralmente na proporção 1:1. A decisão pela diluição da emulsão, quando tomada em obra, alterando a indicação do projetista, deverá contar com estudo da quantidade de água a aplicar no umedecimento do solo para não elevar, demasiadamente, a quantidade total de água;
- homogeneização do solo com emulsão por meio de grade de discos, ou pulvimisturador ou enxada rotativa, intercalada com as aplicações de emulsão;
- regularização final com a motoniveladora. Nesta etapa, entre as passagens da motoniveladora pode ser aplicada mais uma ou duas camadas de emulsão de

modo a acentuar um maior teor de ligante na porção superficial do revestimento. Caso seja adotada a aplicação de emulsão nesta fase, deverá ser computado no teor total de emulsão aplicado.

- compactação com rolo liso vibratório ou rolo de pneus. O teor de fluido (água + emulsão) indicado pelo projetista poderá estar acima da umidade ótima do solo “in natura”. Os serviços de compactação serão iniciados quando a umidade do solo-emulsão se encontrar dentro dos limites fixados pelo projetista. Após a compactação concluída, o tráfego deve ser evitado ou controlado até a execução da capa selante preliminar;
- capa selante preliminar a ser aplicada em duas etapas. A primeira, de um a quatro dias após a compactação do solo-emulsão, dependendo-se para tal decisão, das condições climáticas e do tráfego, de modo a propiciar a cura da emulsão e não danificar o solo-emulsão compactado. A capa selante deverá consistir no espargimento de emulsão, aplicação de areia e compactação através de rolo de pneus, preferencialmente. A aplicação da emulsão poderá ser precedida de leve umedecimento da camada de solo-emulsão. A mesma seqüência deverá ocorrer após uma semana da primeira etapa e, eventualmente, executando-se correções localizadas da primeira etapa da capa selante, decorrentes de falhas executivas. Por se tratar de uma capa selante provisória, as taxas de emulsão e areia serão menores, em torno de 1,2 l/m² de emulsão (duas etapas) e areia suficiente para cobertura total da superfície (12 kg/m², duas etapas).

8.4.5 Controles

Os controles gerais ligados à execução das obras devem seguir as seguintes orientações:

Controle da emulsão - O controle da emulsão asfáltica deverá ocorrer por meio dos ensaios de viscosidade, peneiração, resíduo por evaporação e ruptura por mistura com cimento a cada 400m de pista, ou a cada recebimento de material. A especificação dos ensaios encontra-se na Tabela 8.2.

Controle dos solos - O controle dos solos deverá ocorrer a cada 200 m de pista, por meio dos ensaios de granulometria (DNIT-ME 080/94); LL (DNIT-ME 122/94); LP (DNIT-ME 082/94), CBR e expansão (DNIT-ME 049/94). Deverá ser realizado também ensaio de compactação (DNIT-ME 129/94) na energia do Proctor intermediário e classificação MCT (DNIT-ME 258/94; DNIT-ME 256/94). A critério do projetista, poderão ser solicitados os ensaios de RT e RCS para verificação dos parâmetros constantes na Tabela 8.3. Sugere-se que estes ensaios se repitam ao mínimo a cada 400 m de pista ou no caso da verificação de alterações nas características dos solos através dos ensaios de caracterização.

Controle dos equipamentos - O controle dos equipamentos é de grande importância, visto que o solo-emulsão é sensível à variabilidade de diversos fatores. Além das verificações básicas para o funcionamento adequado dos equipamentos, sugere-se:

- verificação da boa condição dos “dentes” do escarificador;
- verificação dos bicos da barra do caminhão espargidor;
- verificação dos bicos do caminhão tanque irrigador e do sistema de bombeamento;

Controle do solo-emulsão – Etapa fundamental para a qualidade da obra. Deve, de preferência, ser acompanhada por profissional com experiência anterior na execução do solo-emulsão. Os principais controles desta etapa são:

- controle das espessuras de escarificação, por meio de medições das profundidades alcançadas, com trena de bolso ou gabarito;
- controle tátil-visual do destorroamento e do processo de homogeneização;
- controle da umidade do solo por meio de umidímetro tipo *speedy* ou fogareiro. Deve-se efetuar calibração do processo utilizado com estufa aferida. O controle das umidades deverá ser rigoroso, desde a determinação da umidade higroscópica do material e posteriormente, a cada passagem do caminhão tanque-irrigador seguida da homogeneização;
- controle da taxa de emulsão através do ensaio de bandeja, a cada passagem do caminhão espargidor. Deverá ser realizada aferição anterior para determinação da velocidade do caminhão e eficiência dos bicos espargidores;
- controle visual da homogeneização do solo-emulsão;

- controle de compactação, por meio do equipamento de frasco de areia para obter o grau de compactação (100%) a partir de amostra padrão compactada na energia do Proctor intermediário;
- controle de espessuras e controle da superfície de acabamento. Para o controle da declividade transversal poderá ser utilizado gabarito, porém, preferencialmente, deve ser utilizado equipamento topográfico. A superfície de acabamento e a declividade transversal requerem rigoroso controle para garantia da qualidade e do período de projeto especificado.

Controle da capa selante - Para execução da capa selante provisória devem ser verificadas as taxas de emulsão de modo similar ao procedimento na camada de solo-emulsão, e as taxas de areia, visualmente, ou com procedimento similar (método da “bandeja”), dependendo do modo como a areia será aplicada. A areia deverá ser, preferencialmente, lavada e a emulsão para a capa selante provisória, será admitida a RL-1C. O controle de compactação desta camada é visual.

Os demais parâmetros de aceitação, bem como os controles estatísticos para tal devem seguir aqueles de especificações de serviços similares.

8.4.6 Orientação quanto às patologias verificadas

A experiência adquirida com os trechos experimentais permitiu a elaboração de um quadro de orientação quanto as técnicas de prevenção ou correção dos defeitos verificados em revestimentos de solo-emulsão.

A Tabela 8.4, seguindo o formato apresentado por Silva Jr (2005) pode resumir os defeitos encontrados relacionados às prováveis causas.

Tabela 8.4 – Defeitos verificados nos trechos experimentais

Tipo do Defeito	Causas Prováveis	Técnicas Preventivas	Técnicas Corretivas
Trincas	Contaminação da areia da capa selante por material fino, ocasionando contração.	Seleção adequada da areia a ser aplicada na capa selante	Aplicação de nova capa selante nos locais de defeito.
Panelas	Má execução localizada da capa selante e desagregação de solo-emulsão.	Verificação do perfeito funcionamento dos bicos espargidores. Taxa adequada e uniforme da emulsão e do agregado.	Aplicação de nova capa selante nos locais de defeito após tapa-buraco eventual com solo-emulsão ou PMF*.
	Concavidade suave localizada na plataforma por deficiência executiva	Verificação dos equiptos de regulariz. e compact. do solo-emulsão. Habilidade do operador. Uniformidade das taxas de agregado na capa selante. Utilização da régua de 3m para controlar acabamento.	Aplicação de nova capa selante nos locais de defeito após tapa-buraco eventual com solo-emulsão ou PMF*.
	Segregação do solo que compõe o solo-emulsão e/ou má compactação	Verificação da homogeneização do solo-emulsão anterior à compactação. Controle da granulometria e limitação de Ø acima do máximo.	Aplicação de nova capa selante nos locais de defeito após tapa-buraco com solo-emulsão ou PMF*.
Trilhas de Roda	Deficiência na compactação. Desgaste pela ação abrasiva do tráfego.	Verificação da umidade de compactação e do grau de compactação. Verificação da taxa de emulsão.	Escarificar e compactar novamente a área defeituosa. Conforme as dimensões poderá ser feito com eqptos manuais.
Drenagem superficial insuficiente	Declividade transversal insuficiente. Escoamento lateral deficiente ou com obstáculos.	Atenção especial à declividade transversal durante a obra. Construção de valetas / sarjetas e ou saídas d'água.	Reconformação da declividade transversal. Desobstrução ou construção de valetas / sarjetas ou saídas d'água.
Perda de Agregados	Compactação insuficiente. Falta de capa selante provisória ou definitiva. Taxa de emulsão insuficiente. Períodos prolongados de estiagem ou chuvas.	Controle na compactação. Execução de capa selante. Verificação da taxa de emulsão.	Execução de capa selante. Reestabilização do segmento com escarificação, adição de emulsão e compactação.
Pó	Ausência ou falhas na capa selante. Taxa de emulsão insuficiente. Períodos prolongados de estiagem.	Execução de capa selante. Verificação da taxa de emulsão.	Execução ou correção localizada da capa selante.

Obs. : Caso a espessura da panela exceda o revestimento de solo-emulsão, pode-se usar laterita compactada para recomposição da panela.

Espera-se que as diretrizes propostas neste trabalho contribuam para a difusão e melhor qualidade dos pavimentos que utilizem o solo-emulsão. Por se tratar de proposição inicial, a sua utilização trará importantes adequações e complementações, como maior abrangência para os solos utilizados e para o tipo de emulsão. Os próprios procedimentos e ensaios, à medida que se sucedam as experiências práticas devem ser aperfeiçoados.

9 CONCLUSÕES

Este trabalho foi elaborado tendo como área de estudo a ilha de São Luís no Estado do Maranhão. Constata-se uma grande extensão da malha rodoviária regional com baixo volume de tráfego e sem pavimentação, contrastando com o alto custo das soluções de pavimentação praticadas. Muitas vezes é isso que inviabiliza as novas obras, pois os recursos públicos disponíveis para esta finalidade são escassos. As soluções alternativas que considerem os materiais locais e atendam à demanda de tráfego de baixo volume serão, efetivamente, menos onerosas que as tradicionais. Mas, devem aliar a isso, principalmente, uma execução das obras com equipamentos simples e mão-de-obra sem grande qualificação, pois só assim são reais as possibilidades de lograr êxito e contribuir para a melhor qualidade de vida da população local, num sentido amplo.

A alternativa de pavimentação para baixo volume de tráfego escolhida para a pesquisa foi a estabilização de solos com emulsão asfáltica, já utilizada no passado e carecendo de estudos atuais e regionalizados, visto a diversidade de vários fatores geoambientais. Nesta tônica, deve-se apresentar um procedimento laboratorial que oriente o meio técnico local para a seleção de solos e para o projeto de dosagem da mistura solo-emulsão. A emulsão definida pelo autor foi a RL-1C, com base nas experiências anteriores registradas e pelos motivos expostos no trabalho. Não bastariam as diretrizes laboratoriais se os procedimentos de serviço em campo também não fossem apresentados, mesmo que em forma de linhas gerais, porém adaptáveis às condições de muitas localidades onde prepondera o baixo volume de tráfego.

Os principais tópicos abordados no trabalho são discorridos na seqüência, evidenciando as conclusões alcançadas pelo autor.

Baixo Volume de Tráfego

O BVT foi definido, no capítulo 2, para a região de estudo: um volume diário médio de até 200 veículos ($VDM \leq 200$) que apresente ao máximo 60 veículos comerciais. Só no Estado do Maranhão encontram-se nessa faixa de tráfego em torno de 37% da malha rodoviária estadual com base nos registros existentes e perto de 95% da malha rodoviária municipal, segundo previsões do autor.

Apesar de que as rodovias de BVT devam possuir padrões bem definidos de projeto e construção, evidentemente adequados às menores solicitações operacionais, uma associação ao baixo custo é inevitável, sem detrimento do padrão de qualidade. Neste trabalho, ainda no capítulo 2, conclui-se que se o orçamento dos serviços de pavimentação da rodovia atingir um valor 30% inferior ao correspondente às soluções ditas tradicionais, ele já se insere no contexto das rodovias de baixo custo.

Mapeamento Geotécnico

Sobre os mapas geológico e pedológico existentes na região da pesquisa, realizou-se um trabalho de sobreposição digital dos mesmos, cuja síntese é apresentada no capítulo 4, e deu origem ao mapa geotécnico georreferenciado da ilha de São Luís, onde se constatam nove unidades geotécnicas principais (RQOltqb, PVActqb, PVAtqb GXAtqb, OJqhg, OJqha, RQOłqha, OJtqb, RQOłqhm), das quais quatro apresentam solos potencialmente utilizáveis na pavimentação (RQOltqb, PVAtqb, PVActqb, RQOłqhm) , *in natura* ou por meio de estabilizantes. Destas quatro unidades geotécnicas foram coletadas 18 amostras para caracterização laboratorial, que podem ser utilizadas em várias camadas como reforço de subleito, sub-base e base de pavimentos. Os ensaios realizados nestas amostras seguem a linha tradicional do meio rodoviário local, à exceção da utilização da classificação dos solos por meio da metodologia MCT e dos ensaios de módulo de resiliência para avaliação da deformabilidade dos solos.

MCT

São os primeiros resultados, de um trabalho acadêmico, publicados na área da pesquisa, de ensaios de MCT e devem ser reunidos com os demais estudos que venham a se realizar, para o melhor conhecimento dos materiais locais.

Como os solos coletados são provenientes, na maioria, de unidades geotécnicas que em tese, apresentam bons materiais para pavimentação, não houve diversidade nos resultados da classificação MCT para estes materiais. Resultaram 16 classificados como NA' (não-laterítico arenoso), dos 20 coletados ou TA' (transicional arenoso) pela classificação MCT-M. Ainda pelo mapa geotécnico, infere-se que a disponibilidade de solos finos lateríticos é escassa na ilha de São Luís, o que não invalidou a utilização da metodologia, pois no restante do Estado existem várias áreas potenciais de ocorrência destes solos.

Os dois métodos de pastilhas utilizados para identificação MCT apresentaram algumas divergências nos resultados que devem ser entendidas como peculiaridades dos solos transicionais (TA') existentes na área de estudo ou ainda, pela inexistência de pesquisas com solos locais que promovam maior entendimento sobre o método.

Dosagem da mistura solo-emulsão

O estudo do procedimento laboratorial para o projeto da mistura solo-emulsão iniciou-se com a definição de quatro solos dentre os coletados e caracterizados. São os solos aqui denominados 090, 092F, 092 e 424 de características diferenciadas dentro de uma amostragem direcionada à pavimentação. Os dois primeiros são solos finos, areno-siltosos e areno-argilosos, respectivamente, e os demais são cascalhos lateríticos. Estes solos foram misturados à emulsão RL-1C, definida para uso no trabalho, por meio de um aprendizado extenso, cujos resultados, foram, aqui, apresentados. Os tempos de mistura do solo com a emulsão (um a dois minutos por etapa – de duas a três); de aeração antes da compactação (uma hora); de cura após a compactação (sete dias) e o condicionamento para realização dos ensaios

(seco, imerso ou frente úmida), foram entre outras, definições decorrentes de estudos preliminares exaustivos e necessários.

Dando continuidade ao procedimento laboratorial adotaram-se os ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) e de resistência à compressão simples (RCS) por questões de simplicidade e disponibilidade de equipamentos em laboratórios de pequeno porte. Esses ensaios realizados nas amostras de solo-emulsão, além da caracterização dos solos citada, e o vasto material bibliográfico pesquisado, apresentado do capítulo 3, possibilitaram a proposição de um procedimento de seleção de solos e de dosagem da mistura solo-emulsão para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego, explicitado no capítulo 8. Essa proposição atende, essencialmente, a região da pesquisa, porém é aplicável às regiões de características similares, e adaptável às demais regiões desde que verificados através de estudos locais, os parâmetros apresentados neste trabalho.

O ensaio WTAT foi utilizado para validação de teores analisados nos ensaios de RT e RCS, submetendo as amostras de solo-emulsão aos esforços abrasivos do equipamento, que simulam os esforços do tráfego. O ensaio mostrou-se adequado para estabelecer critérios que complementem as proposições de procedimentos laboratoriais de seleção de solos e definição de teores de fluidos.

Propriedades mecânicas das misturas de solo-emulsão

As propriedades mecânicas de dois dos quatro solos selecionados para mistura com emulsão foram avaliadas por meio dos ensaios de módulo de resiliência e índice de suporte Califórnia. Constatou-se a importância de um condicionamento que contemple a absorção d'água como forma de estimar a amplitude dos resultados das propriedades medidas. O ensaio CBR não se mostrou adequado para a finalidade de determinação de propriedades, nem tampouco como complementar na seleção da dosagem de emulsão. Há uma inadequabilidade conceitual na avaliação de misturas estabilizadas com ligantes asfálticos e levadas à cura, pelo ensaio de índice de suporte Califórnia. O ensaio de módulo de resiliência mostrou-se adequado para a compreensão da deformabilidade após compactação e cura, e ainda após a ação da água, mostrando a diferenciação de comportamento dos solos

testados. O procedimento da “frente úmida” para reabsorção de água foi considerado eficiente para simular condições mais próximas do que ocorre em campo. O ensaio de módulo de resiliência não é adequado para definição da melhor composição solo-água-emulsão, seja pelas características de complexidade, como também de custos que envolvem o ensaio. Isto não desconsidera a possibilidade de realização destes ensaios caso haja facilidade para tal, principalmente para refinar e melhor compreender os fenômenos envolvidos na mistura solo-emulsão, como para melhor definir ou mesmo validar os métodos mais simples de dosagem.

Trechos experimentais

Foram realizados dois trechos experimentais dentro da área da pesquisa, onde tanto os operadores quanto os equipamentos utilizados supõe-se, sejam semelhantes aos que seriam empregados em trechos de BVT na área do estudo. A experiência adquirida em campo foi fundamental para ampliar o conhecimento sobre a mistura solo-emulsão aplicada como revestimento e ainda para apresentar as diretrizes de obra no capítulo 8, que são complementadas pela sugestão dos controles que devem ser efetuados sobre materiais, equipamentos e serviços.

Levantamentos deflectométricos realizados antes e depois das obras (trecho 1), ou mesmo, em dois momentos após a obra (trecho 2), auxiliaram no entendimento das deflexões recuperáveis para as camadas alternativas de pavimento. A base de cascalho laterítico e o revestimento de solo-emulsão mostraram que são suscetíveis às intempéries e há necessidade de complementar os levantamentos em mais períodos ao longo do ano para a análise completa da variabilidade de resultados.

Avaliou-se a condição da superfície de um dos trechos construídos, utilizando técnica específica para as rodovias não-pavimentadas, que conclui pelo bom estado geral do trecho após quase dois anos em serviço. A aplicação da técnica mencionada possibilitou o levantamento e análise de causas prováveis dos defeitos ocorridos.

Diretrizes para especificação de serviço

Este capítulo foi destinado a reunir as principais proposições do trabalho, quais sejam: a escolha do solo, o procedimento de dosagem laboratorial do solo-emulsão, o detalhamento das etapas construtivas, os controles tecnológicos e por fim, um quadro de orientação para uso de técnicas de correção ou prevenção das patologias do solo-emulsão como revestimento, ou revestido por capa selante. As proposições do capítulo 8 são baseadas nos ensaios e trechos experimentais conduzidos com os solos e demais condições locais da área da pesquisa, e portanto, a ela aplicáveis, o que não impede complementações ou adaptações fruto de experiências de outras regiões.

Por fim, conclui-se que é grande o potencial de uso de misturas solo-emulsão como camada de revestimento, em rodovias de baixo volume de tráfego, na ilha de São Luís, desde que se utilizem os procedimentos sugeridos neste trabalho no que tange às etapas de laboratório e de execução. Sobre a mistura em foco, pode ser executado um tratamento superficial simples, tipo capa selante, por exemplo, que demonstrou ser complementar e essencial para o sucesso do solo-emulsão.

Recomendações

Considerando-se a necessidade de algumas recomendações, este trabalho prevê ainda a apresentação de algumas delas, visto que se torna impossível esgotar aqui, todas as vertentes de conhecimento sobre o assunto solo-emulsão. Assim, em forma de tópicos, faz-se um elenco com as seguintes sugestões:

- aumentar a abrangência deste estudo para outros tipos de solos que possam confirmar, complementar ou adaptar as diretrizes do procedimento laboratorial apresentado neste trabalho;
- testar outros ensaios para compor a seleção da melhor dosagem do solo-emulsão e a qualificação da mistura solo-emulsão para aplicação em campo. Estes ensaios devem utilizar equipamentos e procedimentos simplificados que viabilizem a difusão nos pequenos laboratórios;

- construir outros trechos experimentais, o que na opinião deste autor, talvez seja a mais importante recomendação. O ajuste do desempenho de campo e dos resultados de laboratório para este tipo de mistura, onde o teor de emulsão é restringido também pelo custo, aparece como fundamental para o aperfeiçoamento dos métodos propostos. A promoção de segmentos experimentais é um desafio que deve ser levado às autoridades governamentais e empresas privadas para que, em escala real e em tempo abreviado, se conheça o solo-emulsão e possibilite sua difusão fundamentada em conhecimento;
- elaborar estudos que envolvam os custos de construção de pavimentos com solo-emulsão e as formas de minimizá-los, sem comprometer a qualidade e a vida útil que se espera deles;
- desenvolver um método de avaliação de superfícies de pavimentos de baixo custo sem revestimento asfáltico, ou apenas com capa selante;
- desenvolver catálogos de estruturas de pavimentos regionalizados para rodovias de baixo volume de tráfego com a síntese dos procedimentos laboratoriais e executivos.

REFERÊNCIAS

- AKZO NOBEL. **Asphalt applications emulsion school**. 2005. 1 CD-ROM.
- ALMEIDA, R.V.O. **Concepção de modelos de avaliação de condições de rolamento e indicação de priorização de vias como etapas de um sistema de gerência de vias não pavimentadas**. 2006. 178 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.
- AMARAL, S. C. **Estudo de misturas laterita-asfalto da região metropolitana de Belém-PA para revestimentos de pavimento**. 2004. 198 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guidelines for geometric design of very low-volume local roads**. Washington DC, 2001. 94 p.
- AMERICAN ASSOCIATION OF TESTING MATERIALS. **ASTM D 915**: methods for testing soil-bituminous mixtures. Rev. West Conshohocken, 1978.
- ARANCIBIA, S. D. A.; PARREIRA, A. B. Estudo da resistência e do módulo de resiliência de solos lateríticos com a adição de emulsão asfáltica. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 22., 2008, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: ANPET, 2008. 1 CD-ROM.
- ARAÚJO, R. N. A.; LUCENA, F. B.; FERREIRA, H. C. Propriedades de resistência ao cisalhamento de solos lateríticos estabilizados com emulsão asfáltica catiônica RM-1C. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 18., 1983, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABPv, 1983. p. 499-418.
- ASIAN DEVELOPMENT BANK. Assessing development impact series. Operation Evaluation Department of Asian Development Bank. **Paving the way to poverty reduction through better roads**. Disponível em: <www.oecd.org/fr>. Acesso em: 25 ago. 2007.
- _____. Operation Evaluation Department of Asian Development Bank. **Impact of rural roads on poverty reduction. A case study-based analysis**. Disponível em: <www.oecd.org/fr>. Acesso em: 15 fev. 2008.
- ASPHALT INSTITUTE. **Manual Series nº14 (MS-14)**: Asphalt cold mix manual. Lexington, 1989. 88 p.
- _____. **Manual Series nº19 (MS-19)**: A basic asphalt emulsion manual. Lexington, EUA, 1996. 92 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTO. **Manual básico de emulsões asfálticas**. Rio de Janeiro: ABEDA, 2001. 136p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6567**: emulsões asfálticas - determinação da carga da partícula. Rio de Janeiro, 2000a. 3 p.

_____. **NBR 6302**: emulsões asfálticas - determinação da ruptura – método de mistura com filer silícico. Rio de Janeiro, 2000b. 2 p.

_____. **NBR 6570**: emulsões asfálticas - determinação da sedimentação. Rio de Janeiro, 2000c. 3 p.

_____. **NBR 6300**: emulsões asfálticas catiônicas - determinação da resistência à água (adesividade). Rio de Janeiro, 2001. 3 p.

_____. **NBR 6567**: emulsão asfáltica de ruptura lenta - determinação da ruptura – método da mistura com cimento. Rio de Janeiro, 2003. 2 p.

_____. **NBR 15087**: misturas asfálticas - determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2004. 4 p.

_____. **NBR 6299**: emulsões asfálticas – determinação do pH. Rio de Janeiro, 2005a. 2 p.

_____. **NBR 6568**: emulsões asfálticas - determinação do resíduo da destilação. Rio de Janeiro, 2005b. 5 p.

_____. **NBR 14393**: emulsões asfálticas - determinação da peneiração. Rio de Janeiro, 2006. 3 p.

_____. **NBR14491**: emulsões asfálticas - determinação da viscosidade Saybolt Furol. Rio de Janeiro, 2007a. 8 p.

_____. **NBR 14249**: emulsão asfáltica catiônica - determinação expedita da resistência à água (adesividade) sobre agregados graúdos. Rio de Janeiro, 2007b. 3 p.

_____. **NBR 14376**: emulsões asfálticas catiônicas - determinação de resíduo asfáltico por evaporação. Rio de Janeiro, 2007c. 2 p.

_____. **NBR 6569**: emulsões asfálticas catiônicas - determinação da desemulsibilidade. Rio de Janeiro, 2008. 3 p.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R. **Estradas rurais – técnicas adequadas de manutenção**. Florianópolis: DER-SC, 2003. 204 p.

BAUMGARDNER, G. L. **Asphalt emulsion manufacturing today and tomorrow**. E-C102 Circular. Transport Research Board. Washington, 2006.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. 1995. 237 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica, Universidade São Paulo, São Paulo, 1995.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G. da; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros**. 1. ed. Rio de Janeiro: Petrobras, 2007. v. 1. 520 p.

BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Método de ensaio 049**: solos – determinação do CBR para amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994. 14 p.

_____. **Especificação de material 369**: emulsões asfálticas catiônicas. Rio de Janeiro, 1997a. 4 p.

_____. **Especificação de serviço 303**: pavimentação – base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 1997b. 7 p.

_____. **Especificação de serviço 308**: pavimentação – tratamento superficial simples. Rio de Janeiro, 1997c. 9 p.

_____. **Especificação de serviço 309**: pavimentação – tratamento superficial duplo. Rio de Janeiro, 1997d. 10 p.

_____. **Especificação de serviço 310**: pavimentação – tratamento superficial triplo. Rio de Janeiro, 1997e. 10 p.

_____. **Manual de projeto geométrico de rodovias rurais**. Rio de Janeiro, 1999. 228 p.

BRASIL. DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Instrução de ensaio 004**: solos coesivos – determinação da resistência à compressão simples. Rio de Janeiro, 1994a. 11 p.

_____. **Método de ensaio 051**: solos – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1994.b 12 p.

_____. **Método de ensaio 082**: solos – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1994c. 3 p.

_____. **Método de ensaio 122**: solos – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1994d. 7 p.

_____. **Método de ensaio 129**: solos - compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994e. 7 p.

_____. **Método de ensaio 131**: solos – determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 1994f. 8 p.

_____. **Método de ensaio 162**: solos – compactação utilizando amostras trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994g. 7 p.

_____. **Método de ensaio 203**: solo-cimento – determinação da durabilidade através da perda de massa por molhagem e secagem. Rio de Janeiro, 1994h. 4 p.

_____. **Método de ensaio 228**: solos – compactação em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 1994i. 14 p.

_____. **Método de ensaio 256**: solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994j. 14 p.

_____. **Método de ensaio 258:** solos compactados em equipamento miniatura – mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994k. 14 p.

_____. **Procedimento 269:** Projeto de restauração de pavimentos flexíveis – TECNAPAV. Rio de Janeiro, 1994i. 17 p.

_____. **Método de ensaio 84:** Agregado miúdo – determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1995. 3 p.

_____. **Método de ensaio 254:** solos compactados em equipamento miniatura – mini-CBR e expansão. Rio de Janeiro, 1997. 14 p.

_____. **Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro, 2006. 278 p.

_____. **PNV – 2006. Resumos gerais.** Disponível em: <www.dnit.gov.br>. Acesso em: 28 jul. 2007.

_____. **Especificação de serviço 098:** pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico. Rio de Janeiro, 2007. 7 p.

BULLEN, F. Design and construction of low-cost, low-volume roads in Australia. **Transportation Research Record**, v. 2, n. 1819, p. 173-180, 2003. Apresentado a Eighth International Conference on Low-Volume Roads, Washington DC, 2003.

BUENO, B. S.; CARVALHO, C. A. B.; DOURADO F. J.; LIMA, D. C. Estudo experimental de solos estabilizados com betume. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25.1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABPv, 1991. v. 1. p. 455-468.

CARVALHO, C. A. B.; DOURADO F. J.; SANTOS, N. R. E. Uma análise de desgaste e de resistência à compressão simples. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 26., 1992, Aracaju. **Anais...** Aracaju: ABPv, 1992. v. 1. p. 150-164.

CARVALHO FILHO, C. R.; CAVALCANTE, F. P.; MACEDO, J. A. G.; PONTES FILHO, I. D. S.; CAVALCANTE, C. M. B. Utilização de emulsões asfálticas em pavimentação urbana. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 15., 2008, Salvador. **Resumo dos trabalhos.** Salvador: ABPv, 2008. 1 CD-ROM.

CASTRO, C. A. A. **Estudo da técnica de anti-pó com emulsão de xisto em pavimentos para baixo volume de tráfego.** 2003. 174 p. Tese (Mestrado) - COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 2003.

CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS. **Guide pratique de dimensionnement dès chaussées pour lês pays tropicaux.** Republique Française, 1980.

CHAVES, F. J.; MOTTA, L. M. G.; BENEVIDES, S. A. S. Revestimento com tratamento superficial simples em rodovias de baixo volume de tráfego. In: ENCONTRO DO ASFALTO, 17., 2004, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro, Instituto Brasileiro do Asfalto, 2004. p. 275-284.

CENTRAL INTELLIGENCE AGENCY. **The world fact book 2008**. Disponível em: <<https://www.cia.gov/library/publications/the-world-factbook/>>. Acesso em 30 mar. 2008.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES, SERVIÇO NACIONAL, SERVIÇO SOCIAL DO TRANSPORTE, SERVIÇO NACIONAL DE APRENDIZAGEM DO TRANSPORTE. **Pesquisa rodoviária 2005**. Disponível em: <www.cnt.org.br>. Acesso em: 25 set. 2007.

_____. **Atlas do transporte 2006**. Disponível em: <www.cnt.org.br>. Acesso em: 25 set. 2007.

COSTA, S. B. **Tratamento contra pó em estradas do DER-BA**. Salvador: Serviços de Pesquisas Tecnológicas do DER-BA, 1985. (Relatório interno do serviço de pesquisas tecnológicas).

COSTA, C.A. Tratamento anti-pó (TAP). In: ENCONTRO DO ASFALTO, 8, 1986, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: IBP, 1986. p. 176-188.

DARTER, M. I. WASILL, R. G. AHLFIELD, S. R. Use of Marshall equipment in development of asphalt emulsion mixture design methods and criteria. Washington DC: TRB, **Transportation Research Record**, n.754, p. 9-17, 1980.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM - SP. **Manual de normas: pavimentação**. São Paulo: DER-SP, 1991. Seção 3.07, p. 84-97.

DIAS, R. D. **Aplicação da pedologia e geotecnia no projeto de fundações de linhas de transmissão**. 1987. 309 p. Tese (Doutorado) – COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro, 1987.

DUARTE, J. C. Avaliação de um projeto de pavimento de baixo custo para a Amazônia sedimentar. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 20., 1985, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: ABPv, 1985. v. 2. p. 557-596.

DUQUE NETO, F. S. **Proposição de metodologia para escolha de solo e dosagem de antipó com emulsão de xisto**. 2004. 267 p. Tese (Mestrado) – COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

EKBLAD, J. Statistical evaluation of resilient models characterizing coarse granular materials. **Materials and Structures**, n. 41, p. 509-525, 2008.

EMBRAPA SOLOS. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 2ª ed. Rio de Janeiro, 2006. 306 p.

FERREIRA, A. M. **Estudo de três solos estabilizados com uma emulsão asfáltica catiônica**. 1980. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1980. 99 p.

FORTES, F. Q. **Pavimentos de baixo custo: considerações sobre seus defeitos e propostas de conservação e recuperação**. 1994. 170 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.

GERÊNCIA DE INFRA-ESTRUTURA DO ESTADO DO MARANHÃO. **Sistema rodoviário do Estado do Maranhão**. São Luís: Gerência de Infra-estrutura do Estado do Maranhão, 1998. (Relatório Técnico).

GERÊNCIA DE PLANEJAMENTO E DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO, LABORATÓRIO DE GEOPROCESSAMENTO – UEMA. **Atlas do Maranhão**. São Luís: Gerência de Planejamento e Desenvolvimento Econômico, Laboratório de Geoprocessamento – UEMA, 2002. 44 p.

GIVENS, J. Implementation of Program Guidelines and Pilot Projects. **Transportation Research Record**, v. 2, n. 1819, p. 262-267, 2003. Apresentado a Eighth International Conference on Low-Volume Roads, Washington DC, 2003.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B. Caracterização de propriedades geotécnicas de solos realizadas no próprio campo e de maneira expedita. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32., 2000, Brasília. **Anais...** Brasília: ABPv, 2000. p.107-115.

GONDIM, L. M. **Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropólo do baixo Jaguaribe – Estado do Ceará**. 2008. 219 p. Dissertação (Mestrado) - Programa em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2008.

GUARÇONI, D. S.; MATTOS, A. B. G.; GONCALVES, N. R. Estabilização de Solos com Betume - Técnicas de Execução. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 23., 1988, Florianópolis. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1988. p. 447-483.

HIGASHI, R. R. **Utilização de um SIG no desenvolvimento de um banco de dados geotécnicos do norte do estado do Rio Grande do Sul**. 2002. 203 p. Dissertação (Mestrado) - Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

HUDSON, W. R.; MEYER, A. H. Guidelines for material requirements of low volume roads. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1997. v. 1. p. 12-28.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil stabilization – principles and practice**. Sidney: Butterworths, 1972. 374 p.

INSTITUTO DO ASFALTO. **Manual do asfalto**. Tradução da edição de 1989 Lexington, 2001. 635p.

INSTITUTO MARANHENSE DE ESTUDOS SOCIOECONÔMICOS E CARTOGRÁFICOS. **Maranhão em dados – 2005**. São Luís: Instituto Maranhense de Estudos Socioeconômicos e Cartográficos, 2007.

JACINTHO, E. C. **Estudo do comportamento de misturas solo-emulsão para uso em barragens**. 2005. 160 p. Dissertação (Mestrado) – Depto. de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

JAMES, A. **Overview of asphalt emulsion**. E-C102 Circular. Transport Research Board. Washington, 2006.

JOHNSON, G. Minnesota's experience with thin bituminous treatments for low-volume roads. **Transportation Research Record**, v. 2, n. 1819, p. 333-337, 2003. Apresentado a Eighth International Conference on Low-Volume Roads, Washington DC, 2003.

KÉZDI, A. **Handbook of soil mechanics – soil testing**. New York: Elsevier/ North Holland, 1979. v. 2. 260 p.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES. **Chaussées neuves à faibles trafic – manuel de conception**. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1981.

_____. **French design manual for pavement structures – guide technique**. Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 1997. 248 p.

LARSEN, J. **Tratamento superficial na construção e conservação de rodovias**. São Paulo: ABEDA, 1985. 143 p.

LOPES, J. B. J. **As emulsões asfálticas como solução para a Amazônia**. São Paulo: Asfaltos Chevron, 1980.

MACEDO, J. A. F. G. **Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. 1996. 456 p. Tese (Doutorado) - COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 1996.

MADZIKIGWA, B. B. Nature and effects of low-volume roads in Botswana. **Transportation Research Record**, v. 1, n. 1819, p. 88-96, 2003. Apresentado a Eighth International Conference on Low-Volume Roads, Washington DC, 2003.

MAMLOUK, M.S.; WOOD L. E.; GADALLAH. A. A. Laboratory evaluation of asphalt emulsion mixtures by use of the Marshall and indirect tensile tests. Washington DC: TRB, **Transportation Research Record**, n. 754, p. 19-22, 1980.

MARANGON, M. **Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência**. 2004. 442 p. Tese (Doutorado) - COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

MARANHÃO. Secretaria do Estado de Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Coordenadoria de Programas Especiais. Programa Estadual de Gerenciamento Costeiro. Macrozoneamento do Golfão Maranhense. Diagnóstico ambiental da microrregião da aglomeração urbana de São Luís e dos municípios de Alcântara, Bacabeira e Rosário. **Estudo de Geologia**. São Luís: SEMA/MMA/PNMA, 1998a. 31 p.

_____. Secretaria do Estado de Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Coordenadoria de Programas Especiais. Programa Estadual de Gerenciamento Costeiro. Macrozoneamento do Golfão Maranhense. Diagnóstico ambiental da microrregião da aglomeração urbana de São Luís e dos municípios de Alcântara, Bacabeira e Rosário. **Estudo de Pedologia/Cobertura Vegetal**. São Luís: SEMA/MMA/PNMA, 1998b. 186 p.

MATTOS, A. B. G. Estabilização de solo com betume. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 25., 1991, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABPv, 1991. v. 1. p. 85-198.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas.** Tese (Doutorado) – COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro, 1991. 336 p.

MELO, A. L. **I Curso de atualização em Engenharia Rodoviária.** Recife: Departamento de Estradas de Rodagem de Pernambuco, 1991.

MICELI, J. G., **Comportamento de solos do Estado do Rio de Janeiro estabilizados com emulsão asfáltica.** 2006. 267 p. Dissertação (Mestrado) - Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2006.

MOMM, L. Uso de emulsão catiônica na estabilização de solos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 18., 1983, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: ABPv, 1983. p. 553-557.

MOREIRA, C. C.; MOREIRA, E. D.; SETTE, J. C.; ARAÚJO NETO, L. G. de; ROCHA, M. M. M. **Estabilização betuminosa como alternativa para pavimentação de rodovias vicinais e municipais – uma estratégia para redução de custos.** 1995. Monografia do II Curso de Pós-Graduação em Engenharia Rodoviária “Lato Sensu”, Belo Horizonte, 1995.

MOREIRA, E. D. Estabilização betuminosa de uma base ou revestimento primário como alternativa para pavimentação de vias urbanas de baixo volume de tráfego. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 13., 2006, Maceió. **Resumo dos trabalhos.** Maceió: ABPv, 2006. 1 CD-ROM.

MOURA, E. de; SANT'ANNA, W. C. ; BERNUCCI, L. L. B. M-MCV simplificado - cálculo do coeficiente C' uma abordagem didática. **Resumo dos trabalhos.** In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 37., 2006, Goiânia. Goiânia: ABPv, 2006. 1 CD-ROM.

MINISTÉRIO DA REGIÃO DE WALLONNE. **Estradas rurais – guia de concepção e dimensionamento.** Wallone: Serviço de Remembrement Rural. Ministério da Região de Wallonne, 1985.

NOGAMI, J. S.; COZZOLINO, V. M. N. Identificação de solos tropicais: dificuldades e proposta de um método preliminar. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 20., 1985, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1985. v. 1. p. 115-234.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 15., 1980, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABPv, 1980. 30 p.

_____. 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. v. 1. p. 30-41.

_____. Identificação expedita dos grupos de classificação MCT para solos tropicais. In: 10º CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E FUNDAÇÕES, 1994, Foz do Iguaçu, **Anais...Foz do Iguaçu**, ABMS, Vol.4, p.1293-1300.

_____. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Editora Villibor, 1995. 240 p.

O'FLAHERTY, C. A. **Highways. vol.2 - highway engineering**. London: Butler&Tanner, 1974. 457 p.

ORGANISATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT. **Economic design of low-traffic roads**. Road Transport Research. Paris: Organisation for Economic Co-Operation and Development, 1986.

PINARD, M. I.; GOURLEY, C. S.; GREENING, P. A. K. Rethinking traditional approaches to low-volume road provision in developing countries. **Transportation Research Record**, v. 1., n. 1819, p. 74-80, 2003. Apresentado a Eighth International Conference on Low-Volume Roads. Washington DC, 2003.

PINTO S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. 2ª ed. Rio de Janeiro: Copiadora e Artes Gráficas, 2002. 269 p.

PREUSSLER, E. **Ensaio dinâmico de solo arenoso**. 1978. Tese (Mestrado) – COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro, 1978.

REDE ASFALTO. **Relatório final da rede asfalto N/NE – projetos 2002-2005**. Fortaleza: Rede Asfalto, 2006. (Relatório Interno). 431 p.

RIOS, L. **Geografia do Maranhão**. São Luís: Editora Central dos Livros, 2005. 123 p.

SANTANA, H. Estabilização betuminosa de revestimentos primários. In: REUNIÃO DE TÉCNICOS EM MANUTENÇÃO DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1., 1976, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: IBP, 1976.

_____. Pavimentos de baixo custo e solos lateríticos. In: SEMINÁRIO SOBRE SOLOS LATERÍTICOS, IPR, 15º DRF-DNER, FESM, DER-MA, 1977, São Luís. **Anais...** São Luís: 1977.

_____. Pavimentos de baixo custo. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 14., 1978, João Pessoa. **Anais...** João Pessoa: ABPv, 1978. p. 59-180.

_____. **Manual de pré-misturados a frio**. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Petróleo, 1992. 298 p.

_____. Introdução à mecânica dos pavimentos de baixo custo. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27., 1993, Teresina. **Anais...** Teresina: ABPv, 1993. v.1. p. 488-522.

SANT'ANA, W. C.; BERNUCCI, L.L.B.; LEITE, L. M. Pavimento em solo-emulsão para vias de baixo volume de tráfego. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 38, 2007. Manaus. **Anais**. Manaus: ABPv, 2007a. 1 CD-ROM.

SANT'ANA, W. C.; BERNUCCI, L.L.B.; NASCIMENTO, L.A. Trecho experimental com mistura cascalho laterítico-emulsão para baixos volumes de tráfego. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 14, 2007, Ribeirão Preto. **Anais**. Ribeirão Preto: ABPv, 2007b. 1 CD-ROM.

SANT'ANA, W. C. A técnica de cruzamento de mapas para orientar serviços de pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DA ANPET, 19., 2005. Florianópolis. **Resumo dos trabalhos**. Florianópolis: ANPET, 2005. 1 CD-ROM.

SANTOS, J. D. G. **Contribuição ao estudo dos solos lateríticos granulares como camada de pavimento**. 1998. 342 p. Tese (Doutorado) - COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro, 1998.

SCHRAMM, L. L. **Emulsions – fundamentals and applications in the petroleum industry**. Washington DC: American Chemical Society, 1992. 428 p.

SHERRARD, H. M. **Australian road practice**. Melbourne: Brown, Prior, Anderson Pty., 1958. 407 p.

SILVA JUNIOR, S. I. da. **Estudo do tratamento superficial antipó para vias de baixo volume de tráfego**. 2005. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. 110 p.

SILVEIRA, M. **Estudo sobre adição de polímero em areia-asfalto a frio**. 1999. 112 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

SOLIZ, V. V. P. **Estudo de solos do Estado do Rio de Janeiro estabilizados com emulsão asfáltica**. 2007. 182 p. Dissertação (Mestrado) – COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

THENOUX, G.; GONZÁLEZ, A.; HALLES, F. Chilean structural design guide for low-volume roads. **Transportation Research Record**, v. 2, n. 1819, p. 306-313, 2003. Apresentado a Eighth International Conference on Low-Volume Roads, Washington DC, 2003.

THULER, R. B.; MOTTA, L. M. G. Uso dos ensaios LWT e WTAT modificados para teste de dosagem de tratamento antipó aplicado a solos do Estado do Rio de Janeiro. In: ENCONTRO DE ASFALTO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO ASFALTO, 18., 2006 Rio de Janeiro. **Resumo dos trabalhos**. Rio de Janeiro: IBP, 2006. 1 CD-ROM.

UNITED STATES DEPARTMENT OF ARMY. **Unsurfaced road maintenance management – technical manual. TM 5-626**. Washington, USA: Headquarters, U.S. Department of the Army, 1995. 50 p.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Editora McGraw- Hill, 1977. p. 510.

VERTAMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente**. Tese (Doutorado) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica. 1988. São José dos Campos, 1988.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; SERRA, P. R. M.; ZUPPOLINI NETO, A. Tecnologia de pavimentação de baixo custo com uso de bases de solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., 1997, Rio de Janeiro. **Anais...** Rio de Janeiro: ABPv, 1997. v. 1. p. 416-436.

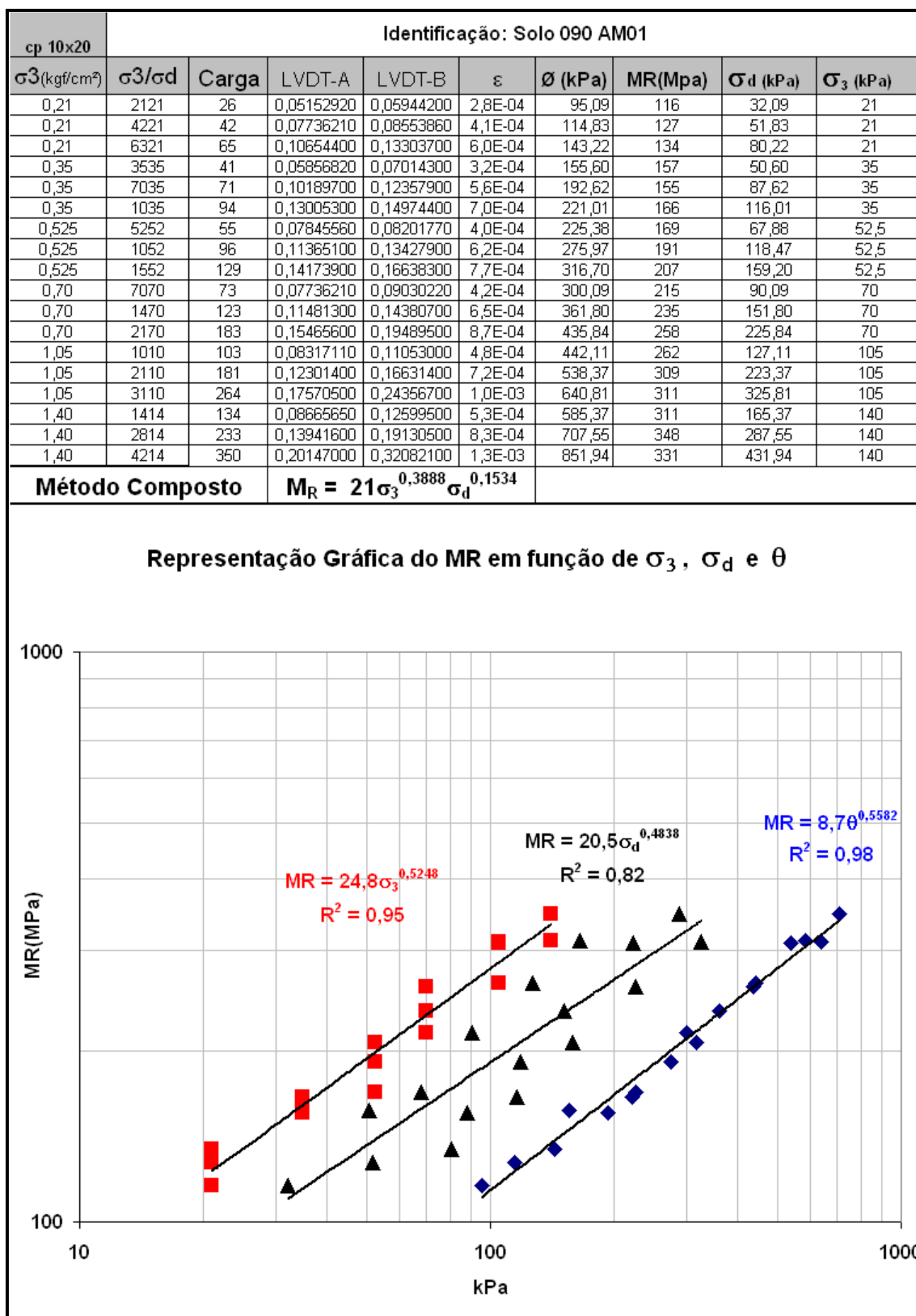
VOGT, J. C. **Cinco anos de desenvolvimento das emulsões asfálticas para pavimentação**. Rio de Janeiro: IPR, 1971. (Publicação 533).

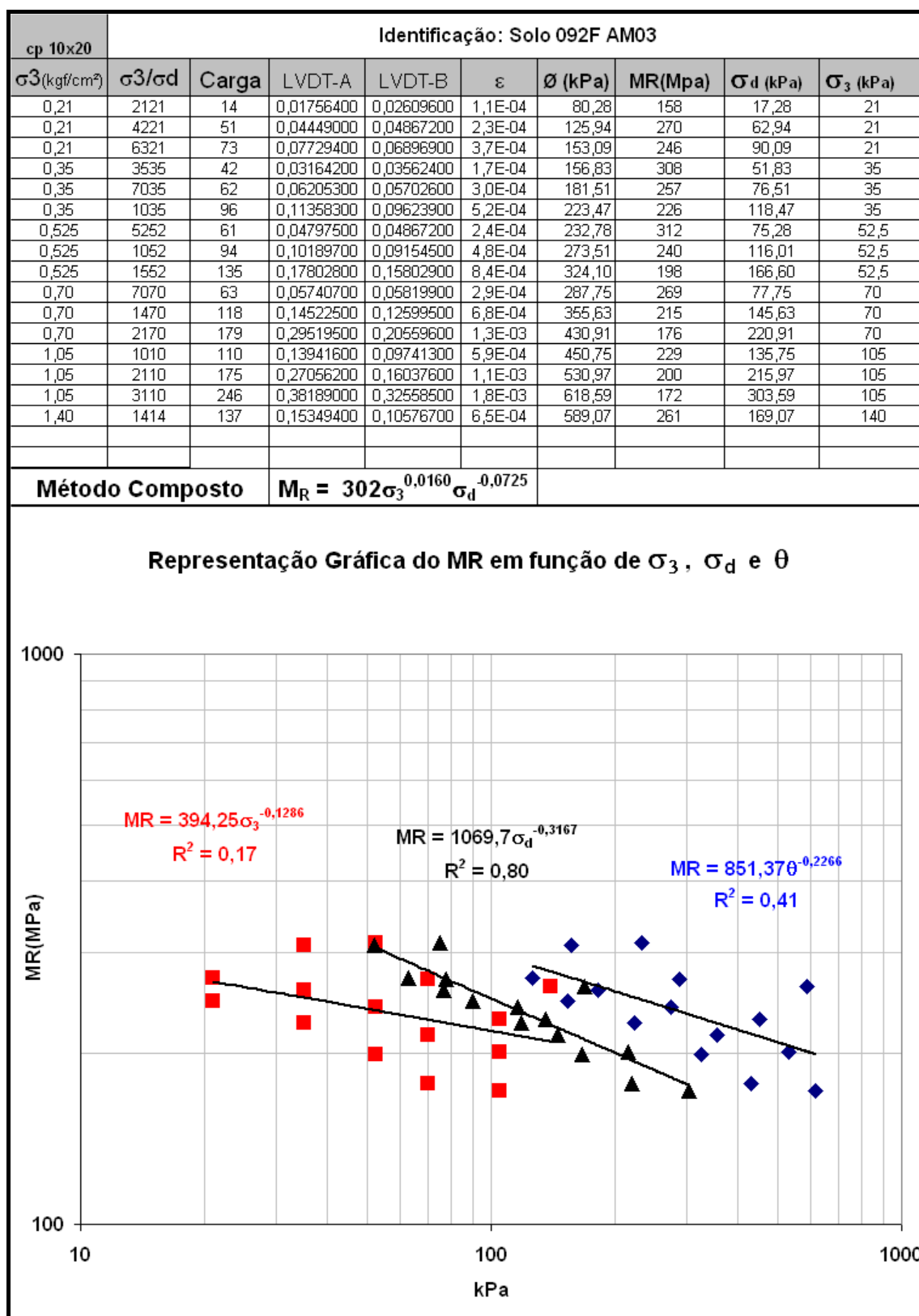
WALLER JR, H. F. Emulsion mix design methods: an overview. Washington DC: TRB, **Transportation Research Record**, n.754, p. 1-9, 1980.

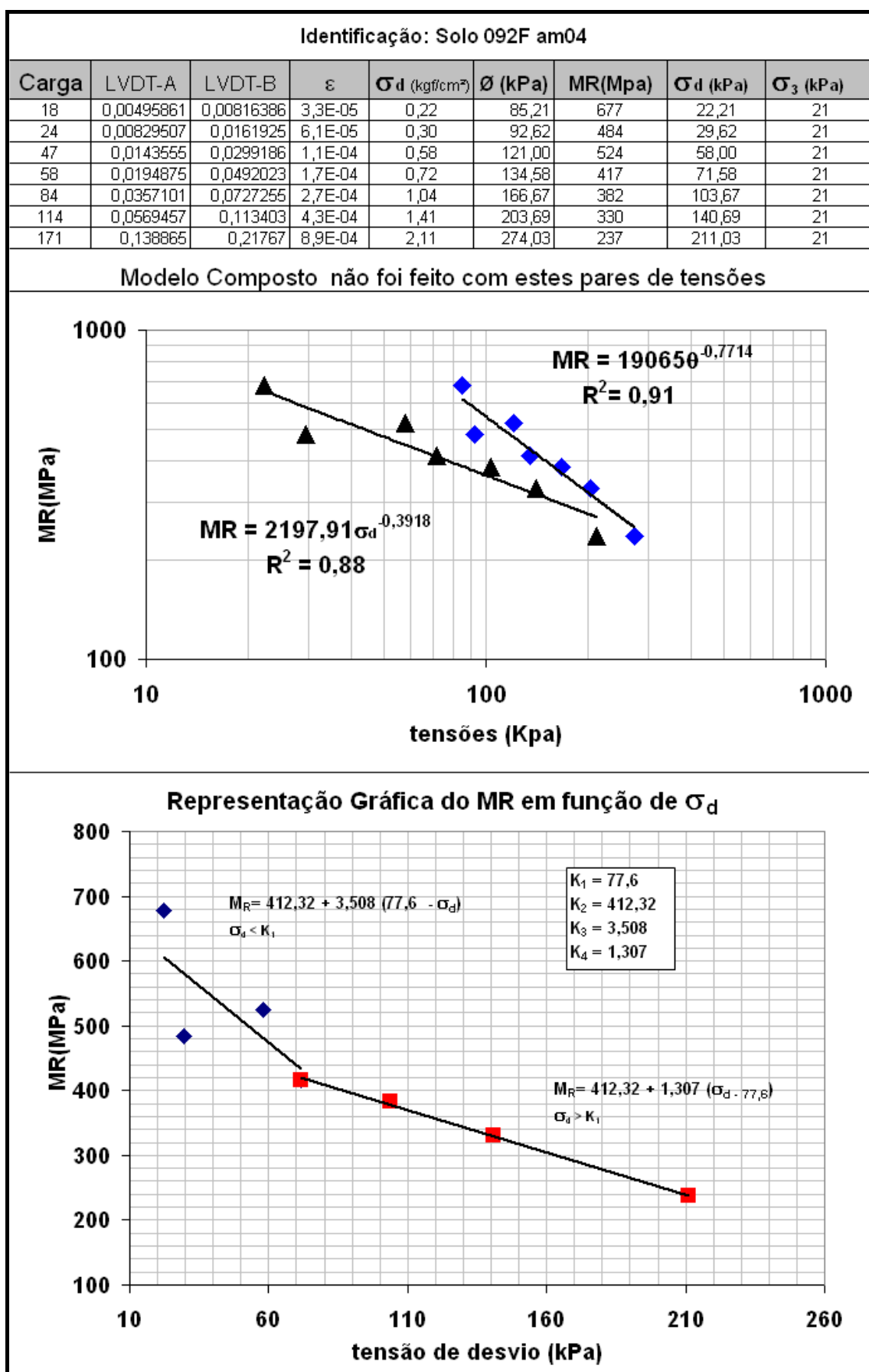
WOODS, K. B.; BERRY, D. S.; GOETZ, W. H. **Highway engineering handbook**. New York: Mcgraw-Hill Book Company, 1960. Section 18 - 102 p. Section 21 – 133p. Section 26 – 94 p.

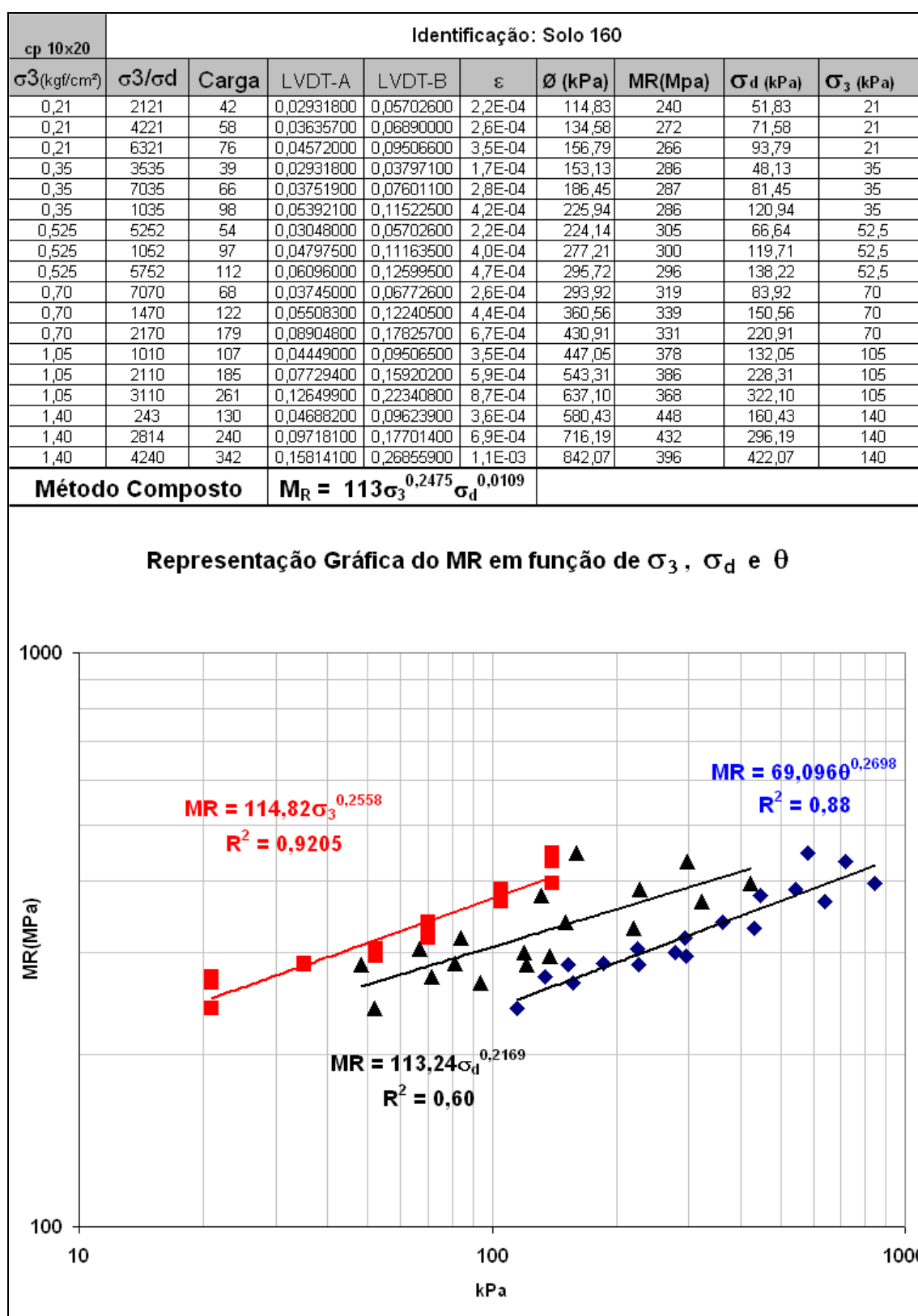
YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design**. New York: John Wiley & Sons, 1975. 711 p.

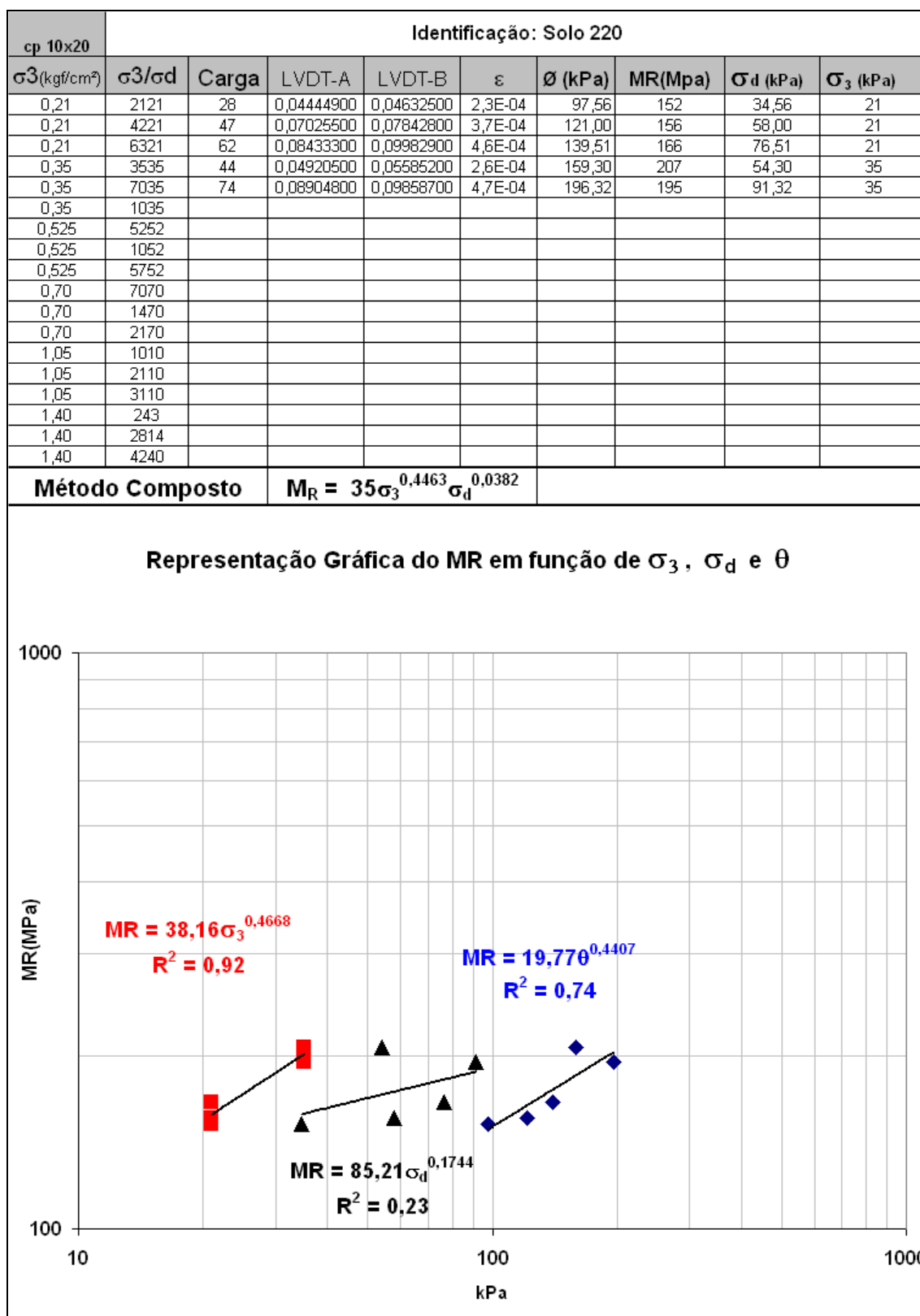
APÊNDICE A – Módulos de Resiliência de Solos

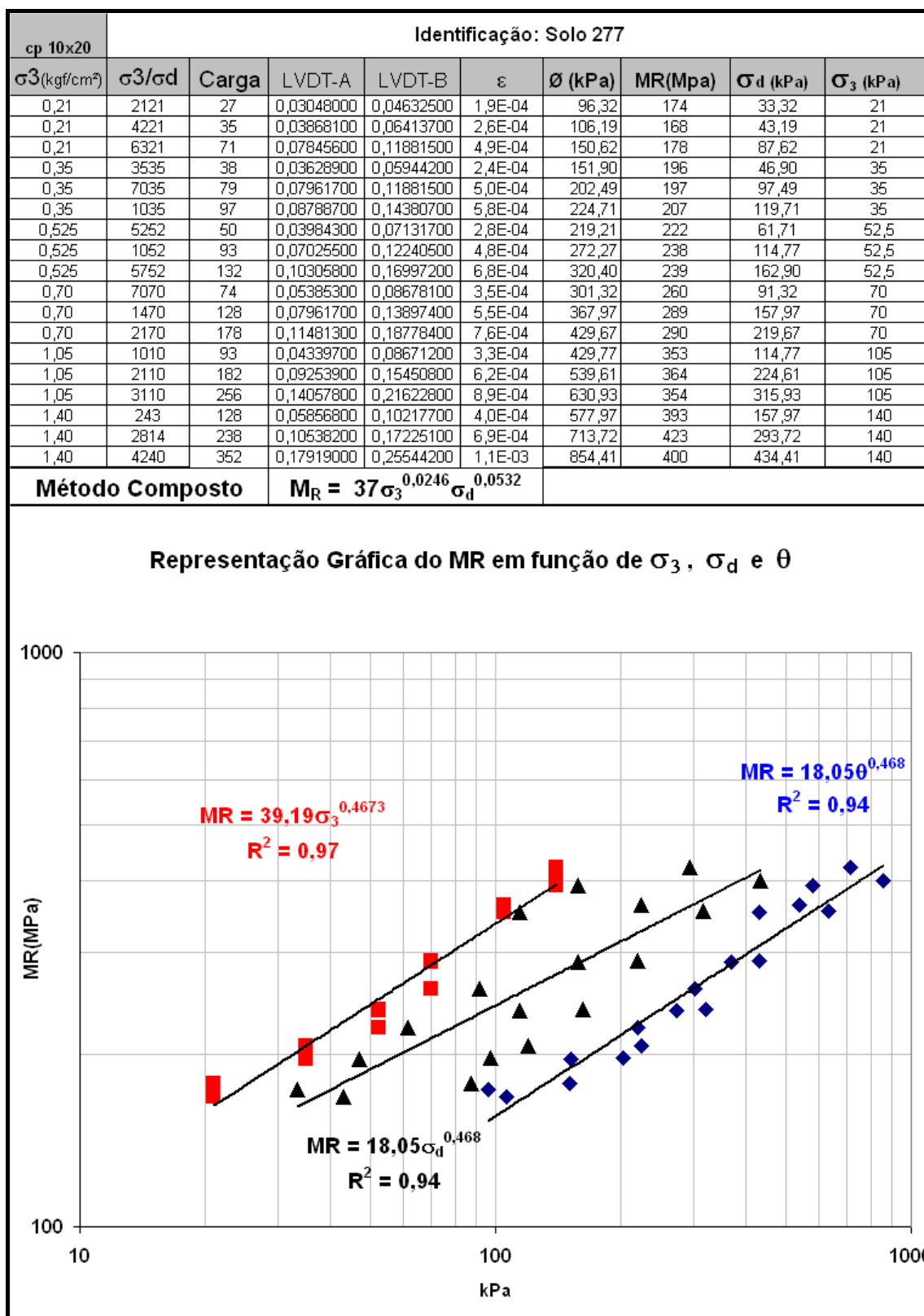


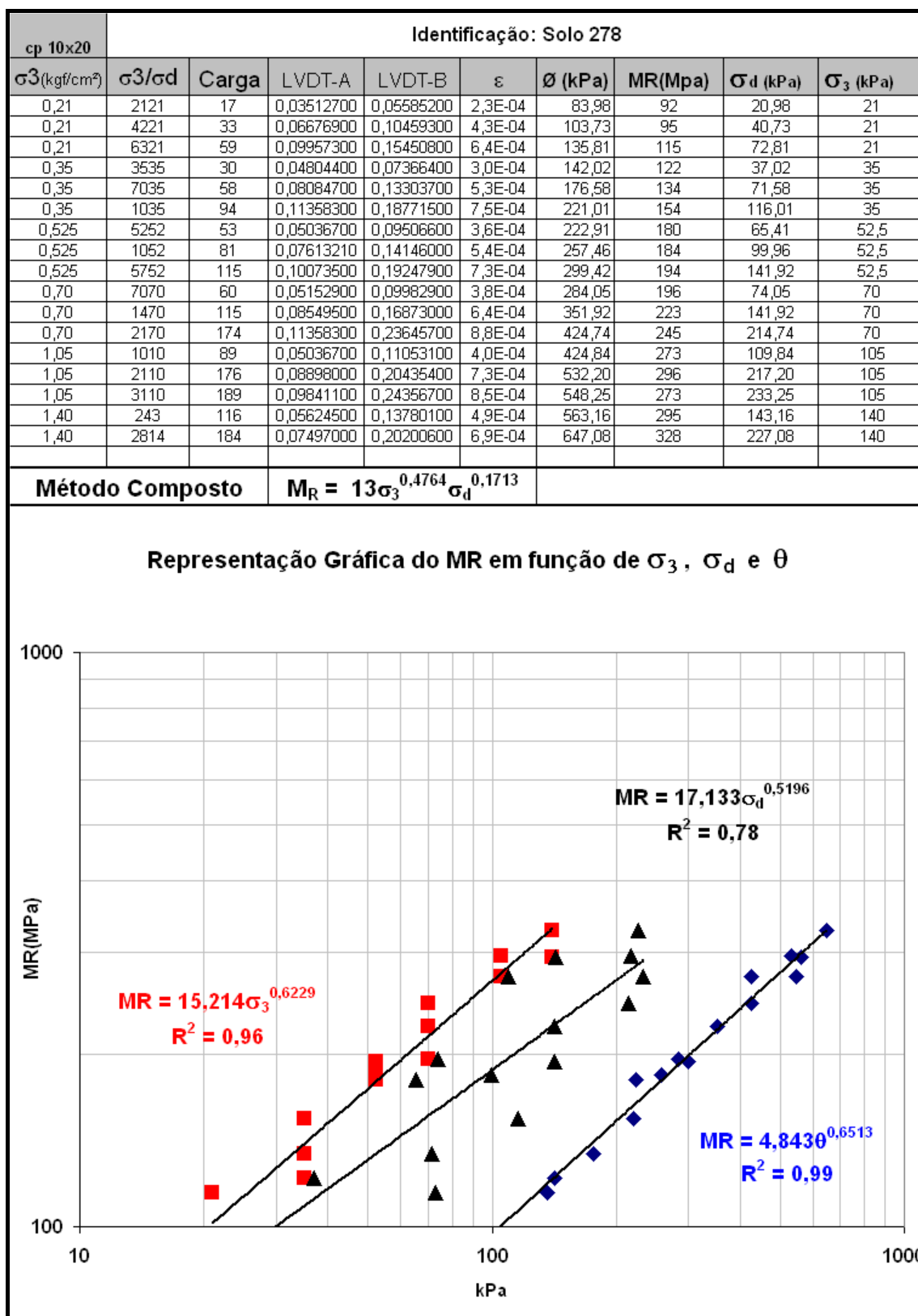


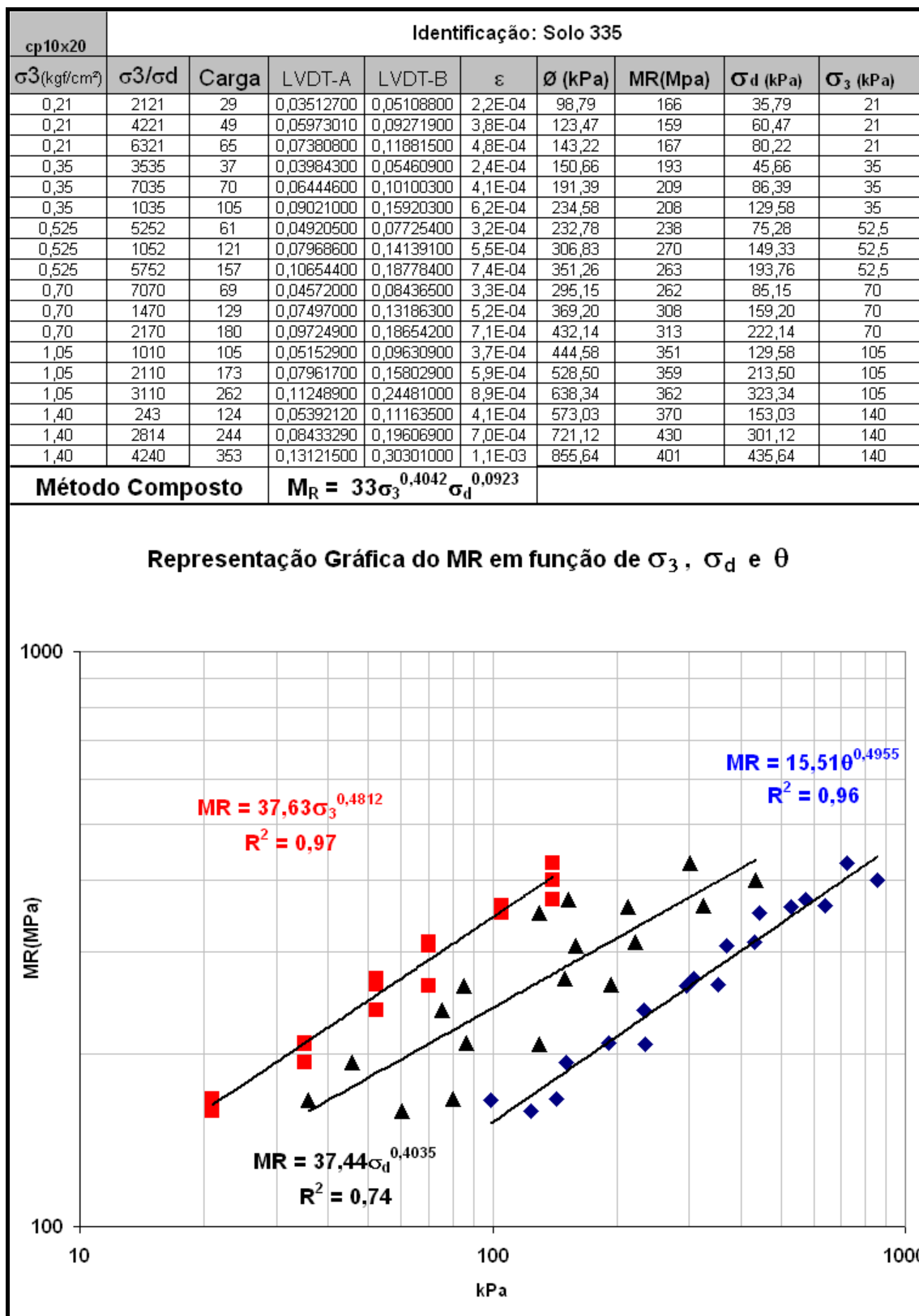


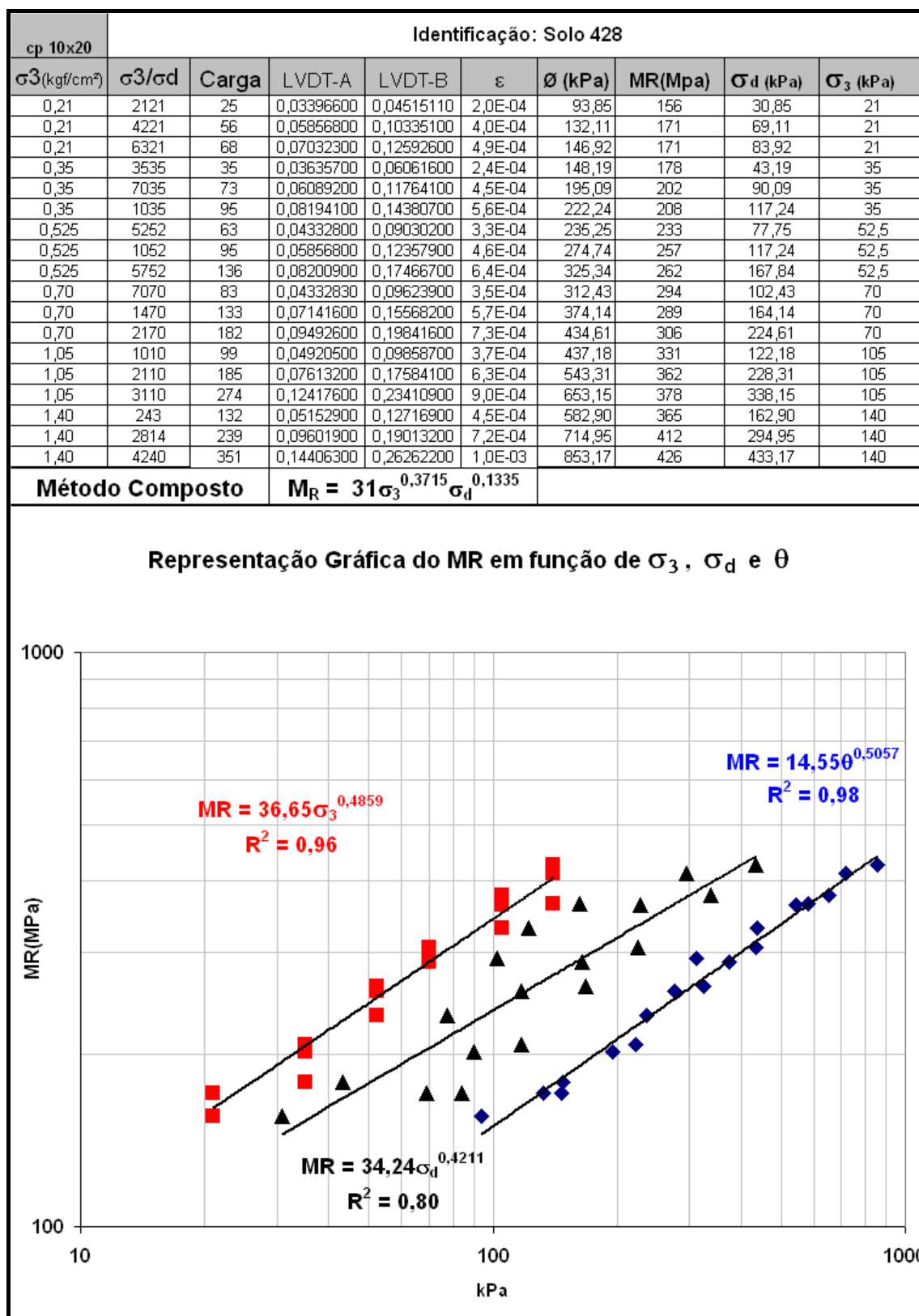


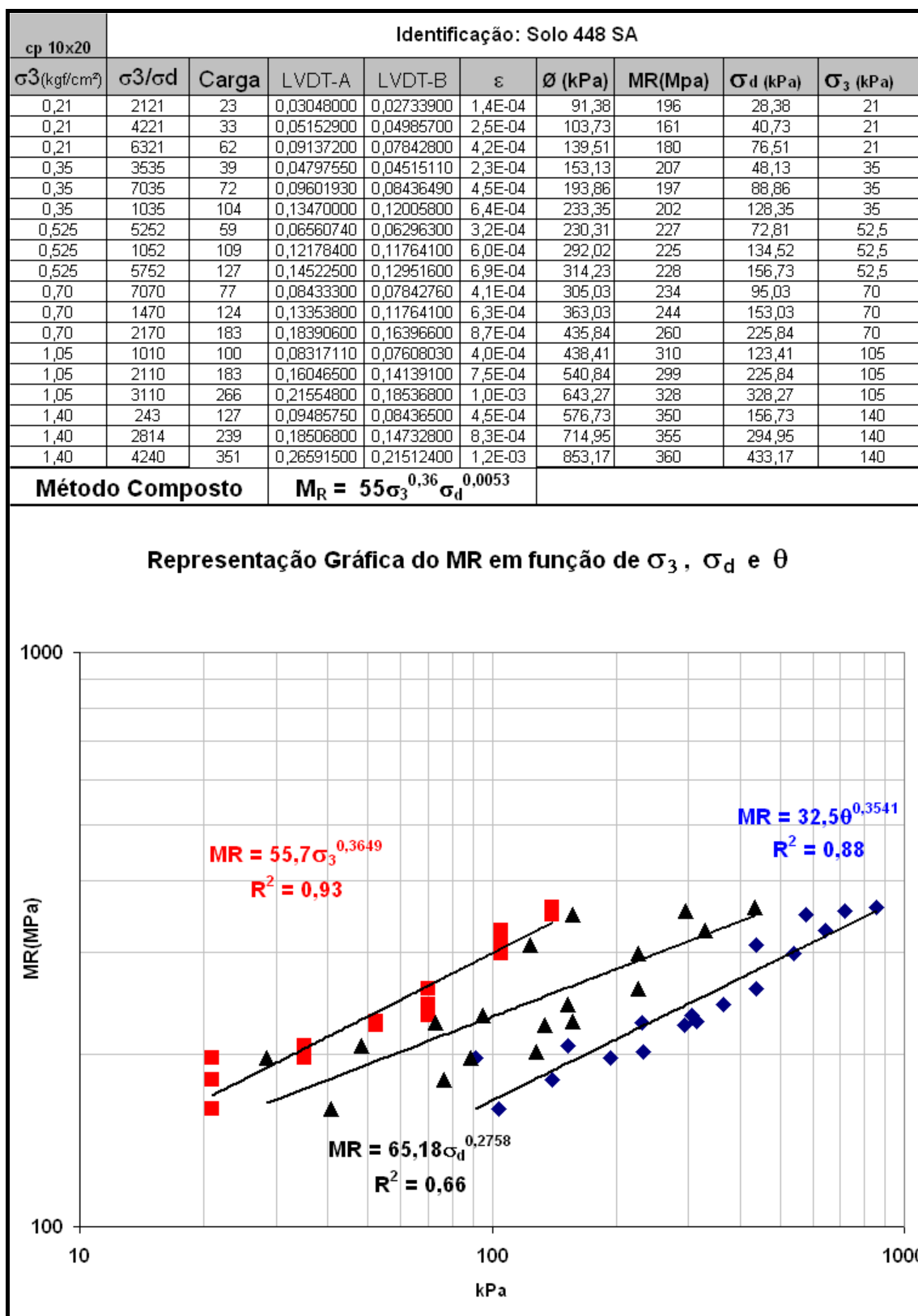


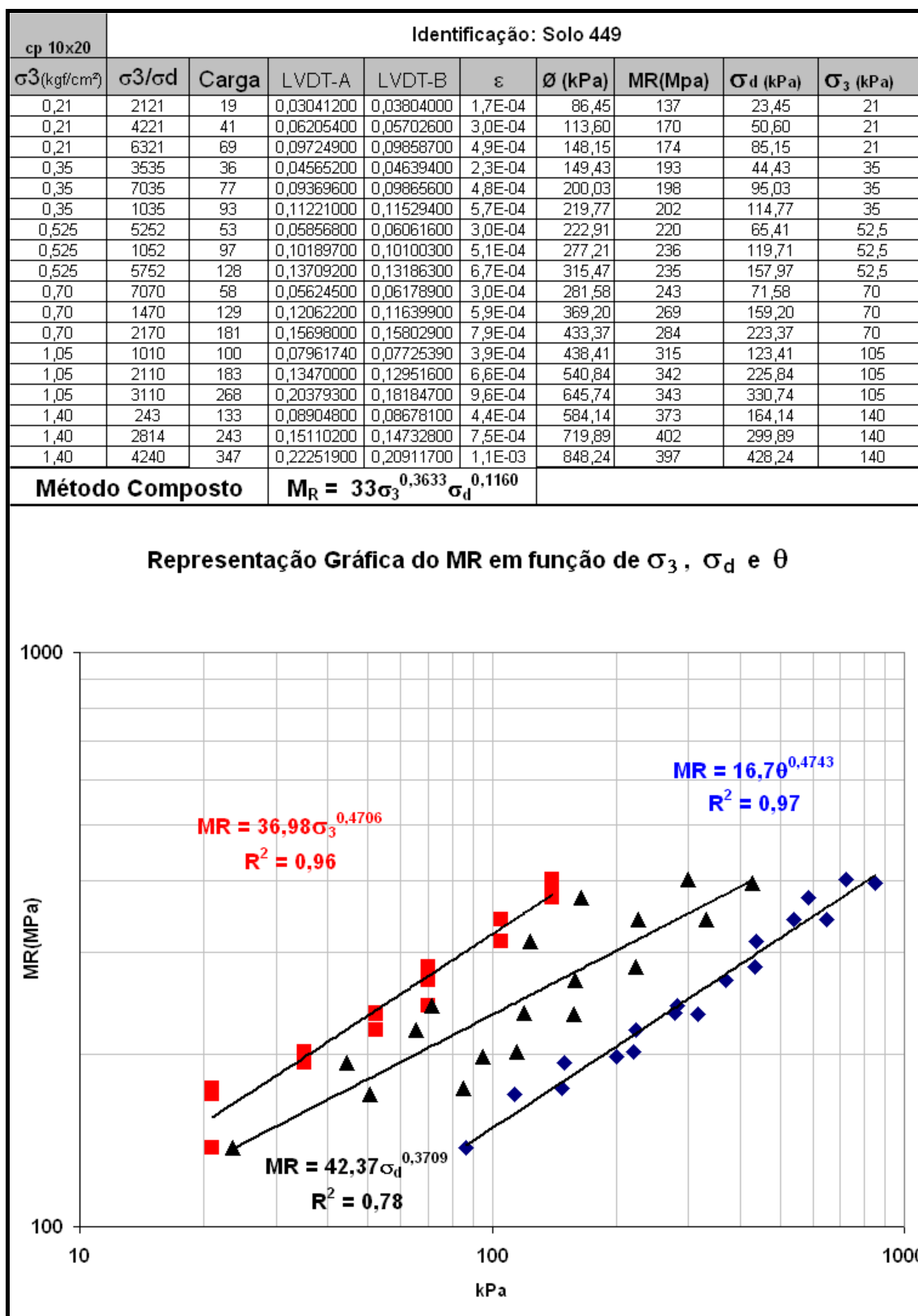


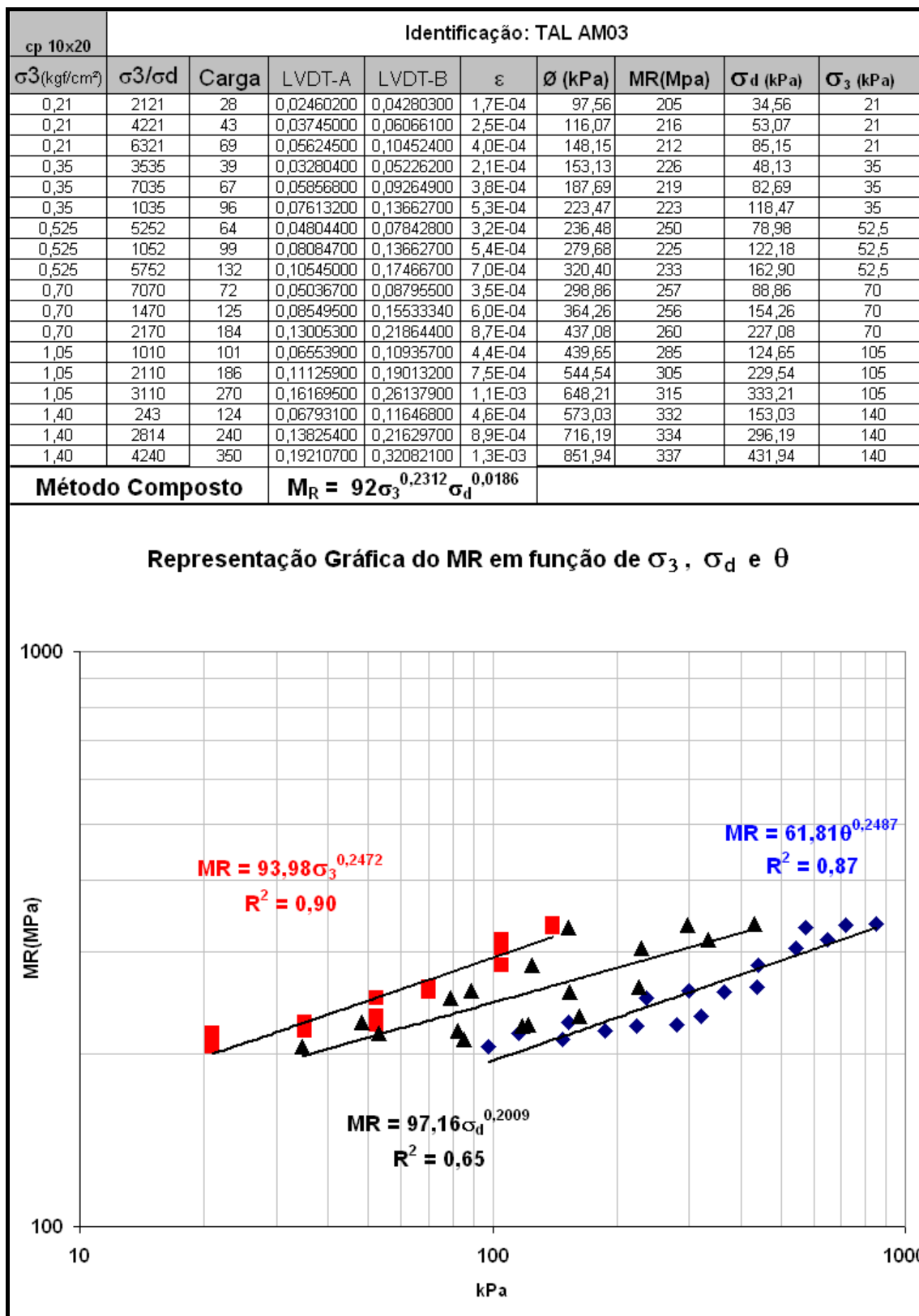


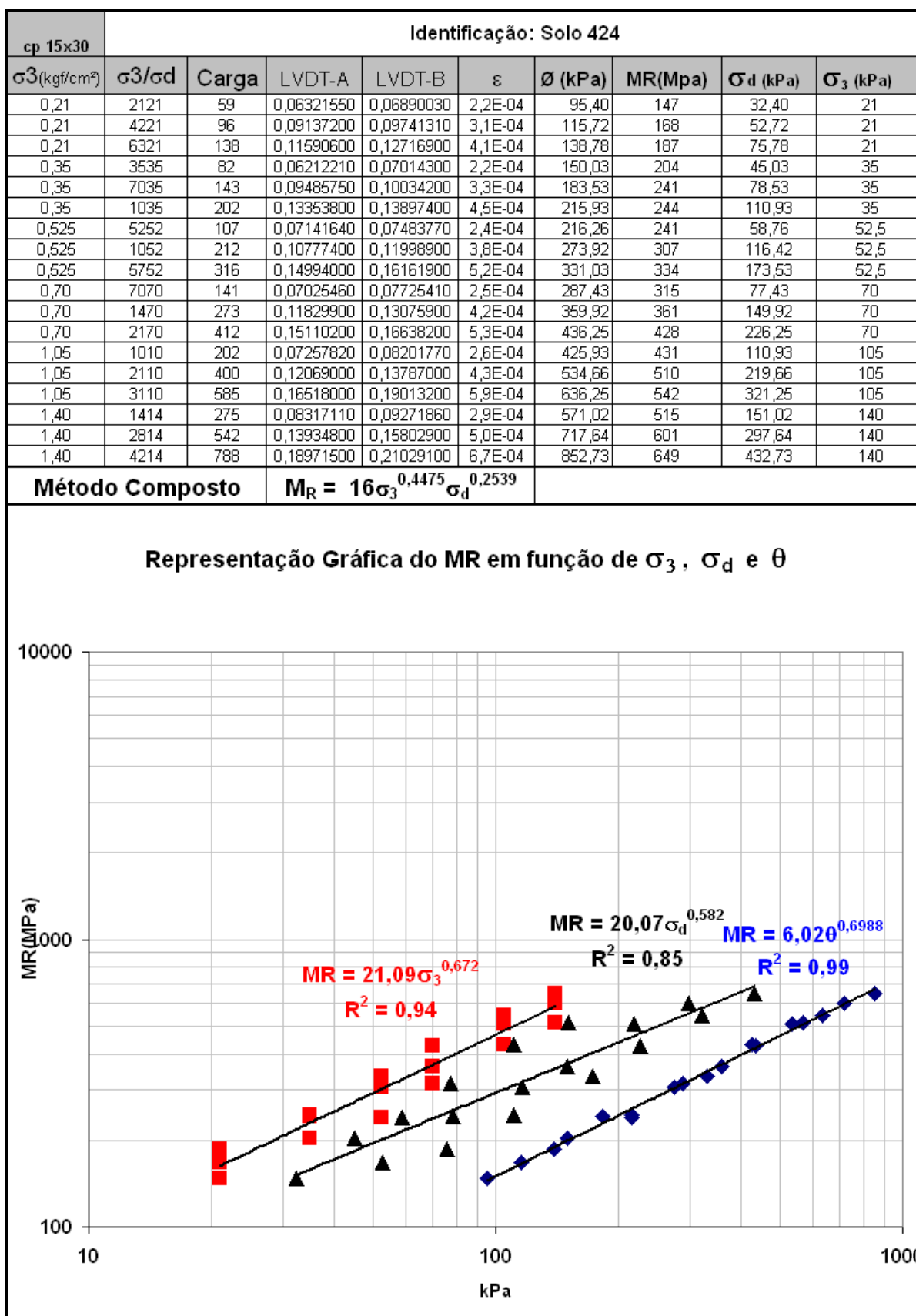


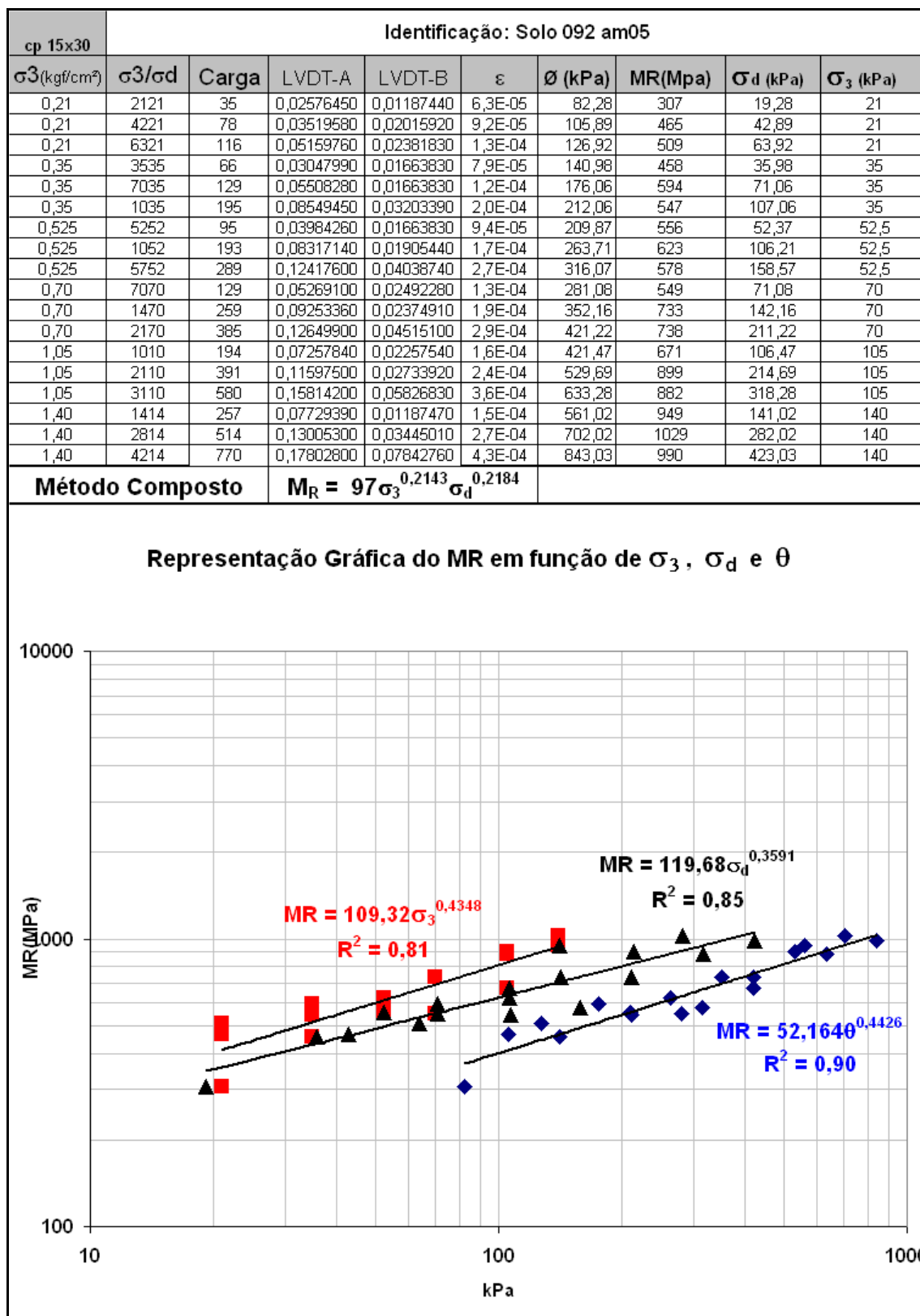












APÊNDICE B – Vistoria do Trecho Experimental 2 (dez/07)

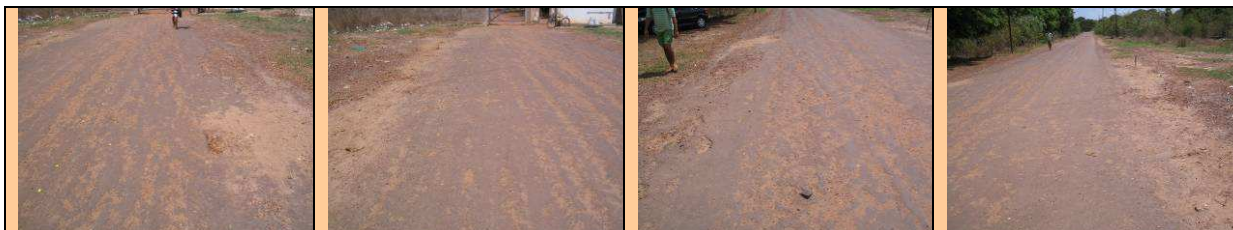
Est. 0 + 5,00 m

- Desgaste superficial de aproximadamente 50%;
- Material granular solto;
- Superfície desgastada favorece a geração de pó sob ação do tráfego.



Est. 0 + 15,00 m

- Desgaste da capa selante, lado esquerdo.
- Verificam-se trilhas de desgaste (falha de bico);
- Desgaste lateral em toda seção. Largura da seção 6,80 m.



Est. 1 + 05,00 m

- Maior cobertura de emulsão;
- Trincas transversais superficiais;
- Desgaste LE.



Est. 1 + 15,00 m

- Desgaste LE. Agregados soltos;

- Trincas transversais e algumas longitudinais.



Est. 2 + 05,00 m

- Desgaste capa selante. Agregados soltos;
- Trilhas de falha de bico com pequena profundidade.



Est. 2 + 15,00 m

- Desgaste maior do lado direito;
- Trincas transversais do lado esquerdo e agregados soltos.



Est. 3 + 05,00 m

- Desgaste e trincas do lado esquerdo;
- Marcas de pneu do lado direito (durante a obra).



Est. 3 + 15,00 m

- Desgaste menor que seção anterior.



Est. 4 + 5,00 m

- Desgaste. Trilha desgastada com maior profundidade;
- Trincamento incipiente.



Est. 4 + 15,00 m

- Desgaste com agregados soltos e panelas.



Est. 5 + 05,00 m

- Última seção onde foi realizada de capa provisória em melhor estado;
- Agregados soltos, desgastes esparsos e panelas.



.Est. 5 + 15,00 m

- Primeira seção sem a capa provisória bem construída;
- Desgaste generalizado, agregados soltos, porém sem panelas.

**Est. 6 + 5,00 m**

- Idem seção anterior.

**Est. 6 + 15,00 m**

- Idem seção anterior.

**Est. 7 + 5,00 m**

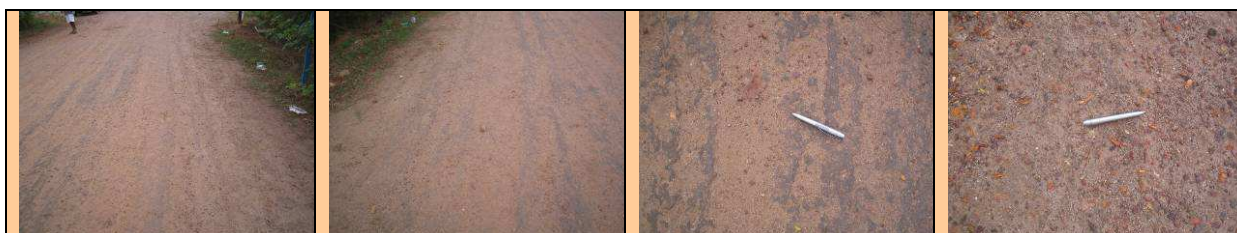
- Idem seção anterior;
- Marca de pneu desde a obra.

**Est.7+15,00m**

- Idem seção anterior.

**Est. 8 + 5,00 m**

- Idem seção anterior.

**Est. 8 + 15,00 m**

- Marcas de pneu e Agregados soltos.

**Est. 9 + 5,00 m até 9 + 8,70 m**

- Desgaste e Agregados soltos.



APÊNDICE C – INSPEÇÃO DE DEFEITOS – TRECHO EXPERIMENTAL 2 - ICRN (26/12/2007)

Observações Gerais:			Data			Tipos de Defeito																	
			26/12/2007			81. SEÇÃO TRANSVERSAL IMPRÓPRIA (m)																	
						82. DRENAGEM LATERAL INADEQUADA (m)																	
			Responsável			83. CORRUGAÇÕES (m²)						84. PÓ											
			Walter			85. BURACOS (quantidade)						86. TRILHAS DE RODA (m²)											
						87. PERDA DE AGREGADO (m)																	
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 1						15															5		
Seção 1			Amostra			densidade															7,5		
0+5,00m			Área = 67m²			valor deduzido															4		
Valor deduzido total			14			Q =			1			ICRN			87			Avaliação			Excelente		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 2						10															10		
Seção 2			Amostra			densidade															14,9		
0,00+15,00			Área = 67m²			valor deduzido															8		
Valor deduzido total			14			Q =			2			ICRN			90			Avaliação			Excelente		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 3						5									5						10		
Seção 3			Amostra			densidade			7,5						7,4						14,9		
1+5,00			Área = 67m²			valor deduzido			3						10						8		
Valor deduzido total			27			Q =			3			ICRN			89			Avaliação			Excelente		
Observações: Presença de trincas transversais não computadas pelo método																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 4						5									4						15		
Seção 4			Amostra			densidade			7,5						6						15		
1+15,00			Área = 67m²			valor deduzido			3						9						8		
Valor deduzido total			20			Q =			2			ICRN			85			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 5						10									7						20		
Seção 5			Amostra			densidade			15						10,4						29,8		
2+5,00			Área = 67m²			valor deduzido			6						14						13		
Valor deduzido total			35			Q =			3			ICRN			79			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Presença de trincas transversais com extensões de 0,50 a 1,20m																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 6						5									8						20		
Seção 6			Amostra			densidade			7,5						12						29,8		
2+15,00			Área = 67m²			valor deduzido			3						17						13		
Valor deduzido total			35			Q =			2			ICRN			75			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Presença de trincas transversais e longitudinais com extensões de 0,70 a 1,50m																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 7						10									6			2			10		
Seção 7			Amostra			densidade			15,6						9,4			3,1			15,6		
3+5,00			Área = 64m²			valor deduzido			6						13			9			8		
Valor deduzido total			38			Q =			4			ICRN			79			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Presença de trincas transversais e longitudinais com extensões de 0,70 a 1,20m																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 8						5									1						10		
Seção 8			Amostra			densidade			7,7						1,5						15,4		
3+15,00			Área = 65m²			valor deduzido			3						4						8		
Valor deduzido total			17			Q =			1			ICRN			83			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Presença de trincas transversais e longitudinais com extensões de 0,60 a 1,50m																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 9						5									3						5		
Seção 9			Amostra			densidade			7,7						4,6						7,7		
4+5,00			Área = 65m²			valor deduzido			3						7						4		
Valor deduzido total			16			Q =			1			ICRN			89			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Seção 10						5									5			1			5		
Seção 10			Amostra			densidade			7,7						7,7			1,5			7,7		
4+15,00			Área = 65m²			valor deduzido			3						12			4			4		
Valor deduzido total			22			Q =			1			ICRN			77			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Presença de 2 trincas																							

(26/12/2007 – continuação)

Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 11			5									6			1			10		
Seção 11	Amostra	densidade	7,7									9,2			1,5			15,4					
5+5,00	Área = 65m ²	valor deduzido	3									13			4			8					
Valor deduzido total			28			Q =			2			ICRN			78			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Desde a seção 0 + 5,00m foi executada capa selante provisória com emulsão + areia compactada. Esta é a última seção onde isto ocorreu.																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 12			5						x			4						15		
Seção 12	Amostra	densidade	7,2									-			5,7						21,7		
5+15,00	Área = 69m ²	valor deduzido	3									2			9						10		
Valor deduzido total			24			Q =			2			ICRN			82			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Primeira seção sem a capa provisória executada com a compactação. A partir daqui a areia foi lançada precariamente, sob chuva forte e não houve compactação.																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 13			5						x			2			1			15		
Seção 13	Amostra	densidade	7,2									-			2,9			1,4			21,7		
6+5,00	Área = 69m ²	valor deduzido	3									2			5			3			10		
Valor deduzido total			23			Q =			2			ICRN			83			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 14			5						x			3						15		
Seção 14	Amostra	densidade	7,2									-			4,3						21,7		
6+15,00	Área = 69m ²	valor deduzido	3									2			7						10		
Valor deduzido total			22			Q =			2			ICRN			84			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 15			5						x			2						3		
Seção 15	Amostra	densidade	7,7									-			2,9			4,3			21,7		
7+5,00	Área = 69m ²	valor deduzido	3									2			5			7			10		
Valor deduzido total			27			Q =			3			ICRN			85			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Marcas de pneu apontadas como defeito.																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 16			5						x						3			10		
Seção 16	Amostra	densidade	7,2									-						4,3			14,5		
7+15,00	Área = 69m ²	valor deduzido	3									2						7			8		
Valor deduzido total			20			Q =			2			ICRN			85			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Presença de trincas transversais e longitudinais com extensões de 0,60 a 1,50m.																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 17			5						x						3			15		
Seção 17	Amostra	densidade	7,2									-						4,3			21,7		
8+5,00	Área = 69m ²	valor deduzido	3									2						7			10		
Valor deduzido total			22			Q =			2			ICRN			83			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 18			5						x						5			10		
Seção 18	Amostra	densidade	7,7									-						7,7			15		
8+15,00	Área = 65m ²	valor deduzido	3									2						10			8		
Valor deduzido total			23			Q =			2			ICRN			83			Avaliação			Muito Bom		
Observações: Presença de trincas transversais e longitudinais com extensões de 0,60 a 1,50m																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 19			3						x						0,5			6		
Seção 19	Amostra	densidade	8,8			29,4						-						1,5			17,6		
9+5,00	Área = 34m ²	valor deduzido	8			12						2						2			9		
Valor deduzido total			33			Q =			3			ICRN			80			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							

(20/09/2008)

INSPEÇÃO DE DEFEITOS PARA CÁLCULO DE ICRN TRECHO EXPERIMENTAL 2																							
Observações Gerais:			Data			Tipos de Defeito																	
			20/9/2008			81. SEÇÃO TRANSVERSAL IMPRÓPRIA (ml)																	
			Responsável			82. DRENAGEM LATERAL INADEQUADA (ml)																	
			Walter			83. CORRUGAÇÕES (m²)					84. PÓ					85. BURACOS (quantidade)					86. TRILHAS DE RODA (m²)		
			87. PERDA DE AGREGADO (ml)																				
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 1																		10		
Seção 1	Amostra 1	densidade				15																15	
0+5,00m	Área = 67m²	valor deduzido				10																8	
Valor deduzido total			18			Q =			2			ICRN			86			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 2																			10	
Seção 2	Amostra	densidade				10																14,9	
0,00+15,00	Área = 67m²	valor deduzido				6																8	
Valor deduzido total			14			Q =			2			ICRN			89			Avaliação			Excelente		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 3												5	4						10	
Seção 3	Amostra	densidade				7,5									7,4	6						14,9	
1+5,00	Área = 67m²	valor deduzido				3									10	16						8	
Valor deduzido total			37			Q =			3			ICRN			78			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 4									x			4	1						15	
Seção 4	Amostra	densidade				7,5						-		6	1,5							15	
1+15,00	Área = 67m²	valor deduzido				3					2			9	4							8	
Valor deduzido total			26			Q =			2			ICRN			80			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 5									x			7							20	
Seção 5	Amostra	densidade				15						-		10,4								29,8	
2+5,00	Área = 67m²	valor deduzido				6					2			14								13	
Valor deduzido total			35			Q =			3			ICRN			79			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 6									x			5	4						20	
Seção 6	Amostra	densidade				7,5						-		7,5	6							29,8	
2+15,00	Área = 67m²	valor deduzido				3					2			12	16							13	
Valor deduzido total			46			Q =			3			ICRN			72			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 7												3	5						15	
Seção 7	Amostra	densidade				15,6								4,7	7,8							22,4	
3+5,00	Área = 64m²	valor deduzido				6								8	20							11	
Valor deduzido total			47			Q =			4			ICRN			76			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 8												5	2						15	
Seção 8	Amostra	densidade				7,7								7,7	3							15,4	
3+15,00	Área = 65m²	valor deduzido				3								12	8							8	
Valor deduzido total			33			Q =			3			ICRN			80			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 9												3	2						10	
Seção 9	Amostra	densidade				7,7								4,6	3,1							15,4	
4+5,00	Área = 65m²	valor deduzido				3								7	8							8	
Valor deduzido total			28			Q =			3			ICRN			84			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							

(20/09/2008 – continuação)

Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
			81B	81M	81A	82B	82M	82A	83B	83M	83A	84B	84M	84A	85B	85M	85A	86B	86M	86A	87B	87M	87A
Quantidade e Severidade			Seção 10			5						x			2			4			15		
Seção 10	Amostra	densidade	7,7									-			3,1			6,2			23,1		
4+15,00	Área = 65m²	valor deduzido	3									2			5			17			11		
Valor deduzido total			38			Q =			3			ICRN			77			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 11			5						x			4			3			15		
Seção 11	Amostra	densidade	7,7									-			6,1			4,6			23		
5+5,00	Área = 65m²	valor deduzido	3									2			9			13			11		
Valor deduzido total			38			Q =			3			ICRN			77			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 12			5						x			4						20		
Seção 12	Amostra	densidade	7,2									-			5,7						29		
5+15,00	Área = 69m²	valor deduzido	3									2			9						13		
Valor deduzido total			27			Q =			2			ICRN			79			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 13			5						x			2			1			15		
Seção 13	Amostra	densidade	7,2									-			2,9			1,4			21,7		
6+5,00	Área = 69m²	valor deduzido	3									2			5			3			10		
Valor deduzido total			23			Q =			2			ICRN			78			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 14			5						x			3						15		
Seção 14	Amostra	densidade	7,2									-			4,3						21,7		
6+15,00	Área = 69m²	valor deduzido	3									2			7						10		
Valor deduzido total			22			Q =			2			ICRN			84			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 15			5						x			2			0			15		
Seção 15	Amostra	densidade	7,7									-			2,9			0			21,7		
7+5,00	Área = 69m²	valor deduzido	3									2			5			0			10		
Valor deduzido total			20			Q =			2			ICRN			84			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 16			5						x						0			15		
Seção 16	Amostra	densidade	7,2									-						0			22		
7+15,00	Área = 69m²	valor deduzido	3									2						0			11		
Valor deduzido total			16			Q =			1			ICRN			83			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 17			5						x						0			15		
Seção 17	Amostra	densidade	7,2									-						0			21,7		
8+5,00	Área = 69m²	valor deduzido	3									2						0			10		
Valor deduzido total			15			Q =			1			ICRN			83			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 18			5						x						0			15		
Seção 18	Amostra	densidade	7,7									-						0			23		
8+15,00	Área = 65m²	valor deduzido	3									2						0			11		
Valor deduzido total			16			Q =			1			ICRN			83			Avaliação			Muito Bom		
Observações:																							
Tipo			81			82			83			84			85			86			87		
Quantidade e Severidade			Seção 19			3						x									6		
Seção 19	Amostra	densidade	8,8									-									17,6		
9+5,00	Área = 34m²	valor deduzido	8									2									9		
Valor deduzido total			31			Q =			3			ICRN			80			Avaliação			Muito Bom		

APÊNDICE D – CLASSIFICAÇÃO MCT DOS SOLOS COLETADOS

A M O S T R A	UNID. GEOT.	TRB	Nogami-Villibor				CLASSIFICAÇÃO
			d'	c'	PI	e'	
90	RQotqb	A-2-4	9,5	0,5	370	1,80	NS'
92	PVActqb	A-1-b	43,5	2,1	50	0,99	LG'
92-F	PVActqb	A-4	65,2	1,7	80	1,03	LG'
160	PVAtqb	A-2-4	33,3	1,1	90	1,14	LA'
220	RQoqhm	A-3	14,3	0,5	305	1,64	NA - NA'
277	PVActqb	A-2-4	37,5	0,9	115	1,19	NA'
278	RQotqb	A-2-4	25	0,5	320	1,59	NA'
324	RQotqb	A-1-b	30,8	0,9	130	1,25	NA'
326	GXatqb	A-2-4	18,5	0,6	285	1,58	NA'
335	PVActqb	A-2-4	16,7	0,5	312	1,63	NA - NA'
367	PVActqb	A-1-a	28,9	1,1	140	1,28	NA'
356	RQotqb	A-1-b	55,2	1,2	155	1,24	NA' - NS'
424	PVActqb	A-1-a	28	0,8	225	1,44	NA'
428	GXatqb	A-2-4	17,8	0,5	265	1,56	NA - NA'
448 S/A	PVActqb	-	33,3	0,6	140	1,26	LA
448 BA	PVActqb	A-2-4	40	0,6	220	1,39	NA'
448 AR	PVActqb	A-2-4	60	0,5	320	1,52	NA'
449	PVActqb	A-2-4	11,5	0,6	270	1,64	NA'
349	RQotqb	A-4	16,3	0,7	220	1,51	NA'
347	RQotqb	A-1-a	35,1	0,7	130	1,23	NA'

APÊNDICE E – ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO MCT – MÉTODOS DE NOGAMI E COZZOLINO (1985) e GODOY-BERNUCCI (2000)

A M O S T R A	UNID. GEOT.	TRB	Nogami				Godoy-Bernucci						
			CONTR. (mm)	C'	PENETR. (mm)	IDENTIF.	Umidade (%)	Contração (%)	Inchamento (%)	I.R.A	PEN.10g (mm)	PEN. 30g (mm)	IDENTIFICAÇÃO
90	RQotqb	A-2-4	0,05	-	0	NA	15,1	0	7,9	1	6,6	11,5	NÃO-LAT. AREIA
92	PVActqb	A-1-b	1,2	1,6	0	LA'·LG'	28	6	0,6	Negativo	0	0,8	LAT. AREN./ARG.
92-F	PVActqb	A-4	1,24	1,6	0,95	LA'·LG'	30,4	6,5	2,5	0,2	1,5	10	LAT. ARGILOSO
160	PVAtqb	A-2-4	0,35	0,6	0	LA-LA'	15,1	2,4	0,3	Negativo	0	0	LAT. TÍPICO
220	RQoqhm	A-3	0,02	-	0	NA	14	0	0	Negativo	0,4	1,2	LAT. AREIA
277	PVActqb	A-2-4	0,19	0,31	0	LA	13,8	1,2	0	Negativo	0	0	LAT. AREIA
278	RQotqb	A-2-4	0	-	0	NA	11,55	0	0	Negativo	0	0	NÃO-LAT. AREIA
324	RQotqb	A-1-b	0,16	0,23	0	LA	14,7	1,1	0	Negativo	0,2	0	LAT. AREIA
326	GXatqb	A-2-4	0,05	-	0	NA	13,7	0	0	Negativo	0	0,5	LAT. AREIA
335	PVActqb	A-2-4	0,03	-	0	NA	14,9	0	0	Negativo	0	0/0	NÃO-LAT. AREIA
367	PVActqb	A-1-a	0,29	0,51	0,23	LA-LA'	18,9	2,3	0,15	Negativo	0	0,2	LAT. ARENOSO
356	RQotqb	A-1-b	0,42	0,69	1,1	LA-LA'	18,1	2,9	3,2	0,5	2,5	5,5	LAT. ARENOSO
424	PVActqb	A-1-a	0,14	0,16	0	NA	16,1	1	0	Negativo	0,2	0	LAT. AREIA
428	GXatqb	A-2-4	0,03	-	0	NA	14,5	0	0	Negativo	0	0/0	LAT. AREIA
448 S/A	PVActqb	-	0,1	0	5	NA-NS'	16,1	1	12	1,1	10	13	NÃO-LAT. AREIA
448 BA	PVActqb	A-2-4	0,19	0,31	5	NA-NS'	15	1	13,7	1	7	12,5	NÃO-LAT. AREIA
448 AR	PVActqb	A-2-4	0,3	0,53	5	NS'·NA'	20,5	0	0	0,4	6,5	9,5	NÃO-LAT. AREIA
449	PVActqb	A-2-4	0,04	-	0	NA	14,8	0	5,7	0,5	4,2	8,5	NÃO-LAT. AREIA
349	RQotqb	A-4	0,32	0,56	5	NS'·NA'	22,5	2	15,5	0,7	8	12	NÃO-LAT. AREIA
347	RQotqb	A-1-a	0,66	1,04	0	LA'	20,5	3,1	0,9	Negativo	0	1	LAT. ARENOSO

APÊNDICE F – GRANULOMETRIA E ÍNDICES DE CONSISTÊNCIA DOS SOLOS COLETADOS

A M O S T R A	UNID. GEOT.	TRB	Percentual que passa na #										Índices de Consistência		
			25,4	19	12,7	9,5	4,8	2	0,42	0,074	0,05	0,002	LL	LP	IP
90	RQotqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,9	96,0	20,2	17,3	8,6	15	NP	NP
92	PVActqb	A-1-b	75,6	73,1	69,3	49,1	39,9	35,3	32,2	18,4	11,4	9,2	23	17	6
92-F	PVActqb	A-4	100	97,2	93,4	89,3	82,2	76,7	68,5	41,5	38,8	32,4	33	23	10
160	PVAtqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,9	88,1	33,6	21,4	9,8	16	12	4
220	RQoqhm	A-3	100	100	100	100	100	99,9	98,1	4,9	2,5	0	NP	NP	NP
277	PVActqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,8	90,5	26,7	16,3	5,7	10	NP	NP
278	RQotqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,9	89,5	27,0	18,3	7,8	NP	NP	NP
324	RQotqb	A-1-b	79,8	76,6	71,5	60,2	50,8	46,9	42,8	13,5	9,5	4,6	NP	NP	NP
326	GXatqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,9	89,5	25,9	16,8	5,3	12	NP	NP
335	PVActqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,9	84	12,6	10,2	6,2	NP	NP	NP
367	PVActqb	A-1-a	75,5	68,1	58,1	53,1	42,0	41,4	23,9	6,7	6,1	3,2	17	16	1
356	RQotqb	A-1-b	89,7	70,4	61,7	58,2	51,3	50,3	44,1	13,5	10,9	8,5	21	16	5
424	PVActqb	A-1-a	67,4	63,5	57,1	52,2	38,4	36,2	23,6	1,9	1,1	0	16	NP	NP
428	GXatqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,8	90,0	26,3	17,1	10,9	15	NP	NP
448 S/A	PVActqb	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	NP	NP
448 BA	PVActqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,6	89,7	32,5	23,2	15,4	16	NP	NP
448 AR	PVActqb	A-2-4	100	100	100	100	100	100	99,6	9,0	6,3	2,3	NP	NP	NP
449	PVActqb	A-2-4	100	100	100	100	100	99,9	94,2	24,9	14,7	6,2	NP	NP	NP
349	RQotqb	A-4	100	100	100	100	100	99,3	98,4	41,2	26,2	19,3	23	21	2
347	RQotqb	A-1-a	90,9	71,5	65,3	60,6	36,1	26,9	24,7	13,2	10,8	7,2	24	18	6

APÊNDICE G – DEFLECTOMETRIA DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

TRECHO EXPERIMENTAL 2

LADO DIREITO

Dia	21/10/2008		28C	Sentido:	Uema	LD				
Estação	Estaca	Lo	L₂₅	L₅₀	L₇₅	L₁₀₀	L₁₅₀	L₂₀₀	L₃₀₀	L_F
1	0+5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0+ 15,00	2,24	2,22	2,21	2,17	2,16	2,12	2,11	2,09	2,05
3	1 + 5,00	1,91	1,88	1,83	1,79	1,78	1,78	1,77	1,76	1,75
4	1 + 15,00	1,84	1,8	1,76	1,75	1,74	1,73	1,72	1,71	1,7
5	2 + 5,00	2,92	2,89	2,86	2,85	2,84	2,83	2,82	2,81	2,79
6	2 + 15,00	2,48	2,44	2,4	2,36	2,34	2,33	2,32	2,31	2,29
7	3 + 5,00	1,29	1,27	1,27	1,26	1,25	1,25	1,24	1,23	1,19
8	3 + 15,00	1,14	1,13	1,1	1,07	1,05	1,05	1,04	1,04	1,02
9	4 + 5,00	1,06	1,02	1,01	0,99	0,97	0,96	0,96	0,96	0,92
10	4 + 15,00	2,15	2,12	2,1	2,08	2,08	2,08	2,07	2,07	2,02
11	5 + 5,00	1,13	1,11	1,08	1,06	1,05	1,05	1,05	1,05	1,01
12	5 + 15,00	1,88	1,85	1,83	1,82	1,82	1,81	1,79	1,79	1,73
13	6 + 5,00	0,99	0,95	0,94	0,93	0,92	0,85	0,85	0,85	0,81
14	6 + 15,00	0,98	0,95	0,94	0,93	0,93	0,9	0,9	0,89	0,84
15	7 + 5,00	2,22	2,2	2,18	2,17	2,17	2,17	2,15	2,15	2,1
16	7 + 15,00	2,17	2,14	2,13	2,12	2,1	2,09	2,09	2,08	2,03
17	8 + 5,00	2,35	2,34	2,33	2,31	2,31	2,3	2,3	2,3	2,22
18	8 + 15,00	2,12	2,1	2,1	2,09	2,07	2,07	2,06	2,02	1,98
19	9 + 5,00	2,21	2,19	2,18	2,17	2,16	2,16	2,15	2,14	2,09
20	9 + 15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Estaca	Dia	21/10/2008		28C	Sentido:	Uema	LD	Faixa Direita							
								D₂₅	D₅₀	D₇₅	D₁₀₀	D₁₅₀	D₂₀₀	D₃₀₀	R₂₅
0+5,00	D ₀														
0+ 15,00	38	34	32	24	22	14	12	8	8	781					
1 + 5,00	32	26	16	8	6	6	4	2	2	521					
1 + 15,00	28	20	12	10	8	6	4	2	2	391					
2 + 5,00	26	20	14	12	10	8	6	4	4	521					
2 + 15,00	38	30	22	14	10	8	6	4	4	391					
3 + 5,00	20	16	16	14	12	12	10	8	8	781					
3 + 15,00	24	22	16	10	6	6	4	4	4	1563					
4 + 5,00	28	20	18	14	10	8	8	8	8	391					
4 + 15,00	26	20	16	12	12	12	10	10	10	521					
5 + 5,00	24	20	14	10	8	8	8	8	8	781					
5 + 15,00	30	24	20	18	18	16	12	12	12	521					
6 + 5,00	36	28	26	24	22	8	8	8	8	391					
6 + 15,00	28	22	20	18	18	12	12	10	10	521					
7 + 5,00	24	20	16	14	14	14	10	10	10	781					
7 + 15,00	28	22	20	18	14	12	12	10	10	521					
8 + 5,00	26	24	22	18	18	16	16	16	16	1562					
8 + 15,00	28	24	24	22	18	18	16	8	8	781					
9 + 5,00	24	20	18	16	14	14	12	10	10	781					
9 + 15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-					
MÉDIA seg 1	31	25	19	13	10	8	6	5	5	651					
DV	6	6	7	5	5	3	3	3	3	425					
MÉDIA seg 2	27	22	20	17	16	13	12	10	10	716					
DV	4	3	4	4	4	3	3	2	2	332					

TRECHO EXPERIMENTAL 2

LADO ESQUERDO

Dia	21/10/2008		31C	Sentido:	Dom Ricardo		LD	Faixa esquerda		
Estação	Estaca	Lo	L ₂₅	L ₅₀	L ₇₅	L ₁₀₀	L ₁₅₀	L ₂₀₀	L ₃₀₀	L _F
1	0+5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	0+15,00	2,14	2,09	2,04	1,98	-	-	-	-	1,92
3	1+5,00	2,17	2,15	2,15	2,14	2,13	2,13	2,13	2,13	2,08
4	1+15,00	2,21	2,2	2,17	2,15	2,11	2,08	2,07	2,04	1,96
5	2+5,00	2,05	2	1,97	1,96	1,94	1,93	1,92	1,92	1,88
6	2+15,00	2,13	2,09	2,04	2	1,97	1,95	1,92	1,91	1,84
7	3+5,00	2,3	2,29	2,26	2,26	2,25	2,23	2,23	2,21	2,18
8	3+15,00	2,35	2,33	2,31	2,3	2,29	2,3	2,29	2,28	2,25
9	4+5,00	2,14	2,12	2,08	2,07	2,05	2,05	2,04	2	1,97
10	4+15,00	2,15	2,14	2,1	2,1	2,08	2,06	2,03	2,01	1,98
11	5+5,00	2,17	2,15	2,15	2,13	2,11	2,1	2,09	2,08	2,02
12	5+15,00	2,25	2,24	2,2	2,18	2,15	2,09	2,08	2,04	1,98
13	6+5,00	2,1	2,06	2,05	2,04	2,03	2,02	2,01	1,99	1,93
14	6+15,00	2,18	2,17	2,14	2,13	2,11	2,08	2,07	2,05	1,99
15	7+5,00	2,3	2,27	2,26	2,23	2,21	2,19	2,17	2,15	2,1
16	7+15,00	2,2	2,18	2,14	2,11	2,1	2,07	2,05	1,99	1,93
17	8+5,00	2,09	2,08	2,06	2,06	2,04	2,01	1,99	1,98	1,9
18	8+15,00	2,18	2,15	2,12	2,1	2,09	2,09	2,07	2,06	2,03
19	9+5,00	2,09	2,07	2,06	2,06	2,06	2,05	2,03	2,01	1,95
20	9+15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

	Dia	21/10/2008		31C	Sentido:	Dom Ricardo		LD	
Estaca	Do	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	D ₁₅₀	D ₂₀₀	D ₃₀₀	R ₂₅
0+5,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0+15,00	44	34	24	12	-	-	-	-	312
1+5,00	18	14	14	12	10	10	10	10	781
1+15,00	50	48	42	38	30	24	22	16	1563
2+5,00	34	24	18	16	12	10	8	8	313
2+15,00	58	50	40	32	26	22	16	14	391
3+5,00	24	22	16	16	14	10	10	6	1563
3+15,00	20	16	12	10	8	10	8	6	781
4+5,00	34	30	22	20	16	16	14	6	781
4+15,00	34	32	24	24	20	16	10	6	1563
5+5,00	30	26	26	22	18	16	14	12	781
5+15,00	54	52	44	40	34	22	20	12	1563
6+5,00	34	26	24	22	20	18	16	12	391
6+15,00	38	36	30	28	24	18	16	12	1562
7+5,00	40	34	32	26	22	18	14	10	521
7+15,00	54	50	42	36	34	28	24	12	781
8+5,00	38	36	32	32	28	22	18	16	1563
8+15,00	30	24	18	14	12	12	8	6	521
9+5,00	28	24	22	22	22	20	16	12	781
9+15,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-
MÉDIA seq 1	35	30	24	20	17	15	12	9	957
DV	14	11	9	9	8	6	5	4	538
MÉDIA seq 2	38	34	30	27	24	19	16	12	940
DV	10	11	9	8	7	4	4	3	486

TRECHO EXPERIMENTAL 2

28/2/2007	UEMA	PORTÃO 3		Sentido: Uema				
Est. Int.	Fração	Lado	Lo	L25	Lf	Do	D25	R
0	10	LD	5,33	5	4,85	96	30	47
1	0	LD	7,82	7,53	7,35	94	36	54
2	0	LD	5,34	5,1	4,71	126	78	65
3	0	LD	6,23	6,15	6,05	36	20	195
4	0	LD	5,75	5,72	5,67	16	10	521
5	0	LD	3,7	3,61	3,05	130	112	174
6	0	LD	4	3,86	3,75	50	22	112
7	0	LD	5,5	5,47	5,3	40	34	521
8	0	LD	3,3	3,21	3,01	58	40	174
9	0	LD	5,1	4,99	4,96	28	6	142
					média	67		
					desvio pad	41	media	226

TRECHO EXPERIMENTAL 1

dez/06								
ESTACA	Fração	Lado	Lo	L25	Lf	Do	D ₂₅	R _c
0	3,58	LD	5,39	5,38	5,37	4	2	1563
1	1,10	LD	5,85	5,80	5,73	24	14	313
2	0,90	LD	3,78	3,68	3,44	68	48	156
3	3,50	LD	2,86	2,85	2,72	28	26	1563
4	0,93	LD	4,16	4,15	4,01	30	28	1563
5	0,00	LD	1,60	1,50	1,13	94	74	156
6	0,50	LD	2,07	2,00	1,74	66	52	223
7	6,00	LD	3,51	3,43	3,14	74	58	195
8	4,00	LD	1,77	1,74	1,56	42	36	521
D ₀ médio = 48×10^{-2} mm; desvio padrão = 29×10^{-2} mm; R _c médio = 781								

fev/07								
ESTACA	Fração	Lado	L ₀	L ₂₅	L _f	D ₀	D ₂₅	R _c
0	5	LD	7,99	7,94	7,91	16	6	313
1	0	LD	5,51	5,5	5,44	14	12	1563
2	0	LD	4,94	4,91	4,53	82	76	521
3	0	LD	4,14	4,06	3,94	40	24	195
4	0	LD	4,19	4,12	3,95	48	34	223
5	0	LD	3,22	3,01	2,55	134	92	74
6	0	LD	3,25	3,15	2,79	92	72	156
7	0	LD	5,51	5,47	5	102	94	391
8	0	LD	6,04	6	5,63	82	74	391
8	11,85	LD	3,54	3,37	3,26	56	22	92
D ₀ médio = 67×10^{-2} mm; Desvio Padrão = 39×10^{-2} mm; R _c médio = 392 m								

ANEXO A – MÉTODO DE LEVANTAMENTO DA CONDIÇÃO DE LEVANTAMENTO DE SUPERFÍCIE DE RODOVIAS NÃO- PAVIMENTADAS

O método aqui descrito segue a proposição do *U.S. Army Center for Public Works* (USDA, 1995).

ICRN – Índice de Condição de Rodovia Não Pavimentada. Varia de 0 a 100 e indica a integridade da rodovia e a condição da superfície de rolamento. A determinação do índice está associada à medição dos defeitos encontrados.

A etapa inicial trata da divisão da rede ou rodovia que será inspecionada em seções, segmentos ou subtrechos conforme classificação administrativa ou funcional, homogeneidade, etc, sendo o ICRN medido para cada uma destas seções.

- (1) Levantamento em toda extensão do trecho a partir de veículo em velocidade de 40km/h que deve ser feito 4 vezes ao ano, sendo uma vez em cada estação do ano.
- (2) O levantamento detalhado deve ser conduzido uma vez ao ano quando a rodovia estiver em sua melhor condição.

Os defeitos que serão medidos são:

- a) Seção transversal imprópria;
- b) Drenagem lateral inadequada;
- c) Corrugações;
- d) Poeira;
- e) Buracos;
- f) Trilha de Roda;
- g) Perda de Agregado.

A descrição dos defeitos e graus de severidade é apresentada a seguir:

a) Seção transversal imprópria: uma boa seção transversal deverá possuir uma declividade transversal acentuada (~4%) de maneira que a água precipitada em sua

superfície rapidamente se dirija aos bordos tendo condições de sair da superfície de rolamento.

Níveis de severidade:

- **Baixo:** Presença de pequenos empoçamentos ou evidências deles; nenhuma declividade transversal;
- **Médio:** Quantidades moderadas de empoçamentos ou evidências; seção transversal em forma de parábola;
- **Alto:** Grande quantidade de empoçamentos ou evidências; presença de depressões na pista.

Medição: metros lineares no eixo da via ao paralelo ao mesmo. Severidades diferentes podem estar presentes na mesma extensão.

b) Drenagem lateral inadequada: Quando há presença de empoçamentos ou evidências na faixa além do acostamento da via devido às condições inadequadas dos dispositivos de drenagem.

Níveis de severidade:

- **Baixo:** Presença em pequenas quantidades de empoçamentos ou evidências; ou de impedimentos para o fluxo normal das águas, como detritos e vegetação;
- **Médio:** Presença em moderadas quantidades de empoçamentos ou evidências; ou de impedimentos para o fluxo normal das águas, como detritos e vegetação; ou ainda, de erosão nos dispositivos de drenagem, acostamentos ou pista.
- **Alto:** Presença em altas quantidades dos mesmos itens anteriores.

Medição: metros lineares no eixo da via ou paralelo ao mesmo. O máximo possível a ser medido em uma unidade é o dobro de sua extensão, conforme a presença de dispositivos de drenagem nos dois lados da pista.

c) Corrugações: São pequenas ondulações que tomam a maior parte da largura da pista de rolamento com espaços regulares entre si e perpendiculares à direção do tráfego. Têm como causas a perda de agregados finos associada ao próprio tráfego, ou ainda a falta de abaulamento transversal. Podem ser também formadas em aclives, curvas, áreas de aceleração e desaceleração ou em áreas de solo com baixo suporte ou com muitos buracos.

Níveis de severidade:

- **Baixo:** As corrugações têm menos que 2,5cm de profundidade;
- **Médio:** As corrugações têm entre 2,5 e 7cm de profundidade;
- **Alto:** As corrugações têm mais que 7cm de profundidade.

Medição: em m² de área superficial por unidade de amostragem.

d) Pó: A ação do tráfego age na separação dos agregados graúdos e finos coesivos, que formam nuvens de pó quando passa um veículo, causando transtornos aos usuários e moradores lindeiros.

Níveis de severidade:

- Baixo: O pó emanado devido ao tráfego normal não atrapalha a visibilidade dos usuários.
- Médio: O tráfego normal produz espessa nuvem de pó que obstrui parcialmente a visibilidade, reduzindo a velocidade de operação.
- Alta: O tráfego normal produz uma nuvem de pó muito espessa que reduz drasticamente a velocidade de operação, podendo obrigar a uma parada momentânea do usuário.

Medição: Dirigir um veículo a 40 km/h e verificar o nível de severidade da nuvem de poeira ao longo de toda unidade de amostragem.

e) Painelas ou buracos: São depressões arredondadas na superfície estradal geralmente com menos que um metro de diâmetro e causados pelo desgaste da camada superficial de rolamento devido a abrasão do tráfego. A velocidade da formação deste defeito depende também de outros fatores como acúmulo de água e a fragilidade do material que compõe esta camada.

Níveis de severidade:

São baseados no diâmetro e profundidade da panela conforme a Tabela A.1.

Tabela 1 – Níveis de Severidade das Painelas para cálculo do ICRN

Máxima Profundidade	Diâmetro médio (m)			
	d.m.< 0,30m	0,30m<d.m.<0,60m	0,60m<d.m.<1,0m	> 1,0m
1,5 a 5,0 cm	L	L	M	M

5,0 a 10,0 cm	L	M	H	H
> 10,0 cm	M	H	H	H

Medição: Conta-se o número de painelas conforme a severidade dentro da unidade de amostragem.

f) Trilhas de roda: Deformações permanentes geradas pelo tráfego e devido a baixa resistência em uma ou mais camadas do pavimento ou no subleito. Causam depressões paralelas ao eixo da via sob as trilhas de contato entre o pneu e o pavimento.

Níveis de severidade:

- **Baixo:** Trilhas com menos de 2,5cm de profundidade.
- **Médio:** Trilhas de 2,5 a 7,5 centímetros de profundidade.
- **Alto:** Quando a profundidade das trilhas é maior de 7,5cm.

Medição: Em m² dentro da unidade de amostragem.

g) Perda de agregados: Os esforços do tráfego contribuem decisivamente para o desprendimento entre agregados finos e graúdos da camada de rolamento. Os agregados graúdos são conduzidos pelo tráfego para fora da área maior de rodagem (sobre o eixo da via ou nos limites laterais da pista de rolamento) formando pequenas elevações contínuas paralelas ao eixo da via.

Níveis de severidade:

- Baixo:** agregado solto na superfície de rolamento ou leira com menos que 5cm no acostamento ou área fora das trilhas de roda.
- Médio:** Leiras com altura entre 5 e 10cm nos locais de menor rodagem. Uma fina camada de solo fino solto é encontrada na superfície de rolamento.
- **Alto:** Leiras com altura maior que 10cm nos mesmos locais acima descritos.

Medição: Em metros lineares de leiras paralelas ao eixo da via. São medidas todas as leiras encontradas dentro da área de amostragem.

Equipamentos necessários: Veículo com odômetro de precisão, odômetro manual ou trena, régua, nível, planilhas específicas para as anotações dos defeitos (Figura A1)..

Cálculo do ICRN:

Passo 1) Calcular a densidade para cada tipo de defeito (exceto para pó):

$$\text{Densidade} = \frac{\text{Quantificação Defeito}}{\text{Área da Amostra}} \times 100\%$$

2) Com os valores obtidos entrar nas curvas de valores dedutíveis de cada defeito (Figuras 1 a 5 e Tabela 1), conforme o respectivo nível de serviço. São obtidos valores deduzidos para cada tipo de defeito levantado na seção analisada.

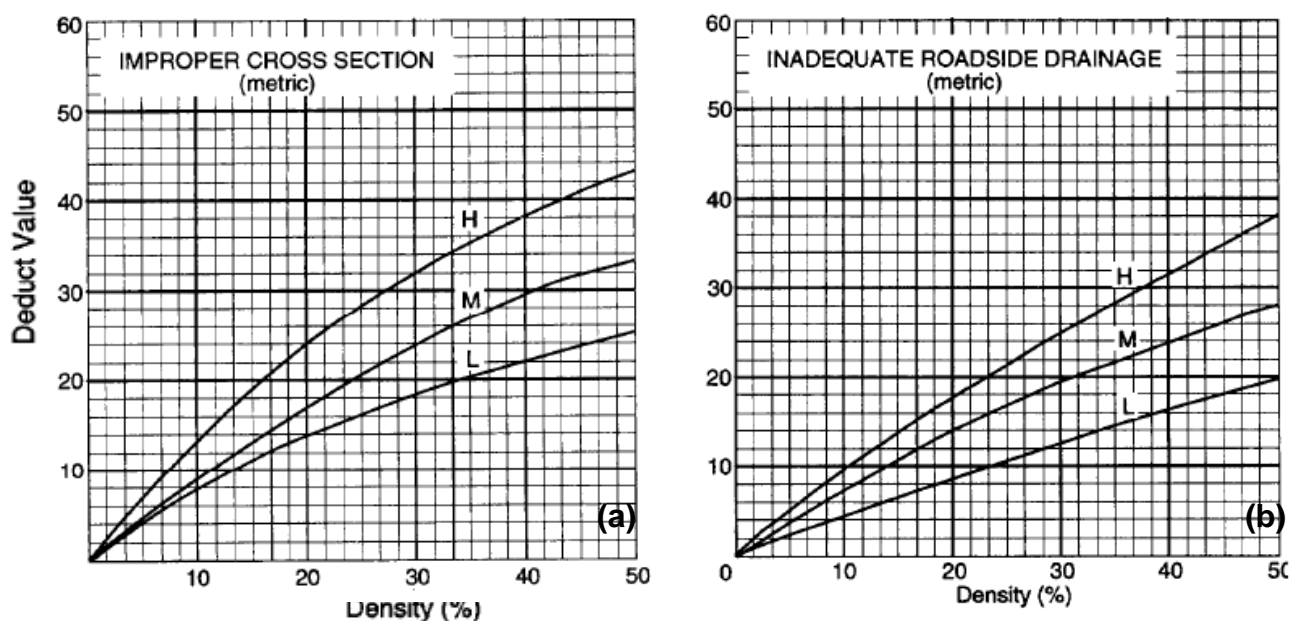


Figura 1- Valores deduzidos para seção transversal imprópria (a) e drenagem lateral inadequada (b)

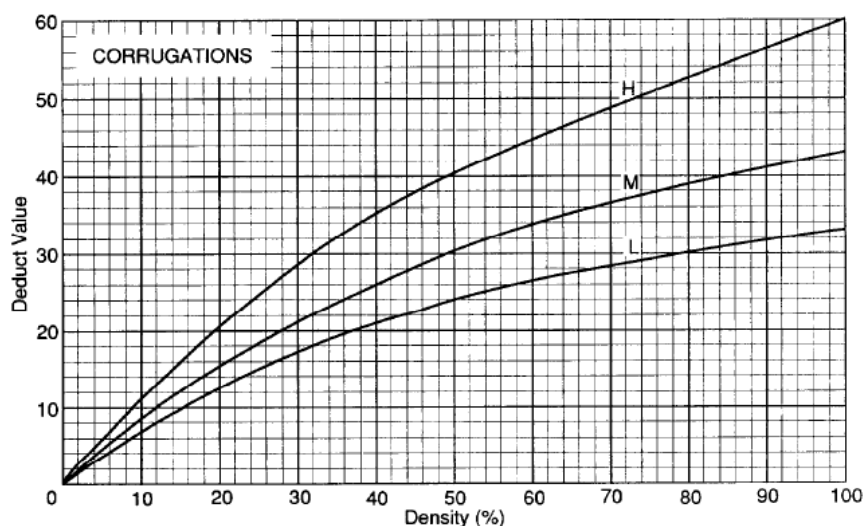


Figura 2 – Valores deduzidos para corrugações

Tabela 2 – Cálculo do valor deduzido para o defeito “Pó”

<i>PÓ (No calc. do valor deduzido não é usada a densidade, só a severidade)</i>	
Severidade Baixa	2 pontos
Severidade Média	4 pontos
Severidade Alta	15 pontos

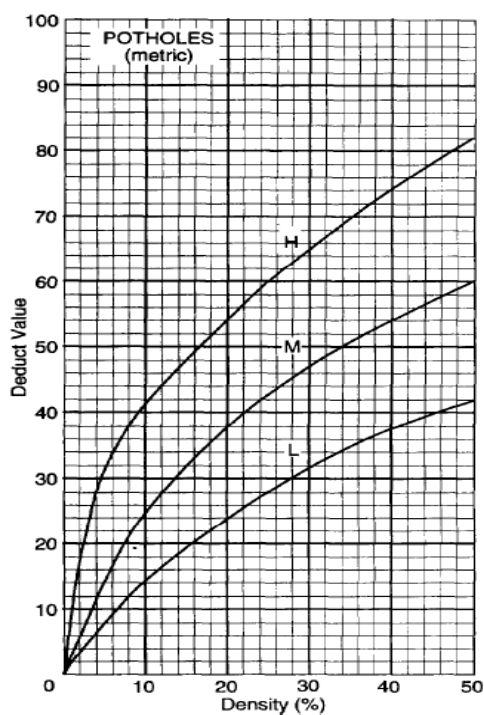


Figura 3 – Valores Deduzidos para buracos

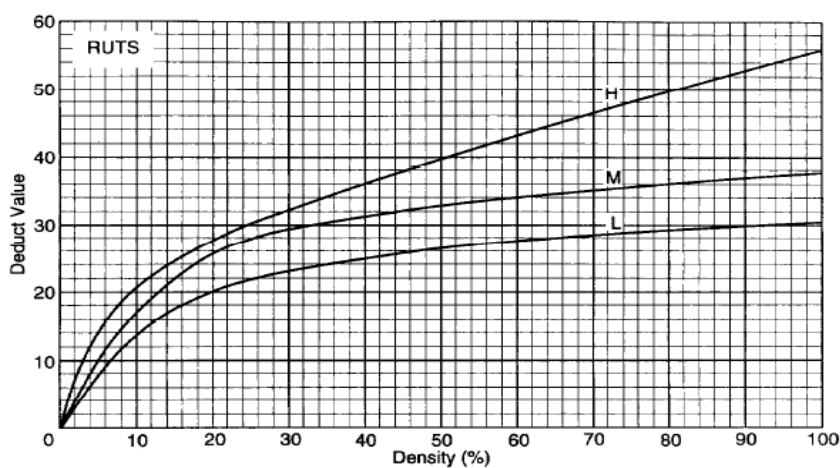


Figura 4 – Valores Deduzidos para trilhas de roda

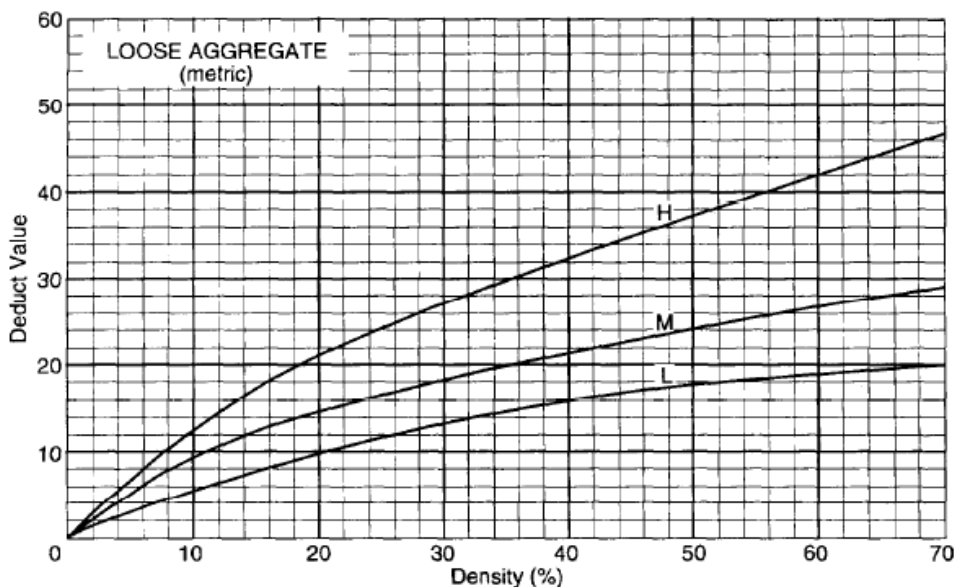


Figura 5 – Valores Deduzidos para perda de agregados

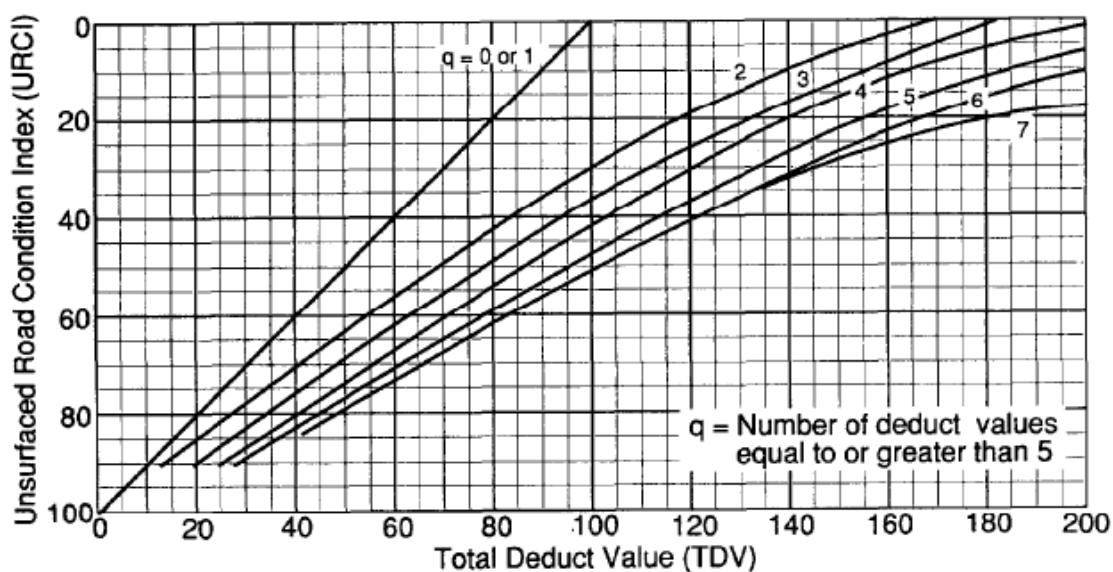


Figura 6 – Valor do ICRN em função do Valor Deduzido Total

- 3) O cálculo do valor deduzido total (VDT) é feito a partir da soma dos valores deduzidos de cada defeito.
- 4) Encontra-se o valor de “q”, que representa o número de defeitos (dos 7 possíveis) apresentando valor deduzido acima de 5.
- 5) A partir de VDT e “q” e a Figura 6 é calculado o valor de ICRN que pode ser correlacionado com um índice qualitativo expresso na Figura 7.

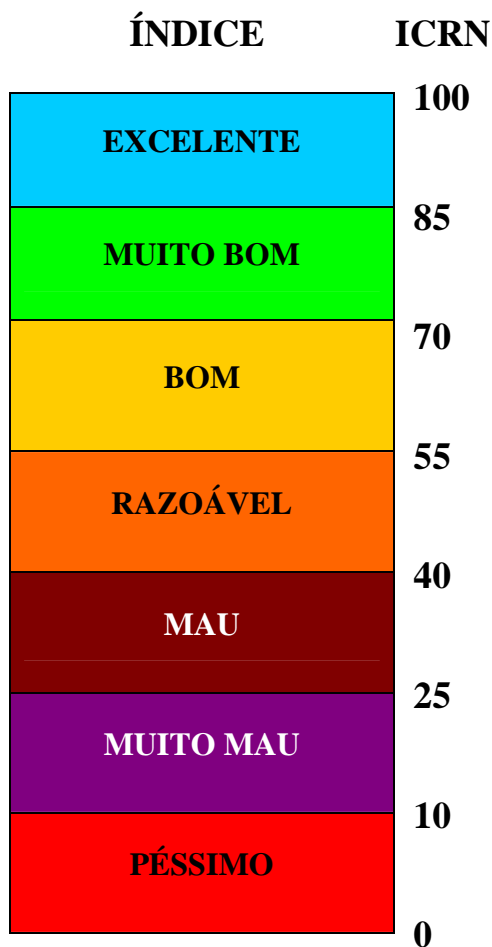


Figura 7 – Escala de ICRN

Exemplo de Planilha:

INSPEÇÃO DE DEFEITOS PARA CÁLCULO DE ICRN								
1. SEGMENTO	<i>Rod. Vic. Do Arroz</i>		2. SEÇÃO	1		3. DATA	23/10/2007	
4. AMOSTRA	2		5. ÁREA DA AMOSTRA	167 m ²		6. RESP.:	Walter	
7. CROQUIS			TIPOS DE DEFEITOS 81. SEÇÃO TRANSVERSAL IMPRÓPRIA (ml) 82. DRENAGEM LATERAL INADEQUADA (ml) 83. CORRUGAÇÕES (m ²) 83. PO 84. BURACOS (quantidade) 86. TRILHAS DE RODA (m ²) 87. PERDA DE AGREGADO (ml)					
8. QUANTIDADE E SEVERIDADE DOS DEFEITOS								
TIPO		81	82	83	84	85	86	87
QUANTIDADE E SEVERIDADE	B	30,5						
	M			83,7	X			48,8
	A							
9. CÁLCULO DO ICRN								
TIPO DE DEFEITO (a)	DENSIDADE (b)	SEVERIDADE (c)	VALOR DEDUZIDO (d)	10. OBSERVAÇÕES				
81	18,2	L	13					
83	50	M	29					
84	-	M	4					
87	29,2	M	18					

(e) VALOR DED. TOTAL 64	(f) Q = 3	(g) ICRN 59	(h) AVAL. Bem
--------------------------------	------------------	--------------------	----------------------