SANTI FERRI

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO
DE SOLOS DE SUBLEITO PARA FINS DE PROJETO DE
PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

São Paulo
2018

SANTI FERRI

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO
DE SOLOS DE SUBLEITO PARA FINS DE PROJETO DE
PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

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

Área de Concentração:
Engenharia de Transportes

Orientador:
Profa. Dra. Liedi Legi Bariani Bernucci

São Paulo
2018

Autorizo a reprodução e divulgação total ou parcial deste trabalho, por qualquer meio convencional ou eletrônico, para fins de estudo e pesquisa, desde que citada a fonte.

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

São Paulo, _____ de _____ de _____

Assinatura do autor: _____

Assinatura do orientador: _____

Catálogo-na-publicação

Ferri, Santi

CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS DE SUBLEITO PARA FINS DE PROJETO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS / S. Ferri -- versão corr. -- São Paulo, 2018.

505 p.

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

1.Módulo de resiliência 2.Subleito 3.Desempenho de pavimentos 4.Dimensionamento de pavimentos 5.Pavimentos asfálticos I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Transportes II.t.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, em primeiro lugar, aos meus queridos pais, Ferrino Ferri (*in memoriam*) e Cleide Ferri, por terem sempre, apesar de todas as dificuldades, colocado o aprendizado como prioridade nas vidas de seus filhos e, em especial, na minha.

Agradecimentos especiais à minha orientadora, professora Dra. Liedi Legi Bariani Bernucci, por ter me acolhido como seu orientado, pelos ensinamentos e também por sua paciência, dedicação e interesse na condução deste trabalho, além de todo o conhecimento dividido e pelas inúmeras contribuições que tanto enriqueceram esta tese.

Agradecimentos especiais ao professor Dr. Carlos Yukio Suzuki, por todos os ensinamentos acadêmicos e profissionais, pelo exemplo de caráter e profissionalismo, além da amizade pessoal de anos.

Agradecimentos ao professor Dr. Glauco Tulio Pessa Fabbri, pelas contribuições técnicas que tanto enriqueceram este trabalho na etapa da qualificação. Ao professor Dr. Octavio Souza Campos, pelo apoio, e contribuição com material para pesquisa e antecipadamente, aos demais componentes da banca examinadora final.

Agradecimentos à ARTESP – Agência Reguladora de Transportes do Estado de São Paulo, às empresas *Planservi Engenharia Ltda.*, *Grupo ARTERIS*, pela gentileza em ceder trechos experimentais, material de pesquisa, além contribuir com todo o *know-how* na área de pavimentação.

Agradecimentos especiais ao professor Dr. José Tadeu Balbo, professora Dra. Kamilla Vasconcelos, professora Dra. Rosângela dos Santos Motta, professor Dr. Edson de Moura e todos os demais professores do PTR - Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, por terem dividido boa parte de seu enorme conhecimento e, além de tudo, por terem despertado em mim a paixão pelo conhecimento e o espírito crítico, itens fundamentais para o crescimento acadêmico e profissional. Agradecimentos a todos os profissionais e colaboradores do LTP – Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP.

Agradecimentos aos grandes amigos e colegas Amanda Helena Marcandali Silva, Caio Rubens G. Santos, Ângela Martins Azevedo, Flaviane M. Lopes, Cintia da Silva Arruda e Ana Luisa Aranha pela parceria nos estudos e intermináveis discussões técnicas. Agradecimentos aos meus irmãos, Piero Ferri e Micheli Ferri e aos demais amigos e familiares pelo apoio, carinho e paciência.

RESUMO

O comportamento mecânico do subleito tem influência determinante no desempenho das estruturas de pavimento. Porém, muitas vezes, os estudos realizados para elaboração de projetos são simplistas e não levam em conta as variações de comportamento mecânico que podem ocorrer, seja por fatores construtivos, seja ambientais, como umidade, durante o período de operação. Neste sentido, métodos de dimensionamento mecanicistas-empíricos de estruturas de pavimentos empregam modelos de comportamento das diversas camadas da estrutura e do subleito, sendo alvos de constantes revisões para recalibração destes modelos, de modo que se aproximem mais da realidade do comportamento em serviço. As calibrações dos modelos são necessárias para aumentar a confiabilidade do dimensionamento de modo a garantir pavimentos mais duráveis, e para otimizar custos de execução e de manutenção ao longo da vida útil das estruturas. Neste contexto o presente trabalho propõe uma metodologia para compreender as propriedades dos solos do subleito e de suas variações, estabelecendo um programa de ensaios de campo e de laboratório, cadastramento, processamento e combinação de resultados de propriedades físicas e mecânicas de solos de subleitos de pavimentos de rodovias existentes. O objetivo final é estabelecer parâmetros de deformabilidade elástica de solos do subleito e sua variabilidade para auxiliar no dimensionamento de novas estruturas de pavimentos e reabilitação das antigas. O trabalho utiliza estudos de casos de pavimentos rodoviários em operação. O primeiro caso foi base para o estabelecimento metodológico de estudo desejável do subleito de um pavimento existente, concebendo modelos de previsão de comportamento resiliente do subleito para uso em futuros projetos de restauração deste pavimento ou para novos projetos em locais com similaridade de ocorrência de solos. Empregando a metodologia estabelecida no primeiro caso, fez-se uma busca minuciosa de dados em vários documentos existentes sobre pavimentos rodoviários de concessionárias do Estado de São Paulo, concebendo-se um banco de dados para análise do subleito destes pavimentos, de modo a ampliar a gama de solos pesquisados. Com resultados de caracterização de solos em laboratório e de deflectometria em campo, além de dados de localização dos pontos estudados em mapas geológicos e pedológicos, dados de precipitação, de terraplenagem, entre outros, pôde-se analisar os dados e identificar a influência de cada elemento na variação do módulo de resiliência dos solos de

fundação de pavimentos em serviço. O banco de dados de ensaios laboratoriais de solos de subleito contou com um total de 3.894 registros e de ensaios não destrutivos deflectométricos de campo com um total de 169.525 registros (dados históricos de nove rodovias estaduais diferentes). Dentre as principais conclusões, verificou-se que grande parte dos modelos de correlações existentes na literatura entre parâmetros de propriedades físicas e de resistência (como *CBR*) de solos com o módulo de resiliência possui aplicação muito restrita, inviabilizando sua aplicação de forma indiscriminada em locais distintos daqueles onde foram obtidas as correlações. Além disso, verificou-se que o módulo de resiliência do subleito em campo apresenta variações de grande magnitude e, portanto, é de difícil previsão, requerendo acumulação de dados históricos, bem como de um cadastro adicional de maior gama de informações. Recomenda-se que maiores quantidades de ensaios sejam realizadas e que permitam verificação, ou dupla checagem, para validação, bem como para futuramente ser possível o estabelecimento de modelos matemáticos mais confiáveis. Nos estudos, foi possível estabelecer parâmetros estatísticos que podem ser utilizados tanto em métodos de dimensionamento vigentes ou novos, como naquelas que consideram as variações do módulo de resiliência do subleito para determinação do risco de falha, ou da confiabilidade das estruturas. Palavras-chave: Módulo de resiliência; Subleito; Desempenho de pavimentos; Dimensionamento de pavimentos. Pavimentos asfálticos.

ABSTRACT

Subgrade mechanical behavior has a determining influence on the performance of pavement structures. However, often, the studies carried out for project designs are simplistic and do not take into account the variations that can occur in the mechanical behavior, whether by constructive factors or environmental ones, such as the moisture content during the operation period. Thus, mechanical-empirical design methods of pavement structures employ performance models of the many layers of the structure and of the subgrade, being targets of constant revisions for adjustment of these models so that they come closer to reality in operation behavior. Model adjustments are necessary to increase design reliability to ensure more durable pavements and to optimize execution and maintenance costs during the structure life. In this context, the present work proposes a methodology to understand the subgrade soil properties and their variations, establishing a program of field and laboratory tests, registration, processing and combination of results of physical and mechanical properties of subgrade soils of existing highway pavements. The final objective is to establish parameters of the subgrade soil elastic deformability and their variability to assist in the design of new pavement structures and in the rehabilitation of old ones. This work uses case studies of road pavements in operation. The first case was the basis for the methodological establishment of a desirable study of the subgrade of an existing pavement, designing predictive models of the subgrade resilient behavior for use in future rehabilitation projects of this pavement or for new projects in places with a similar occurrence of soils. By using the methodology established in the first case, a thorough data search was carried out in several existing documents on road pavements of concessionaires in the State of São Paulo, and a database was prepared to analyze the subgrade of such pavements in order to expand the range of soils studied. With the results of soil characterization in the laboratory and by field deflections, in addition to location data of the points studied in geological and pedological maps, precipitation and earthwork data, among others, it was possible to analyze the data and identify the influences of each element on the variation of the subgrade resilient modulus of the pavements in operation. The database from laboratory tests of subgrade soils covered a total of 3,894 registers and of non-destructive deflectometric field tests – a total of 169,525 registers (historical data on nine different state highways). Among the main conclusions, it was verified that most of the correlation models existing in the literature

between parameters of physical and mechanical strength properties (like the CBR) of soils with the resilient moduli have very restricted application, making it impossible to apply them indiscriminately in places other than those where the correlations were obtained. In addition, it was verified that the resilient modulus of the subbase in situ presents variations of great magnitude and, therefore, it is difficult to make predictions. Lots of historical data are required, as well as additional registers of a greater range of information. Therefore, it is recommended that a larger number of tests be performed in order to allow for checking and double-checking for validation as well as the possibility of a future establishment of more reliable mathematical models. In the studies, it was possible to establish statistical parameters that can be used both in current and in new design methods, like in those that consider variations of the subgrade resilient moduli to determine the risk of failure or of the reliability of structures.

Keywords: Resilient modulus; Subgrade; Pavement performance; Pavement design; Asphalt pavements.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Ocorrência de solos lateríticos e saprolíticos no Brasil (Medina e Motta, 1989).....	53
Figura 2.2 – Gráfico para classificação <i>MCT</i> (Nogami e Villibor, 1981 <i>apud</i> Bernucci <i>et al.</i> , 2010)	55
Figura 2.3 – Definição do módulo de resiliência (<i>NCHRP</i> , 2008).....	58
Figura 2.4 – Definições de outros parâmetros elásticos (<i>NCHRP</i> , 2008).....	59
Figura 2.5 – (a) Esquema do equipamento triaxial de cargas repetidas e (b) exemplo do equipamento (Bernucci <i>et al.</i> , 2010)	62
Figura 2.6 – Exemplo da determinação do valor de <i>MR</i> para utilização da equação de dimensionamento contida no Guia da <i>AASHTO/93</i>	72
Figura 2.7 – Módulo de resiliência de um solo <i>CH</i> de Arkansas em função do teor de umidade (Elliot <i>et al.</i> , 1988 <i>apud</i> <i>NCHRP</i> , 2008)	75
Figura 2.8 – Dispositivo de teste multiaxial (Wilson <i>et al.</i> , 1990 <i>apud</i> <i>NCHRP</i> , 2008)	77
Figura 2.9 – Resultados de módulo de resiliência de subleitos granulares de Ohio (Wilson <i>et al.</i> , 1990 <i>apud</i> <i>NCHRP</i> , 2008).....	77
Figura 2.10 – Influência dos procedimentos de teste <i>AASHTO</i> nos resultados de módulo de resiliência de diferentes tipos de agregados (Chen <i>et al.</i> , 1994, <i>apud</i> <i>NCHRP</i> , 2008)	78
Figura 2.11 – Influência do teor de umidade pós compactação nos resultados de módulo de resiliência (Drumm <i>et al.</i> 1990, 1997).....	81
Figura 2.12 – Configuração do ensaio “ <i>bender element</i> ” utilizado por Davich <i>et al.</i> (<i>NCHRP</i> , 2008)	82
Figura 2.13 – Comparação do módulo elástico a partir dos ensaios <i>RLT</i> e “ <i>bender element test</i> ” (Davich <i>et al.</i> 2004b <i>apud</i> <i>NCHRP</i> , 2008).....	83
Figura 2.14 – Parâmetro ‘ <i>a</i> ’ para estimativa de <i>MR</i> (Leet <i>et al.</i> , 1997)	102
Figura 2.15: Gráfico para determinação dos módulos efetivos do subleito e pavimento de acordo com o procedimento de Nouredin (1993)	127
Figura 3.1: Fluxograma idealizado para determinação dos locais a sondar.....	132
Figura 3.2: Fluxograma dos procedimentos de campo para coleta de amostras ensaios “ <i>in situ</i> ”	132

Figura 3.3: Localização dos poços de inspeção realizados em pavimento da rodovia federal em estudo	139
Figura 3.4: Mapeamento Geológico da região onde foram realizados os poços de inspeção.....	140
Figura 3.5: Legenda para o mapa geológico da Erro! Fonte de referência não encontrada	141
Figura 3.6: Diretrizes para abertura dos poços de inspeção e coleta de amostras da pista	143
Figura 3.7: Sequência dos procedimentos de campo para realização do presente estudo de caso.....	144
Figura 3.8: Determinação do Módulo da camada sobrejacente ao subleito em função da relação de deflexões e equipamento <i>FWD</i> ou <i>LWD</i>	149
Figura 3.9: Módulos retroanalizados com <i>LWD</i> (camadas de sub-base e subleito)	150
Figura 3.10: Comparativo entre condições de peso específico aparente e umidade de campo versus laboratório (curva de compactação para a energia adotada)....	159
Figura 3.11: Valores de módulo de subleito retroanalizado através da equação da <i>AASHTO/93</i>	160
Figura 3.12: Precipitação horária (<i>mm</i>) no período do levantamento com <i>FWD</i> (2010 a 2014).....	162
Figura 3.13: Precipitação horária (<i>mm</i>) no período do levantamento com <i>FWD</i> (2008)	163
Figura 3.14: Comparativo entre os valores de módulo de resiliência retroanalizados (Equação da <i>ASSHTO/93</i> versus software <i>BAKFAA</i>).....	164
Figura 3.15: Comparativo entre os valores de módulo de resiliência retroanalizados (Equação da <i>ASSHTO/93</i> versus módulo obtido diretamente com <i>LWD</i> sobre a camada)	164
Figura 3.16: Gráficos comparativos entre os valores de módulo obtidos no campo (eq. <i>AASHTO/93</i> , $C=0,33$) e no laboratório, sendo: (a) todos os dados e (b) valores de módulo limitados em 140 <i>MPa</i>	166
Figura 3.17: Correlações <i>CBR</i> x <i>MR</i> – campanha 1 – Ensaios na energia Intermediária (modelos da literatura versus resultados obtidos).....	169
Figura 3.18: Correlações <i>CBR</i> x <i>MR</i> – campanha 2 – Ensaios na energia Normal (modelos da literatura versus resultados obtidos).....	170

Figura 3.19: Gráficos <i>boxplot</i> dos valores de módulo de resiliência por tipo de solo e energia de compactação (estudo BR-116).....	171
Figura 3.20: Gráficos <i>boxplot</i> dos valores individuais da relação MR/CBR por tipo de solo e energia de compactação (estudo BR-116)	172
Figura 3.21: Correlações diretas entre o parâmetro k_1 e demais parâmetros de solos de graduação grossa não lateríticos	174
Figura 3.22: Correlações diretas entre o parâmetro k_2 e demais parâmetros de solos de graduação grossa não lateríticos	175
Figura 3.23: Correlações diretas entre o parâmetro k_3 e demais parâmetros de solos de graduação fina não lateríticos	176
Figura 3.24: Correlações diretas entre o parâmetro k_4 e demais parâmetros de solos de graduação fina não lateríticos	176
Figura 3.25: Tentativa de validação dos modelos propostos para (a) solos de graduação grossa e (b) solos de graduação fina	178
Figura 3.26: Gráficos <i>boxplot</i> dos valores de módulo de resiliência retroanalizados (AASHTO/93) por tipo de solo (estudo BR-116)	179
Figura 3.27: Gráficos <i>boxplot</i> dos valores de módulo de resiliência retroanalizados (AASHTO/93) por tipo de solo: (a) semana seca e (b) semana chuvosa.....	179
Figura 4.1: Resultados de CBR em função da classificação MCT	185
Figura 4.2: Resultados de expansão em função da classificação MCT	185
Figura 4.3: Resultados de CBR em função da classificação HRB (solos classificados como não- lateríticos).....	186
Figura 4.4: Resultados de CBR em função da classificação HRB (solos classificados como lateríticos).....	186
Figura 4.5: Resultados de CBR em função da classificação HRB (solos lateríticos e não-lateríticos)	187
Figura 4.6: Resultados de $E_{sl,retro}$ em função da classificação MCT	189
Figura 4.7: Resultados de $E_{sl,retro}$ em função da classificação HRB (solos classificados como não- lateríticos)	189
Figura 4.8: Resultados de $E_{sl,retro}$ em função da classificação HRB (solos classificados como lateríticos).....	190
Figura 4.9: Resultados de $E_{sl,retro}$ em função da classificação HRB (solos lateríticos e não-lateríticos)	190

Figura 4.10: Relação obtida no estudo teórico para Módulo de resiliência do subleito (E_1) e Módulo retroanalizado a partir da equação da AASHTO/93.....	193
Figura 4.11: Relação obtida no estudo teórico para Módulo de resiliência do subleito (E_1) e Módulo retroanalizado a partir da equação da AASHTO/93 – Pavimentos tipicamente semirrígidos (Módulo E_2 igual ou superior a 1.000 MPa)	195
Figura 4.12: Relação obtida no estudo teórico para Módulo de resiliência do subleito (E_1) e Módulo retroanalizado a partir da equação da AASHTO/93 – Pavimentos tipicamente flexíveis (Módulo E_2 igual ou inferior a 500 MPa) e espessura física total do pavimento entre 13 e 20cm.....	197
Figura 4.13: Relação ($E_{sl,reto} / E_1$) em função da espessura total do pavimento (segundo estudo teórico).....	198
Figura 4.14: Mapeamento dos sítios geológicos de acordo com CPRM (fonte: autor adaptado de GeoSGB e Google Earth®)	201
Figura 4.15: Legenda para o mapa dos sítios geológicos de acordo com CPRM (fonte: autor adaptado de GeoSGB e Google Earth®)	203
Figura 4.16: Mapeamento dos sítios pedológicos de acordo com EMBRAPA (fonte: autor adaptado de EMBRAPA e Google Earth®).....	207
Figura 4.17: Legenda de cores para o mapa pedológico	208
Figura 4.18: Mapa das unidades de gerenciamento de recursos hídricos de acordo com o DAEE/SP.....	211
Figura 4.19: Mapeamento das estações pluviométricas cadastradas para análise.	212
Figura 4.20: Mapa da região (fonte: autor, adaptado de Google Earth®)	217
Figura 4.21: Mapa geológico da região (fonte: autor, adaptado de Google Earth® e GeoSGB).....	218
Figura 4.22: Mapa pedológico da região (fonte: autor, adaptado de Google Earth® e EMBRAPA)	218
Figura 4.23: Mapa com a localização das estações pluviométricas	219
Figura 4.24: Gráficos empilhados de (a) E_{slr} da pista decrescente, (b) E_{slr} da pista crescente e diagramas retigráficos da (c) geologia, (d) pedologia, (e) seção de terraplenagem, (f) chuva acumulada de 1 dia, (g) chuva acumulada de 8 dias [BD2]	220
Figura 4.25: Média e desvio padrão do módulo de resiliência retroanalizado do subleito e média da chuva acumulada (para 1 dia e para 8 dias) para: (a) condição geral;	

(b) condição de chuva máxima verificada; (c) nenhuma chuva acumulada em 8 dias [BD2].....	222
Figura 4.26: Média e desvio padrão do valor de D120 e média da chuva acumulada (para 1 dia e para 8 dias) para: (a) condição geral; (b) condição de chuva máxima verificada; (c) nenhuma chuva acumulada em 8 dias [BD2]	223
Figura 4.27: Média dos dados de chuva acumulada de (a) 1 dia, (b) 8 dias; (c) média de <i>Eslr</i> da pista crescente e (d) <i>Eslr</i> da pista decrescente para os anos de 2011 e 2013 e para os segmentos homogêneos [BD3]	225
Figura 4.28: Média e desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas [BD3]	227
Figura 4.29: Estatísticas da relação de módulo (<i>Eslr,máx</i> / <i>Eslr,mín</i>) para cada um dos parâmetros em estudo, sendo: (a) classificação geológica / classificação pedológica e (b) tipo de seção de terraplenagem [BD3]	228
Figura 4.30: Estatísticas da relação de módulo (<i>Eslr,máx</i> / <i>Eslr,mín</i>) para parâmetros combinados [DB3].....	229
Figura 4.31: Média e desvio padrão do módulo de resiliência retroanalizado do subleito e média da chuva acumulada (para 1 dia e para 8 dias) para: (a) condição geral; (b) condição de chuva máxima verificada; (c) nenhuma chuva acumulada em 8 dias [BD2].....	232
Figura 4.32: Média e desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas [BD3]	233
Figura 4.33: Estatísticas da relação de módulo (<i>Eslr,máx</i> / <i>Eslr,mín</i>) para cada um dos parâmetros em estudo, sendo: (a) classificação geológica / classificação pedológica e (b) tipo de seção de terraplenagem [BD3]	234
Figura 4.34: Estatísticas da relação de módulo (<i>Eslr,máx</i> / <i>Eslr,mín</i>) para parâmetros combinados [BD3].....	235
Figura 5.1: Relação entre chuva e valor do módulo de resiliência retroanalizado do subleito para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2)	242
Figura 5.2: Relação entre chuva e valor do D90 para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2)	243
Figura 5.3: Relação entre chuva e valor do D120 para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2)	244

Figura 5.4: Relação entre chuva e valor do módulo de resiliência retroanalizado para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (<i>BD2</i>) – Sítios solos potencialmente lateríticos (<i>LVA_{d3}</i>)	245
Figura 5.5: Relação entre chuva e valor do módulo de resiliência retroanalizado para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (<i>BD2</i>) – Sítios potenciais solos <i>NS'</i> (<i>CX_{bd1}</i>)	246
Figura 5.6: Relação entre chuva acumulada de 1 dia e valor do módulo de resiliência retroanalizado (<i>BD2</i>) – sítio pedológico <i>LVA_{d3}</i> , sítios geológicos <i>Q1c</i> e <i>Q2a</i> , seções em (a) corte e (b) aterro	247
Figura 5.7: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado para cada uma das rodovias em estudo para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 15 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [<i>BD2</i>]	249
Figura 5.8: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por tipo de seção de terraplenagem para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 40 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [<i>BD2</i>]	250
Figura 5.9: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por sítio geológico para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 25 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [<i>BD2</i>]	251
Figura 5.10: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por sítio pedológico para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 15 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [<i>BD2</i>]	252
Figura 5.11: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por classe <i>MCT</i> identificada para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 15 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [<i>BD2</i>]	253
Figura 5.12: Gráficos de estatísticas para os valores globais de módulo obtidos para (a) rodovias em estudo, (b) sítios pedológicos identificados e (c) classes <i>MCT</i> identificadas	255
Figura 5.13: Gráfico de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo [<i>BD3</i>]	257

Figura 5.14: Gráfico de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função da seção de terraplenagem) [BD3]	257
Figura 5.15: Gráficos de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função do sítio geológico) [BD3].....	258
Figura 5.16: Gráficos de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função do sítio pedológico) [BD3].....	259
Figura 5.17: Gráficos de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função da classificação MCT) [BD3].....	260
Figura 6.1: Probabilidades associadas à distribuição normal de valores	263
Figura 6.2: Estrutura do Pavimento prevista em projeto – Duplicação Tamoios Planalto (SP 099)	267
Figura 6.3: Analogia estrutural adotada para fins das análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013)	269
Figura 6.4: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 0,5 vezes o desvio-padrão (14%)	270
Figura 6.5: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1 vez o desvio-padrão (32%)	271
Figura 6.6: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1,5 vezes o desvio-padrão (33%)	272
Figura 6.7: Nível de confiabilidade da estrutura em função do fator multiplicativo do desvio-padrão dos valores de módulo do subleito, de acordo com a metodologia proposta por Ferri (2013).	273
Figura 6.8: Estrutura do Pavimento prevista em projeto – Duplicação (SP 318).....	275
Figura 6.9: Analogia estrutural adotada para fins das análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013)	276
Figura 6.10: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 0,5 vezes o desvio-padrão (15%)	277

Figura 6.11: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1 vez o desvio-padrão (31%)	278
Figura 6.12: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1,5 vezes o desvio-padrão (47%)	279
Figura 6.13: Nível de confiabilidade da estrutura em função do fator multiplicativo do desvio-padrão dos valores de módulo do subleito, de acordo com a metodologia proposta por Ferri (2013)	280
Figura 9.1: Mapa Geológico do local sondado – km 402 (Pista Norte)	309
Figura 9.2: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 402, norte)	310
Figura 9.3: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 402 (pista norte).....	311
Figura 9.4: Tensões no subleito calculadas para (a) 2011 e (b) 2014.....	311
Figura 9.5: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima)	313
Figura 9.6: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	313
Figura 9.7: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%)	314
Figura 9.8: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 402 (pista norte).....	315
Figura 9.9: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalisado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 402 (pista norte)	316
Figura 9.10: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 402)	317
Figura 9.11: Mapa Geológico do local sondado – km 405 (Pista Norte)	320
Figura 9.12: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 405, norte)	321
Figura 9.13: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 405 (pista norte).....	322
Figura 9.14: Tensões no subleito calculadas para (a) 2010 e (b) 2014.....	322
Figura 9.15: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima)	324

Figura 9.16: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	324
Figura 9.17: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%).....	325
Figura 9.18: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 405 (pista norte).....	326
Figura 9.19: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 405 (pista norte)	327
Figura 9.20: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 405)	328
Figura 9.21: Mapa Geológico do local sondado – km 414 (Pista Sul)	331
Figura 9.22: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 414, sul)	332
Figura 9.23: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 414 (pista sul)	333
Figura 9.24: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014.....	333
Figura 9.25: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima).....	335
Figura 9.26: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	335
Figura 9.27: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%).....	336
Figura 9.28: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 414 (pista sul)	337
Figura 9.29: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 414 (pista sul).....	338
Figura 9.30: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 414)	339
Figura 9.31: Mapa Geológico do local sondado – km 418 (Pista Norte)	342
Figura 9.32: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 418, norte).....	343
Figura 9.33: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 418 (pista norte).....	344
Figura 9.34: Tensões no subleito calculadas para 2014	344

Figura 9.35: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima).....	346
Figura 9.36: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	346
Figura 9.37: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%).....	347
Figura 9.38: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 418 (pista norte).....	348
Figura 9.39: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalisado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 418 (pista norte)	349
Figura 9.40: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 418)	350
Figura 9.41: Mapa Geológico do local sondado – km 423 (Pista Norte)	353
Figura 9.42: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 423, norte).....	354
Figura 9.43: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 423 (pista norte).....	355
Figura 9.44: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014.....	355
Figura 9.45: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima).....	357
Figura 9.46: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	357
Figura 9.47: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%).....	358
Figura 9.48: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 423 (pista norte).....	359
Figura 9.49: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalisado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 423 (pista norte)	360
Figura 9.50: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 423)	361
Figura 9.51: Mapa Geológico do local sondado – km 429 (Pista Norte)	364
Figura 9.52: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 429, norte).....	365

Figura 9.53: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 429 (pista norte).....	366
Figura 9.54: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014.....	366
Figura 9.55: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima).....	368
Figura 9.56: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	368
Figura 9.57: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%).....	369
Figura 9.58: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 429 (pista norte).....	370
Figura 9.59: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 429 (pista norte).....	371
Figura 9.60: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 429).....	372
Figura 9.61: Mapa Geológico do local sondado – km 431 (Pista Norte)	375
Figura 9.62: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 431, norte).....	376
Figura 9.63: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 431 (pista norte).....	377
Figura 9.64: Tensões no subleito calculadas para 2014	377
Figura 9.65: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima).....	379
Figura 9.66: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	379
Figura 9.67: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%).....	380
Figura 9.68: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 431 (pista norte).....	381
Figura 9.69: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 431 (pista norte).....	382
Figura 9.70: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 431).....	383
Figura 9.71: Mapa Geológico do local sondado – km 434 (Pista Norte)	386

Figura 9.72: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 434, norte)	387
Figura 9.73: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 434 (pista norte).....	388
Figura 9.74: Tensões no subleito calculadas para 2014	388
Figura 9.75: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima)	390
Figura 9.76: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	390
Figura 9.77: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%)	391
Figura 9.78: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 434 (pista norte).....	392
Figura 9.79: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 434 (pista norte)	393
Figura 9.80: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 434)	394
Figura 9.81: Mapa Geológico do local sondado – km 456 (Pista Norte)	397
Figura 9.82: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 456, norte)	398
Figura 9.83: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 456 (pista norte).....	399
Figura 9.84: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014.....	399
Figura 9.85: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima)	401
Figura 9.86: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo).....	401
Figura 9.87: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%)	402
Figura 9.88: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 456 (pista norte).....	403
Figura 9.89: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 456 (pista norte)	404

Figura 9.90: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 456)	405
Figura 9.91: Mapa Geológico do local sondado – km 460 (Pista Norte)	408
Figura 9.92: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 460, norte)	409
Figura 9.93: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 460 (pista norte)	410
Figura 9.94: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014	410
Figura 9.95: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima)	412
Figura 9.96: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo)	412
Figura 9.97: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%)	413
Figura 9.98: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 460 (pista norte)	414
Figura 9.99: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalisado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 460 (pista norte)	415
Figura 9.100: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 402)	416
Figura 9.101: Mapa Geológico do local sondado – km 482 (Pista Sul)	419
Figura 9.102: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 482, sul)	420
Figura 9.103: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 482 (pista sul)	421
Figura 9.104: Tensões no subleito calculadas para (a) 2012 e (b) 2014	421
Figura 9.105: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima)	423
Figura 9.106: Comparativo entre <i>MR in situ</i> (<i>LWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade verificada no campo)	423
Figura 9.107: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%)	424
Figura 9.108: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 482 (pista sul)	425

Figura 9.109: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalisado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 482 (pista sul).....	426
Figura 9.110: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 482)	427
Figura 9.111: Mapa Geológico do local sondado – km 492 (Pista Sul)	429
Figura 9.112: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 492 (pista sul)	431
Figura 9.113: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014.....	431
Figura 9.114: Comparativo entre <i>MR</i> de laboratório e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de umidade ótima)	432
Figura 9.115: Comparativo entre <i>MR in situ</i> mínimo verificado (<i>FWD</i>) e modelos de previsão de <i>MR</i> (condição de saturação próxima a 100%)	432
Figura 9.116: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 492 (pista sul)	433
Figura 9.117: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalisado (<i>FWD</i>) do pavimento no segmento do km 492 (pista sul).....	434
Figura 9.118: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 492)	435
Figura 10.1: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 1 – NS') .	437
Figura 10.2: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 2 – NS') .	438
Figura 10.3: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 3 – NS') .	439
Figura 10.4: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 4 – NS') .	440
Figura 10.5: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 5 – NG') .	441
Figura 10.6: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 6 – NA') .	442
Figura 10.7: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 7 – NG') .	443
Figura 10.8: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 8 – NA') .	444
Figura 10.9: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 9 – NA') .	445
Figura 10.10: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 10 – NA')	446
Figura 10.11: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 11 – NA')	447
Figura 10.12: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 12 – NA')	448

Figura 10.13: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 13 – NA')	449
Figura 10.14: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 14 – NA')	450
Figura 10.15: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 15 – NA')	451
Figura 10.16: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 16 – LA')	452
Figura 10.17: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 17 – LA')	453
Figura 10.18: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 18 – LA'-LG')	454
Figura 10.19: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 19 – LA')	455
Figura 10.20: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 20 – NA)	456
Figura 10.21: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 21 – LG')	457
Figura 10.22: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 22 – LA')	458
Figura 10.23: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 23 – LA')	459
Figura 10.24: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 23 – NS'-NA')	460
Figura 10.25: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 24 – NS'-NA')	461
Figura 10.26: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 25 – NS'-NA')	462
Figura 10.27: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 26 – NS'-NA')	463
Figura 13.1: Estatísticas dos valores de módulo de resiliência retroanalisado – todas as rodovias (sítios geológico /pedológico; classificações <i>MCT</i> e <i>HRB</i>) [BD3]	481

Figura 13.2: Estatísticas dos valores de módulo de resiliência retroanalisado – todas as rodovias (sítio pedológico; classificações <i>MCT</i> e <i>HRB</i> ; tipo de seção de terraplanagem) [BD3].....	482
Figura 13.3: Estatísticas dos valores de módulo de resiliência retroanalisado – todas as rodovias, nenhuma chuva acumulada em 8 dias (sítios geológico /pedológico; classificações <i>MCT</i> e <i>HRB</i> , tipo de seção de terraplenagem) [BD3]	482
Figura 13.4: Estatísticas dos valores de relação de módulo retroanalisado – todas as rodovias (sítios geológico e pedológico; classificações <i>MCT</i> e <i>HRB</i> ; tipo de seção de terraplanagem) (condições de chuva especificadas) [BD3]	483

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Dados qualitativos das propriedades mecânicas e hidráulicas da classificação <i>MCT</i> , segundo Nogami e Villibor (1995)	56
Tabela 2.2 – Faixas de variação dos valores da classificação <i>MCT</i> (Nogami e Villibor, 1995)	56
Tabela 2.3 – Procedimentos de laboratório para determinação do módulo de resiliência de solos (<i>NCHRP</i> , 2008)	60
Tabela 2.4 – Conclusões a partir de pesquisas em módulo de resiliência entre 1986-1996	73
Tabela 2.5 – Características das pesquisas em módulo de resiliência entre 1986 e 1996 (<i>NCHRP</i> , 2008)	74
Tabela 2.6 – Variável B para diferentes materiais e níveis de θ (ZAMAN <i>et al.</i> , 1994)	99
Tabela 2.7 – Valores de módulo de resiliência para solos do estado de São Paulo (Franzoni, 1990 <i>apud</i> Balbo, 2007)	100
Tabela 2.8 – Modelos resilientes para solos granulares de Santa Catarina (Valle, 1966 <i>apud</i> Balbo, 2007)	100
Tabela 2.9 – Constantes de modelo baseado na tensão total (modelo 2I-1) por Rada & Witczak (1981)	104
Tabela 2.10 – Fatores de correção para o modelo de Pezzo & Hudson (1994)	108
Tabela 2.11 – Constantes do modelo de <i>MR</i> (Titus-Glover & Fernando, 1995)	109
Tabela 2.12 – Constantes do modelo de <i>MR</i> para subleitos de New Jersey (Maher <i>et al.</i> , 2000)	110
Tabela 2.13 – Gradiente de módulo de resiliência com respeito ao grau de saturação	111
Tabela 2.14 – Constantes de regressão do modelo	111
Tabela 2.15 – Constantes de regressão do modelo	112
Tabela 2.16 – Coeficientes de regressão (Modelo de Rada e Witczak para materiais de Base/Subbase)	112
Tabela 2.17 – Coeficientes de regressão para o modelo	119
Tabela 2.18 – Propriedades dos solos incluídos no estudo de Nazzal & Mohammad (2010)	123
Tabela 2.19 – Constantes do modelo para R (Zhang e Sun, 2004)	124

Tabela 2.20 – Constantes do modelo para D_c (Zhang e Sun, 2004)	125
Tabela 3.1: Faixas de valores do parâmetro AREA segundo WSDOT (2005)	134
Tabela 3.2: Plano de amostragem inicialmente proposto.....	136
Tabela 3.3: Classificação adotada para o plano de amostragem dos estudos	137
Tabela 3.4 Locais selecionados para os ensaios de acordo com o plano de amostragem adotado nos estudos	138
Tabela 3.5: Diretrizes para coleta de amostras para ensaios de laboratório.....	144
Tabela 3.6: Legenda de descrição das etapas indicadas na Figura 3.7.....	145
Tabela 3.7: Estruturas de pavimento identificadas.....	146
Tabela 3.8: Resultados dos ensaios de módulo obtidos com uso do equipamento <i>LWD</i>	147
Tabela 3.9: Resultados dos ensaios de módulo obtidos com uso do equipamento <i>LWD</i>	148
Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de campo (peso específico aparente seco, umidade e grau de saturação)	152
Tabela 3.11: Resultados dos ensaios de granulometria.....	153
Tabela 3.12: Resultados dos ensaios de granulometria, limites de Atterberg, classificações <i>HRB</i> e <i>MCT</i>	154
Tabela 3.13: Resultados dos ensaios de compactação, <i>CBR</i> e expansão	155
Tabela 3.14: Resultados dos ensaios de módulo de resiliência em laboratório	156
Tabela 3.15: Comparativo entre ensaios de umidade e peso específico aparente <i>in situ</i> e laboratório.....	157
Tabela 3.16: Data dos levantamentos em cada local estudado	163
Tabela 4.1: (a) Média menos desvio-padrão e (b) número de amostras dos valores de <i>CBR</i> para cada combinação de classes de solos (<i>HRB</i> e <i>MCT</i>).....	188
Tabela 4.2: (a) Média mais desvio-padrão e (b) número de amostras dos valores de expansão para cada combinação de classes de solos (<i>HRB</i> e <i>MCT</i>).....	188
Tabela 4.3: (a) Média menos desvio-padrão dos valores de <i>E_{sl,retro}</i> para cada combinação de classes de solos (<i>HRB</i> e <i>MCT</i>)	191
Tabela 4.4: Parâmetros mínimos e máximos das estruturas em função da relação de módulo (<i>E_{sl,retro} / E₁</i>)	194
Tabela 4.5: Parâmetros mínimos e máximos das estruturas em função da relação de módulo (<i>E_{sl,retro} / E₁</i>) – Pavimentos tipicamente flexíveis (<i>E₂</i> igual ou inferior a 500 MPa).....	196

Tabela 4.6: Segmentação das rodovias em estudo pelo critério do sítio geológico (fonte: autor adaptado de <i>GeoSGB/CPRM</i>)	204
Tabela 4.7: Descrição dos sítios geológicos identificados (fonte: autor adaptado de <i>GeoSGB/CPRM</i>)	205
Tabela 4.8: Segmentação da rodovia pelo sítio pedológico atravessado (fonte: autor adaptado de <i>EMBRAPA</i>).....	209
Tabela 4.9: Composição e características dos sítios pedológicos citados (fonte: <i>EMBRAPA</i>)	210
Tabela 4.10: Áreas de influência adotadas para as estações pluviométricas nas rodovias em estudo	213
Tabela 4.11: Dados dos segmentos homogêneos com relação ao tipo de solo pela classificação <i>MCT</i>	237
Tabela 5.1: Correspondências encontradas nos estudos para Sítio Geológico e Classificação <i>HRB [BD3]</i>	239
Tabela 5.2: Correspondências encontradas nos estudos para Sítio Pedológico e Classificação <i>MCT [BD3]</i>	240
Tabela 9.1: histórico de intervenções informado - km 402 (pista norte)	309
Tabela 9.2: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 402 (pista norte)	310
Tabela 9.3: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	310
Tabela 9.4: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	310
Tabela 9.5: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 402	312
Tabela 9.6: histórico de intervenções informado - km 405 (pista norte)	320
Tabela 9.7: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 405 (pista norte)	321
Tabela 9.8: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	321
Tabela 9.9: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	321
Tabela 9.10: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 405	323
Tabela 9.11: histórico de intervenções informado - km 414 (pista sul).....	331
Tabela 9.12: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 414 (pista sul).....	332
Tabela 9.13: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	332
Tabela 9.14: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	332
Tabela 9.15: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 414	334

Tabela 9.16: histórico de intervenções informado - km 418 (pista norte)	342
Tabela 9.17: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 418 (pista norte)	343
Tabela 9.18: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	343
Tabela 9.19: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	343
Tabela 9.20: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 418	345
Tabela 9.21: histórico de intervenções informado - km 423 (pista norte)	353
Tabela 9.22: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 423 (pista norte)	354
Tabela 9.23: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	354
Tabela 9.24: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	354
Tabela 9.25: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 423	356
Tabela 9.26: histórico de intervenções informado - km 429 (pista norte)	364
Tabela 9.27: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 429 (pista norte)	365
Tabela 9.28: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	365
Tabela 9.29: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	365
Tabela 9.30: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 429	367
Tabela 9.31: histórico de intervenções informado - km 431 (pista norte)	375
Tabela 9.32: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 431 (pista norte)	376
Tabela 9.33: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	376
Tabela 9.34: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	376
Tabela 9.35: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 431	378
Tabela 9.36: histórico de intervenções informado - km 434 (pista norte)	386
Tabela 9.37: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 434 (pista norte)	387
Tabela 9.38: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	387
Tabela 9.39: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	387
Tabela 9.40: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 434	389
Tabela 9.41: histórico de intervenções informado - km 456 (pista norte)	397
Tabela 9.42: Estrutura do pavimento – km 456 (pista norte).....	397
Tabela 9.43: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	398

Tabela 9.44: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	398
Tabela 9.45: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 456	400
Tabela 9.46: histórico de intervenções informado - km 460 (pista norte)	409
Tabela 9.47: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 460 (pista norte)	409
Tabela 9.48: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	409
Tabela 9.49: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de <i>BGS</i>	409
Tabela 9.50: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 460	411
Tabela 9.51: histórico de intervenções informado - km 482 (pista sul).....	419
Tabela 9.52: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 482 (pista sul).....	420
Tabela 9.53: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	420
Tabela 9.54: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 482	422
Tabela 9.55: histórico de intervenções informado - km 492 (pista sul).....	430
Tabela 9.56: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 492 (pista sul).....	430
Tabela 9.57: Estatística dos resultados do ensaio com <i>LWD</i>	430
Tabela 9.58: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 492	431
Tabela 14.1: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de módulo [<i>MPa</i>] (todos os tipos de seções de terraplenagem) [<i>BD2</i>]	485
Tabela 14.2: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de módulo [<i>MPa</i>] (seções em corte) [<i>BD2</i>]	485
Tabela 14.3: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de módulo [<i>MPa</i>] (seções em aterro) [<i>BD2</i>].....	486
Tabela 14.4: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de módulo [<i>MPa</i>] (seções mistas) [<i>BD2</i>].....	486
Tabela 14.5: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de chuva acumulada [mm] (todas as seções) [<i>BD2</i>]	487
Tabela 14.6: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de chuva acumulada [mm] (seções em corte) [<i>BD2</i>].....	487
Tabela 14.7: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de chuva acumulada [mm] (seções em aterro) [<i>BD2</i>]	488
Tabela 14.8: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de chuva acumulada [mm] (seções mistas) [<i>BD2</i>]	488

Tabela 14.9: Matriz com estatísticas dos valores de módulo (<i>MPa</i>), condição seca – nenhuma chuva acumulada em 8 dias [mm] (todas as seções) [BD2].....	489
Tabela 14.10: Matriz com estatísticas dos valores de módulo (<i>MPa</i>), condição seca – nenhuma chuva acumulada em 8 dias [mm] (seções em corte) [BD2]	490
Tabela 14.11: Matriz com estatísticas dos valores de módulo (<i>MPa</i>), condição seca – nenhuma chuva acumulada em 8 dias [mm] (seções em aterro) [BD2].....	491
Tabela 14.12: Matriz com estatísticas dos valores de módulo (<i>MPa</i>), condição seca – nenhuma chuva acumulada em 8 dias [mm] (seções mistas) [BD2].....	491
Tabela 15.1: Matriz com estatísticas dos valores de Relação de Módulo* (todas as seções) [BD3].....	493
Tabela 15.2: Matriz com estatísticas dos valores de Relação de Módulo* (seções em corte) [BD3].....	494
Tabela 15.3: Matriz com estatísticas dos valores de Relação de Módulo* (seções em aterro) [BD3].....	495
Tabela 15.4: Matriz com estatísticas dos valores de Relação de Módulo* (seções mistas) [BD3].....	495

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials* (Associação Americana Oficial em Transportes e Rodovias)

ANEEL – Agência Nacional de Energia Elétrica

ARTESP – *Agência Reguladora de Transportes do Estado de São Paulo*

BD1 – Banco de Dados 1 desenvolvido no âmbito da presente pesquisa, contendo dados de ensaios de laboratório com solos de subleito

BD2 – Banco de Dados 2 desenvolvido no âmbito da presente pesquisa, contendo dados históricos de ensaios defletoométricos

BD3 – Banco de Dados 3 desenvolvido no âmbito da presente pesquisa, contendo dados diversos para segmentos homogêneos

BD4 – Banco de Dados 4 desenvolvido no âmbito da presente pesquisa, contendo dados diversos para segmentos homogêneos com base na classificação *MCT*

BGS – Brita Graduada Simples

BGTC – Brita Graduada Tratada com Cimento

C – Argila (*Clay*) de acordo com a classificação *SUCS*

CA – Concreto Asfáltico

CBR – *California Bearing Ratio* (Índice de Suporte Califórnia)

CFT – Camada final de terraplenagem

COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

CPRM – Empresa Pública vinculada ao Ministério de Minas e Energia com as atribuições de Serviço Geológico do Brasil

DAEE/SP – Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo

DCP – *Dynamic Cone Penetrometer* (Cone de penetração dinâmica)

DER-SP – Departamento de Estradas e Rodagem de São Paulo

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DOT – *Department of Transportation* (Departamento de Transportes nos *EUA*)

DP – Desvio padrão

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

EUA – Estados Unidos da América

Exp. – Expansão do solo

FWD – *Falling Weight Deflectometer* (Defletoômetro de Impacto)

G – Cascalho (Gravel) ou Seixo Rolado de acordo com a classificação *SUCS*

GeoSGB – Sistema de Geociências do Serviço Geológico do Brasil

HRB – *Highway Research Board* (Órgão de Pesquisa em Rodovias nos *EUA*)

H – Solos de alta compressibilidade (*High*) de acordo com a classificação *SUCS*

IG – Índice de Grupo

INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais

IP – Índice de Plasticidade

ISC – Índice de Suporte Califórnia

LA – Areia laterítica quartzosa de acordo com a classificação *MCT*

LA' – Solo arenoso laterítico de acordo com a classificação *MCT*

LBR – *Limerock Bearing Ratio* (Índice de Suporte *Limerock*)

LG' – Solos argiloso laterítico de acordo com a classificação *MCT*

L – Solos de baixa compressibilidade (*Low*) de acordo com a classificação *MCT*

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

LTPP – *Long Term Pavement Performance*

LVDT – *Linear Variable Differential Transformer* (Transformador Diferencial Variável Linear)

LWD – *Light Weight Deflectometer* (Deflectômetro de Carga Leve ou portátil)

M – Silte (*Mo*) de acordo com a classificação *SUCS*

MCT – Miniatura Compactado Tropical (método de classificação de solos tropicais)

MEPDG – *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (*Guia mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos*)

MR (ou *Mr*) – Módulo de Resiliência

NA – Areais, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico

NA' – Misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solo arenoso)

NCHRP – *National Cooperative Highway Research Program* (Programa de Pesquisa em Rodovias Nacional Cooperativa nos *EUA*)

NG' – Solo argiloso não laterítico de acordo com a classificação *MCT*

NS' – Solo siltoso não laterítico de acordo com a classificação *MCT*

O – Solo orgânico (*Organic*) de acordo com a classificação *SUCS*

OMC – *Optimum Moisture Content* (teor de umidade ótima)

P – Solo mal graduado (*poorly graded*) de acordo com a classificação *SUCS*

PCD – Plataforma Automática de Coleta de Dados Ambientais

PI – Energia Intermediária de Proctor

PIs – Poços de Inspeção

PM – Energia Modificada de Proctor

PN – Energia Normal de Proctor

Pt – Solo tipo Turfa de acordo com a classificação *SUCS*

QI – Quociente de Irregularidade

RAP – *Reclaimed Asphalt Pavement* (pavimento de asfalto reciclado)

RC – Teste de coluna ressonante

RLT – *Repeated Load Triaxial* (ensaio de carga triaxial repetida)

S – Areia (*Sand*) de acordo com a classificação *SUCS*

SAFL – Solo Arenoso Fino Laterítico

SI – Sistema Internacional de unidades

SIGEL – Sistema de Informações Geográficas do Setor Elétrico

SINDA – Sistema Integrado de Dados Ambientais

SL – Subleito

SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

SWCC – *Soil-Water Characteristic Curve* (Curvas Características Solo-Umidade)

TRB – *Transportation Research Board* (Órgão de Pesquisa em Transportes nos *EUA*)

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

USACE – United States Army Corps of Engineers (Corpo de engenheiros do exército americano)

W – Solo bem graduado (*well graded*) de acordo com a classificação *SUCS*

LISTA DE SÍMBOLOS

$\pm$ = mais ou menos;

% = percentual;

($u_a - u_w$) = sucção matricial;

$^\circ$ = grau;

cm = unidade de distância – centímetro (1cm = 0,01 m);

D_0 = deflexão no ponto de aplicação de carga (0,01mm);

D_0 , LWD = deflexão máxima medida com equipamento LWD (0,01mm);

D_{20} = deflexão a 20cm do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

D_{30} = deflexão a 30cm do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

D_{60} = deflexão a 60cm do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

D_{90} = deflexão a 90 cm do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

D_{120} = deflexão a 120cm do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

D_{150} = deflexão a 150cm do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

e = índice de vazios (%);

et = deformação de tração na fibra inferior do revestimento (mm/mm);

E_0 , calc = valor de módulo calculado (MPa ou kgf/cm²);

E_b = módulo da base (MPa ou kgf/cm²);

E_{max} = módulo máximo (MPa ou kgf/cm²);

E_r = módulo de revestimento (MPa ou kgf/cm²);

E_{sb} = módulo da subbase (MPa ou kgf/cm²);

E_{sl} = módulo de resiliência do subleito (MPa ou kgf/cm²);

E_{sl} , retro = módulo de resiliência retroanalisado;

$Exp.$ – expansão (%);

g = unidade de massa – grama (1g = 0,001 kg);

g/cm³ = unidade de medida de peso específico – grama por centímetro cúbico (1

g/cm³ = 1000 kgf/m³);

γ_d = peso específico aparente seco (g/cm³);

γ_d máx. = peso específico aparente seco máximo (g/cm³);

γ_s = peso específico aparente seco real dos grãos do solo (g/cm³);

h mold – umidade de moldagem (%);

h pós sat. – umidade pós saturação (%);

kgf = unidade de medida de massa no SI – kilograma-força (1 kgf ~ 9,81 N);

kgf/cm² = unidade de medida de pressão – kilograma-força por centímetro quadrado (1 kgf/cm² ~ 0,1 MPa);

kN = unidade de medida de força – kilo Newton (1kN = 1000 N);

ksi = unidade de medida de pressão – kilopound force per square inch (1 ksi = 1000 psi ~ 70 kgf/cm² ~ 7 MPa);

m = unidade de distância no SI – metro;

m/km = unidade de medida de irregularidade longitudinal do pavimento – metro por quilometro;

μ = coeficiente de poisson da camada;

μ_a = pressão atmosférica;

μ_w = poro pressão da água;

mm = unidade de medida de distância – milímetros (1mm = 10⁻³m);

mm/m = unidade de medida de irregularidade longitudinal do pavimento – milímetro por metro;

MPa = unidade de medida de pressão no SI – Mega Pascal (10⁶ Pascal);

MPa/m = relação entre pressão aplicada e deslocamento causado – Mega Pascal por metro;

MR = módulo de resiliência (MPa ou kgf/cm²);

N = unidade de medida de força no SI – Newton;

N/m² = unidade de medida de pressão – Newton por metro quadrado (1N/m² = 1 Pa);

p = carga distribuída por unidade de área (kgf/cm²);

pa = pressão atmosférica (MPa ou kgf/cm²);

Pa = unidade de medida de pressão no SI – Pascal (1 Pa = 1 N/m²);

PC = percentual de compactação (%);

pcf = unidade de medida de peso específico – pound force per cubic feet (1 pcf = 1 lbf/ft³ = 0,01601846 g/cm³ = 16,01846 kgf/m³);

pci = relação entre pressão aplicada e deslocamento causado (1 pci = 1 psi/pol. = 0,271 MPa/m);

pol. = unidade de medida de distância – polegada (1 pol. = 0,0254 m);

psi = unidade de medida de pressão – pound force per square inch (1 psi = 0,070 kgf/cm² = 0,007 MPa);

θ = tensão octaédrica normal (MPa ou kgf/cm²);

Rc = raio de curvatura (m);

S = grau de saturação (%);

σ = tensão (kgf/cm²);

σ_{atm} = pressão atmosférica (kPa ou kgf/cm²);

σ_1 = tensão principal maior (MPa ou kgf/cm²);

σ_2 = componente da tensão (MPa ou kgf/cm²);

σ_3 = tensão confinante (MPa ou kgf/cm²);

S = grau de saturação do solo (%);

S_{campo} = grau de saturação do material em campo [in situ] (%);

σ_d = tensão desvio (MPa ou kgf/cm²);

SI = Sistema Internacional de unidades;

s_{max} = tensão máxima (MPa ou kgf/cm²);

S_{wot} = grau de saturação no teor de umidade ótima;

T = temperatura (°C);

u_f = dano relativo (método da AASHTO/93);

τ_{oct} = tensão de cisalhamento octaédrica (MPa ou kgf/cm²);

w = teor de umidade (%);

w_{opt} = teor de umidade ótima (%).

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	44
1.1	Justificativa da escolha do tema.....	45
1.2	Objetivos do trabalho.....	48
1.3	Organização do trabalho	49
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	51
2.1	Solos tropicais e metodologia <i>MCT</i>	51
2.1.1	Classificação dos solos pela metodologia <i>MCT</i>	53
2.2	Módulo de Resiliência	57
2.2.1	Modelos para representar o módulo de resiliência de solos de laboratório 62	
2.2.2	Fatores que influenciam no estado físico e estado de tensões dos solos	67
2.2.3	Modelos para determinação de módulo de resiliência de solos a partir do <i>CBR</i> 96	
2.2.4	Modelos para determinação de módulo de resiliência de solos a partir de ensaio de compressão simples	101
2.2.5	Modelos que levam em conta os parâmetros físicos dos solos e a variação de umidade 103	
2.2.6	Estimativa de valores de módulo <i>in situ</i> a partir de ensaios deflectométricos	121
2.3	Análise crítica da revisão bibliográfica.....	129
3	ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO – ESTUDO DE CASO DE UMA RODOVIA FEDERAL.....	131
3.1	Procedimento adotado para seleção dos pontos de análise	132
3.2	Seleção de pontos e localização dos poços de inspeção realizados	137
3.3	Procedimento de abertura dos poços de inspeção.....	142
3.4	Estruturas de pavimento identificadas nos PIs	145
3.5	Resultados dos ensaios com <i>LWD (Light Weight Deflectometer)</i>	147
3.6	Resumo dos resultados de ensaios de laboratório.....	150
3.7	Comparativo peso específico aparente e umidade <i>in situ</i> versus condição de laboratório	157

3.8	Resultados de retroanálise dos módulos do subleito dos locais sondados	160
3.9	Análises comparativas entre os valores de módulo obtidos em campo	163
3.10	Comparativo entre valores de Módulo de resiliência (laboratório x retroanalisado)	165
3.11	Previsibilidade do Módulo de Resiliência pelo valor de <i>CBR</i>	168
3.12	Correlações para solos de graduação grossa	173
3.13	Correlações para os solos finos	176
3.14	Análise comparativa dos modelos propostos	177
3.15	Estudo do comportamento do <i>MR</i> em campo	178
3.16	Conclusões parciais do estudo de caso	180

4 ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO – ESTUDO DE CASOS DE RODOVIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO.....182

4.1	Montagem de um banco de dados de ensaios de subleito (<i>BD1</i>)	183
4.2	Correlações obtidas entre os resultados dos ensaios de laboratório	184
4.3	Estudo teórico para verificação da influência da estrutura no valor o módulo retroanalisado do subleito	192
4.4	Proposição de metodologia para avaliação de dados de Módulo de Subleito retroanalisado – rodovias estaduais (SP)	199
4.4.1	Mapeamento Geológico	200
4.4.2	Mapeamento Pedológico	206
4.4.3	Mapeamento Pluviométrico	211
4.4.4	Segmentação pelo tipo de seção de terraplenagem	214
4.4.5	Consolidação dos dados de levantamento deflectométrico e retroanálise dos valores de módulo de subleito	214
4.4.6	Consulta de informações e consolidação do banco de dados deflectométrico (<i>BD2</i>)	215
4.4.7	Consolidação de um novo banco de dados para segmentos homogêneos (<i>BD3</i>)	216
4.5	Apresentação de resultados da aplicação da metodologia proposta para o trecho piloto (Rodoanel Sul)	217
4.5.1	Análise dos dados pontuais dos valores de módulo e demais características	219

4.5.2	Análise dos dados médios para os segmentos homogêneos.....	224
4.6	Discussões, conclusões e recomendações para o trecho piloto	230
4.7	Apresentação de resultados da aplicação da metodologia proposta para rodovia SP 318 (Sítios de solos lateríticos)	231
4.7.1	Análise dos dados pontuais dos valores de módulo e demais características	231
4.7.2	Análise dos dados médios para os segmentos homogêneos.....	233
4.8	Estudo para os segmentos homogêneos segundo a classificação <i>MCT</i> (<i>BD4</i>)	236
4.8.1	Resultados dos estudos do comportamento estrutural nos segmentos homogêneos (<i>BD4</i>)	237
5	ANÁLISE CRÍTICA DOS ESTUDOS E PROPOSIÇÃO DE PARÂMETROS PARA FINS DE DIMENSIONAMENTO	238
5.1	Correspondências entre sítios pedológico/geológico e classificações de solos	239
5.2	Avaliação da influência da pluviosidade no valor do módulo de resiliência retroanalisado do subleito	241
5.2.1	Análise da influência dos parâmetros de pluviosidade para todo o banco de dados (<i>BD2</i>)	242
5.2.2	Análise da influência dos parâmetros de pluviosidade para determinados sítios pedológicos (<i>BD2</i>)	245
5.3	Avaliação da influência de cada componente estudado no comportamento mecânico do subleito.....	248
5.3.1	Análise dos dados pontuais dos valores de módulo e demais características (<i>BD2</i>).....	248
5.3.2	Apresentação das estatísticas para os parâmetros mais importantes (<i>BD2</i>)	254
5.3.3	Análise dos dados médios para os segmentos homogêneos.....	256
6	ANÁLISE DO POTENCIAL DE IMPACTO DA METODOLOGIA PROPOSTA EM RELAÇÃO AOS MÉTODOS ATUAIS DE DIMENSIONAMENTO	262
6.1	Recomendações gerais para fins de adoção de parâmetros de dimensionamento	262

6.2	Exemplo de aplicação de metodologia que contempla as variações do módulo de resiliência dos solos do subleito	266
6.2.1	Rodovia SP 099 - Rodovia dos Tamoios	266
6.2.2	Rodovia SP 318.....	274
7	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	281
8	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	288
9	ANEXO A – RESULTADOS INDIVIDUAIS DAS SONDAgens E ENSAIOS – ESTUDO DE CASO DE UMA RODOVIA FEDERAL	306
9.1	Poço de Inspeção do km 402 (Pista Norte)	307
9.2	Poço de Inspeção do km 405 (Pista Norte)	318
9.3	Poço de inspeção do km 414 (Pista Sul)	329
9.4	Poço de inspeção do km 418 (Pista Norte)	340
9.5	Poço de inspeção do km 423 (Pista Norte)	351
9.6	Poço de inspeção do km 429 (Pista Norte)	362
9.7	Poço de inspeção do km 431 (Pista Norte)	373
9.8	Poço de inspeção do km 434 (Pista Norte)	384
9.9	Poço de inspeção do km 456 (Pista Norte)	395
9.10	Poço de inspeção do km 460 (Pista Norte)	406
9.11	Poço de inspeção do km 482 (Pista Sul).....	417
9.12	Poço de inspeção do km 492 (Pista Sul).....	428
10	ANEXO B – PARÂMETROS ESTATÍSTICOS DOS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS PELA METODOLOGIA <i>MCT</i> (<i>BD4</i>)	436
11	ANEXO C – SEGMENTOS HOMOGÊNEOS EM TERMOS DE SEÇÕES DE TERRAPLENAGEM E SEGMENTOS HOMOGÊNEOS FINAIS DOS BANCOS DE DADOS <i>BD3</i> E <i>BD4</i>.....	464
12	ANEXO D – DIAGRAMAS RETIGRÁFICOS DOS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS DAS RODOVIAS ESTADUAIS EM ESTUDO	466
13	ANEXO E – GRÁFICOS COM RESULTADOS DE PARÂMETROS COMBINADOS (TODAS AS RODOVIAS).....	480
14	ANEXO F – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS DO ESTUDO DAS RODOVIAS ESTADUAIS [<i>BD2</i>].....	484

15	ANEXO G – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS PARA OS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS DO BANCO DE DADOS <i>BD3</i>	492
16	ANEXO H – DIAGRAMAS RETIGRÁFICOS DAS RODOVIAS ESTADUAIS EM ESTUDO	496

1 INTRODUÇÃO

O comportamento mecânico do subleito tem influência determinante no desempenho das estruturas de pavimento, porém, muitas vezes os estudos realizados para elaboração de projetos são bastante simplificados e não levam em conta as variações de comportamento mecânico que podem ocorrer durante o período de serviço. Os solos de subleito são suscetíveis à ação da umidade e seu comportamento mecânico também está diretamente associado ao estado de tensões a que são submetidos no campo, o que torna o processo de modelagem especialmente complexo e iterativo.

De acordo com a revisão bibliográfica realizada, diversas correlações, em especial, para previsão do módulo de resiliência com a variação da umidade, têm sido propostos por pesquisadores com o objetivo de subsidiar diversos procedimentos de dimensionamento de estruturas de pavimento novas ou reabilitadas. Entre as mais difundidas e utilizadas no Brasil e demais países do Continente americano, estão as equações propostas pela *AASHTO* no guia de dimensionamento de 1993 e mais recentemente no *AASHTOWare Pavement ME Design* (evolução do *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide M-E PDG/2002*).

Grande parte dos modelos pesquisados não levam em conta as características mineralógicas e de microestruturas peculiares de solos tropicais, que implicam nas propriedades físicas e mecânicas diferenciadas. Existe um conhecimento bastante difundido no Brasil acerca das características destes tipos de solos, porém há necessidade de incorporá-lo aos modelos para utilização de procedimentos de dimensionamento no Brasil. No momento, há uma iniciativa importante de se alterar o método brasileiro empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos em um método teórico-empírico, com a incorporação de modelos de comportamento de solos tropicais. Esta tese tem por objetivo contribuir para o entendimento do comportamento mecânico dos solos de subleito e a previsão deste para o dimensionamento de pavimentos e a compreensão de seu desempenho em serviço.

1.1 Justificativa da escolha do tema

Os métodos de projetos de estruturas de pavimentos são alvos constantes de alterações que visam aumentar a confiabilidade nesta etapa para propor pavimentos duráveis, otimizando custos de execução e de manutenção ao longo da vida útil das estruturas. Neste sentido, a identificação correta das características dos materiais que serão utilizados é um dado de entrada fundamental nos projetos.

Os Estados Unidos desenvolveram nos últimos anos um novo modelo de projeto de pavimentos com uma abordagem empírico-mecanicista nomeado *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide – MEPDG*, cuja proposta é dimensionar estruturas por meio de calibração dos dados de entrada para condições locais, conciliando desempenhos verificados, materiais disponíveis e durabilidade requerida para resistir às solicitações de tráfego e do clima.

No Brasil, os métodos de projeto adotados pelos principais órgãos rodoviários se baseiam em modelos empíricos. Alguns poucos órgãos, como o *DER/SP*, sugerem verificações mecanicistas a partir de modelos de previsão de desempenho de fontes diversas, sem considerar as condições de contorno que cercaram estas formulações. A Prefeitura do Município de São Paulo considera na norma IP-08/2004 denominada *Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas de Pavimento* alguns modelos para solos tropicais de calculam o módulo de resiliência destes solos em função do *CBR*, sendo que emprega equações diferenciadas dependendo da natureza dos solos tropicais.

São diversos os entraves ao se projetar pavimentos no Brasil, em especial: a carência de modelos mecanicistas nacionais que levem em conta as características dos materiais disponíveis, bem como os efeitos do clima, as cargas, bem como frequência e tempo de aplicação no comportamento mecânico do pavimento; o crescimento acelerado dos volumes de tráfego que extrapolam em demasiado a previsão de ciclos de aplicação de carga dos modelos em uso, o excesso de carga dos veículos comerciais, etc.

Somam-se às dificuldades da adoção de modelos insuficientes, os problemas relacionados às dimensões continentais do Brasil, que impõem variáveis importantes nos materiais de cada região. Uma rodovia que corta um único estado pode apresentar

variações extremas nas características dos materiais disponíveis, tanto de solos como de agregados. Além das características dos materiais, o comportamento dos solos utilizados nas camadas de fundação da rodovia está intimamente relacionado às condições climáticas da região, altura do lençol freático e condições gerais de drenagem.

A determinação do módulo de resiliência é um importante indicador do comportamento mecânico dos materiais de pavimentação e tem sido negligenciado repetidamente sem que sejam realizados ensaios nos materiais propostos em projetos de estruturas de pavimentos. É frequente a formulação de projetos com incoerências nos valores de módulo de resiliência adotados para diferentes materiais. As respostas deflectométricas de pavimentos são dependentes do módulo de resiliência do subleito principalmente para pavimentos flexíveis e a fadiga dos revestimentos asfálticos é altamente dependente da resposta resiliente dos subleitos. Existe atualmente uma vasta gama de tipos de materiais de pavimentação, sendo que as diversas variações implicam necessariamente em diferenças nos comportamentos e parâmetros de cada um, de modo que não é adequado adotar valores modulares similares para solos diferentes, além dos expressivos efeitos de se adotar valores meramente estimados.

Apesar de o ensaio para a determinação do módulo de resiliência ser relativamente mais complexo que os ensaios de ruptura, como é o caso do ensaio de *CBR*, é necessário reconhecer sua importância tendo em vista que são as principais características dos materiais na etapa de projeto. Além disso, o controle acerca do comportamento dos materiais executados pode garantir a efetividade do que foi proposto no horizonte de projeto.

Ainda relativa à etapa de projetos de restaurações de pavimentos, observam-se discrepâncias em função do tratamento de dados de levantamentos deflectométricos, utilizados na definição do grau de deterioração de cada camada dos pavimentos avaliados. O ensaio não destrutivo realizado para obtenção da deformabilidade da estrutura fornece dados relacionados ao comportamento efetivo do conjunto de camadas em uma determinada condição de carga e clima. A qualidade de cada camada é estimada por retroanálise das bacias de deflexões com base em espessuras e módulos também estimados. Estes métodos de retroanálise podem resultar em interpretações errôneas acerca da integridade de cada material que constitui a estrutura e, conseqüentemente, pode resultar em proposições equivocadas de

restaurações. Neste sentido, a calibração de resultados obtidos por retroanálise com os dados obtidos por ensaios de laboratório contribui não apenas para a interpretação mais correta das condições estruturais de cada camada, mas também para a definição mais precisa das relações ou correções, a depender do material, que devam ser feitas para campo, se houver à disposição resultados de laboratório. Além disso, podem-se avaliar eventuais perdas de rigidez por não alcançar o grau de compactação de laboratório, dentre outros aspectos.

Assim, é importante ressaltar que grande parte dos métodos de dimensionamento de pavimentos atualmente vigentes no Brasil consideram a adoção de um único valor estimado representativo para o módulo de resiliência dos materiais de subleito.

Mesmo no caso de alguns métodos novos que levam em conta a variação de comportamento mecânico dos solos de subleito, como é o caso da metodologia proposta pela AASHTO a partir do ano de 2002 (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide ou M-E PDG*), não dispõem de modelos e/ou calibrações específicas voltados a solos encontrados nas regiões tropicais. Assim, a aplicação deste método no Brasil torna especialmente dificultosa sua implementação e utilização para as condições brasileiras, dada a presença de solos tropicais de comportamento diferenciado dos solos considerados no método norte-americano.

Neste contexto, a presente pesquisa tem por objetivo trazer contribuições ao estudo do comportamento mecânico dos subleitos bem como propor ferramentas que possam ser incorporados aos métodos de dimensionamento vigentes no Brasil e aqueles em elaboração e implementação, em especial para alguns tipos de solos encontrados no estado de São Paulo.

1.2 Objetivos do trabalho

A presente pesquisa aplica-se à fase de projeto de pavimentos asfálticos rodoviários e objetiva trazer contribuições ao conhecimento do comportamento mecânico de solos de subleito, de maneira a fornecer dados e procedimentos que possam ser incorporados aos métodos de dimensionamento brasileiros, de modo a incrementar a confiabilidade dos projetos e melhorar o desempenho das estruturas de pavimento no país.

Para alcançar estes objetivos as seguintes etapas foram consideradas:

- Realizar revisão bibliográfica acerca dos modelos presentes na literatura para determinação do módulo de resiliência de projeto, determinação da variação do valor de módulo de resiliência em serviço do subleito e estimativa de vida útil do pavimento;
- Realizar estudos de laboratório e em campo, com o objetivo de obter relações entre os parâmetros do solo, o módulo de resiliência dos materiais e quantificar a influência dos fatores que causam variações de comportamento mecânico dos materiais em campo, especialmente natureza do solo, umidade e condições de compactação.
- Realizar estudos de campo e de laboratório com o objetivo de verificar e quantificar a influência da variação de rigidez nos subleitos e sua implicação no desempenho estrutural dos pavimentos.
- Propor ferramentas e metodologias que possam ser incorporadas aos métodos de dimensionamento, de modo a fornecer maior confiabilidade nos projetos e melhor desempenho das estruturas de pavimento.
- Realizar estudos com o objetivo de validar as metodologias propostas.

1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho apresenta-se segmentado em 8 capítulos, conforme descrição a seguir.

O capítulo 1 contém a introdução ao tema, a justificativa do tema e os objetivos do trabalho.

O capítulo 2 apresenta uma breve revisão bibliográfica acerca das características dos solos encontrados nas regiões de clima tropical, bem como a revisão bibliográfica realizada acerca do módulo de resiliência dos materiais de subleito, incluindo as formulações teóricas para sua obtenção em laboratório e os modelos experimentais para sua estimativa a partir de correlações empíricas com outros parâmetros obtidos em ensaios de caracterização e ensaios de resistência.

O capítulo 3 apresenta resultados de estudo de caso realizado em uma rodovia federal com o objetivo de elaborar metodologia de estudo para obtenção de dados e evidências que permitam o desenvolvimento de modelos matemáticos tanto para a estimativa dos valores de módulo de laboratório dos materiais do subleito como para o entendimento e modelagem do comportamento mecânico dos materiais em serviço e sua influência no desempenho das estruturas de pavimentos asfálticos.

O capítulo 4 apresenta resultados de estudo de caso realizado em rodovias estaduais integrantes do Programa de Concessão de Rodovias do Estado de São Paulo, com o objetivo de propor metodologia de estudo para obtenção de dados de campo e demais informações pertinentes, com o objetivo de montagem de bancos de dados e acumulação de dados históricos, no intuito de conseguir subsídios suficientes para o correto entendimento das variáveis que afetam o comportamento mecânico do subleito em serviço.

O capítulo 5 apresenta uma análise crítica dos estudos e a proposição de parâmetros, com base nos estudos realizados, para fins de dimensionamento estrutural de pavimentos asfálticos.

O capítulo 6 apresenta, a título exemplificativo, a aplicação de alguns dos parâmetros propostos ao longo do presente trabalho, a dois casos de projetos reais, ilustrando os

impactos do uso das metodologias propostas, em relação aos métodos atuais de dimensionamento de pavimentos asfálticos.

O capítulo 7 apresenta as conclusões e considerações finais do trabalho e o capítulo 8 apresenta as referências bibliográficas utilizadas em sua elaboração.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos tropicais e metodologia *MCT*

Grande parte das metodologias de dimensionamento em uso no Brasil tiveram sua origem em pesquisas e métodos empíricos desenvolvidos em outros países, especialmente nos Estados Unidos, região de clima temperado, onde não há ocorrência de solos tropicais. Estas metodologias foram incorporadas aos manuais e normas rodoviárias nacionais, porém sofreram poucas adaptações para levar em conta as condições geológicas brasileiras. Os solos das regiões tropicais apresentam características de resistência, suporte e comportamento mecânico bastante diferenciado dos solos originários de outras regiões, ainda que apresentem características físicas semelhantes (granulometria, plasticidade etc.), o que causa divergência entre os critérios de classificações de solos internacionais e seu potencial de aplicação nas diversas camadas do pavimento, bem como considerações equivocadas para o dimensionamento e a modelagem do comportamento estrutural.

Segundo Bernucci (1995), há vários trabalhos dedicados ao estudo dos solos tropicais, sem, no entanto, haver um consenso quanto à terminologia. A autora cita a classificação utilizada pelo Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (Nogami *et al.*, 1985), pela sua simplicidade e por ser apropriada do ponto de vista da engenharia, na qual o solo é classificado como:

- Laterítico quando: a) pertencer aos horizontes A e B de perfis bem drenados, desenvolvidos sob atuação de clima tropical úmido; b) sua fração argila for constituída essencialmente de argilo-minerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, formando esses componentes, estruturas porosas peculiares e agregações altamente estáveis;

- Saprolítico quando: a) for solo no sentido geotécnico, b) exhibir nitidamente estrutura reliquiar, que auxilie na identificação da rocha matriz; c) for autenticamente residual.

As condições tropicais de altas temperaturas, de presença d'água abundante e de boa drenagem são propícias ao intemperismo intenso e rápido. Os solos tropicais lateríticos são formados pelo processo físico-químico avançado de laterização. Possuem espessuras variando entre dezenas de centímetros até 10 a 20 metros (Bernucci, 1987). De acordo com Mitchell (1982), a laterização caracteriza-se pela decomposição de feldspatos e de minerais ferromagnesianos, pela lixiviação da sílica e de bases e, finalmente, pela concentração de óxidos de ferro e/ou alumínio.

Devido à laterização, a fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de minerais do grupo da caulinita e de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. Graças à combinação destes componentes, formam-se estruturas de agregados altamente estáveis, mesmo em contato com a água. Por esta razão, os solos lateríticos, mesmo os mais argilosos, apresentam-se porosos e bastante permeáveis (Bernucci, 1987).

Os solos saprolíticos (*sapro*, do grego: podre) são aqueles que resultam da decomposição e/ou desagregação *in situ* da rocha matriz pela ação das intempéries e mantêm, de maneira nítida, a estrutura da rocha que lhe deu origem (Villibor, 2009).

Devido à atuação intensa do intemperismo nas regiões tropicais, com clima quente, chuvas bem distribuídas e relevos suaves, a decomposição da rocha e acúmulo do material decomposto são favorecidos. A espessura da camada resultantes pode atingir dezenas de metros. A macroestrutura é herdada da rocha matriz e é geralmente complexa, longe de ser homogênea. A constituição mineralógica é complexa e dependente da rocha matriz e do grau de intemperização (Bernucci, 1987).

A Figura 2.1 ilustra os locais de ocorrência de solos lateríticos e saprolíticos no Brasil.

Figura 2.1 – Ocorrência de solos lateríticos e saprolíticos no Brasil (Medina e Motta, 1989)

2.1.1 Classificação dos solos pela metodologia *MCT*

O método *MCT* (*miniatura compactada tropical*) foi proposto inicialmente com a finalidade de classificar os solos tropicais de forma a separar os solos lateríticos dos não lateríticos e hierarquiza-los segundo suas características mais importantes do ponto de vista viário (Nogami e Villibor, 1981). A partir do sucesso obtido com a aplicação dessa classificação, foi ampliada a *MCT* para um método mais abrangentes

incluindo especificações de materiais, estudos mais aperfeiçoados de suas propriedades, técnicas construtivas especiais e de conservação e manutenção (Nogami e Villibor, 1981 *apud* Bernucci, 1995). Parte do método *MCT* está hoje à disposição, normatizado por órgãos como *DER/SP*, *DNER*, *DERSA*, Cia do Metropolitano de São Paulo, *DER/PR*, entre outros.

Segundo Villibor (1995) a classificação de solos *HRB-AASHTO* é a mais utilizada e difundida no meio rodoviário, porém classifica e hierarquiza os solos tropicais de maneira inapropriada. Por exemplo, solos que se classificam no grupo A-7-5, quando adequadamente *compactados*, podem se comportar como um ótimo subleito, caso laterítico, ou péssimo subleito caso saprolítico (baixa capacidade de suporte, elevada resiliência e elevada expansão), segundo Villibor (1995).

A classificação dos solos com uso da metodologia *MCT* foi desenvolvida especialmente para o estudo dos solos tropicais e baseada em propriedades mecânicas e hídricas obtidas de corpos de prova *compactados* de dimensões reduzidas. Essa classificação não utiliza a granulometria, o limite de liquidez e o índice de plasticidade como acontece no caso das classificações geotécnicas tradicionais e separa os solos tropicais em duas grandes classes: os de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico (Villibor, 1995).

Os solos lateríticos e saprolíticos, segunda classificação *MCT*, podem pertencer aos seguintes grupos (Villibor, 1995):

a) solos de comportamento laterítico, designados pela letra *L*, sendo divididos em 3 grupos:

- *LA* – areia laterítica quartzosa;
- *LA'* – solo arenoso laterítico;
- *LG'* – solo argiloso laterítico;

b) solos de comportamento não laterítico (saprolítico), designados pela letra *N*, sendo subdivididos em 4 grupos:

- *NA* – areais, siltes e misturas de areias e siltes com predominância de grão de quartzo e/ou mica, não laterítico.
- *NA'* – misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico (solo arenoso).
- *NS'* – solo silteoso não laterítico.
- *NG'* – solo argiloso não laterítico.

Para se classificar os solos lateríticos e saprolíticos, através da Metodologia *MCT*, utiliza-se o gráfico da Figura 2.2, no qual a linha tracejada separa os solos de comportamento laterítico dos de comportamento não laterítico (Villibor, 1995).

Segundo Santanna (1998), a sistemática *MCT* apresenta algumas dificuldades referentes à complexidade e morosidade dos processos de ensaios e cálculo a serem realizados e, portanto, várias pesquisas têm sido conduzidas no sentido de solucionar a complexidade da classificação *MCT*. Fabbri (1994) desenvolveu um trabalho sobre classificação de solos utilizando como parâmetros a distribuição granulométrica e o ensaio de absorção de azul de metileno pelo método da mancha.

Figura 2.2 – Gráfico para classificação *MCT* (Nogami e Villibor, 1981 *apud* Bernucci *et al.*, 2010)

A Tabela 2.1 apresenta as propriedades mecânicas e hidráulicas da classificação *MCT* de acordo com Nogami e Villibor (1995) enquanto a Tabela 2.2 apresenta as faixas de variação de valores do ensaio de classificação *MCT*.

Tabela 2.1 – Dados qualitativos das propriedades mecânicas e hidráulicas da classificação MCT, segundo Nogami e Villibor (1995)

GRANULOMETRIAS TÍPICAS			Argilas siltes (q,s)	Areias siltosas	Siltos (k,m) Siltos arenosos	Argilas Argilas arenosas Argilas siltosas Siltos argilosos	Areias siltosas	Areias argilosas	Argilas Argilas arenosas Argilas siltosas Siltos argilosos
Designações do T1-71 do DER-SP									
k = caulinitico s = sericitico	m = micáceo q = quartzoso								
COMPORTAMENTO			N = Não Laterítico				L = Laterítico		
Propriedades	GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
	MINI CBR	Sem imersão	M,E	E	M, E	E	E	E, EE	E
		Perda por imersão	B,M	B	E	E	B	B	B
	EXPANSÃO		B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO		B	B,M	M	M, E	B	B,M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEF. DE SORÇÃO (s)		E	B,M	E	M, E	B	B	B
	Corpos-de-prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito elevado E = Elevado		M = Médio B = Baixo		Vide Tabela 2-4 para equivalente numérico		
Utilização	Base de pavimento	n	4º	n	n	2º	1º	3º	
	Ref.subleito compactado	4º	5º	n	n	2º	1º	3º	
	Subleito compactado	4º	5º	7º	6º	2º	1º	3º	
	Aterro compactado	4º	5º	6º	7º	2º	1º	3º	
	Proteção à erosão	n	3º	n	n	n	2º	1º	
	Revestimento primário	5º	3º	n	n	4º	1º	2º	
n = não recomendado									
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas		USCS	SP SM	MS SC ML	SM CL ML MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
			AASHTO	A-2	A-2 A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5 A-7-5	A-2	A-2 A-4

Tabela 2.2 – Faixas de variação dos valores da classificação MCT (Nogami e Villibor, 1995)

Suporte mini-CBR (%), com sobrecarga padrão	Muito elevado	> 30
	Elevado	12 a 30
	Médio	4 a 12
	Baixo	< 4
Expansão (%)	Elevada	> 3
	Média	0,5 a 3
	Baixa	< 0,5
Coeficiente de sorção – s Log (cm/√min)	Elevado	> (-1)
	Médio	(-1) a (-2)
	Baixo	< (-2)
Perda de suporte mini-CBR por imersão (%)	Elevada	> 70
	Média	40 a 70
	Baixa	< 40
Contração (%)	Elevada	> 3
	Média	0,5 a 3
	Baixa	< 0,5
Coeficiente de Permeabilidade – k Log (cm/s)	Elevado	> (-3)
	Médio	(-3) a (-6)
	Baixo	< (-6)

2.2 Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência MR é a resposta dinâmica definida como a relação entre a tensão desvio axial repetida σ_d (que corresponde à diferença entre tensões principais maior e menor) e a deformação axial recuperável ε_r (Yoder & Witzack, 1975).

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.1)$$

Segundo Huang (2004) o módulo de resiliência pode ser considerado em alguns casos como representante do módulo de elasticidade na análise das estruturas de pavimento pela teoria geral da elasticidade. O autor cita que a maioria dos materiais de pavimentação não tem comportamento elástico, mas experimentam alguma deformação permanente após cada aplicação de carga; todavia, se o carregamento é suficientemente pequeno *comparado* à resistência do material e este é repetido por várias vezes e a deformação sob cada repetição de carga é quase completamente recuperável (e proporcional à carga) o comportamento pode ser considerado elástico.

De acordo com o documento *NCHRP* (2008), o módulo de resiliência é análogo ao módulo de elasticidade usado em teorias elásticas e é definido como a taxa de tensão desvio para a deformação resiliente ou elástica experimentada pelo material sob condições de carregamento repetido que simula o carregamento do tráfego.

A Figura 2.3 apresenta uma representação esquemática do parâmetro do módulo de resiliência (MR). A maioria das bases e subleitos não são elásticas e experimentam deformações permanentes sob cargas repetidas. Todavia, as cargas aplicadas nos ensaios de laboratório para determinação do módulo de resiliência são pequenas quando *comparadas* com as cargas limites de ruptura e também o resultado da aplicação de um grande número de ciclos de carregamento que reduz a deformação plástica, a deformação medida durante os ciclos de teste é considerado como completamente recuperável ou elástico e, portanto, as deformações recuperáveis são usadas para estimar o módulo de resiliência ou o módulo elástico.

Outras formas de módulos e suas definições são apresentadas na Figura 2.4. A inclinação inicial da curva “tensão-deformação” é chamada de módulo tangente inicial

(E_{max}), e o módulo secante (E_1) é definido como a inclinação da linha que junta a origem e um ponto na curva tensão-deformação que representa 50% da tensão desvio última à qual o corpo de prova rompe. O módulo de resiliência (MR) é próximo ao E_{max} para materiais rígidos, e para solos fracos o módulo se situa entre E_1 e E_{max} . Também, os métodos de laboratório que utilizam testes de carregamento triaxial repetido (*RLT – Repeated Load Triaxial test*) medem módulos de resiliência de materiais testados enquanto os métodos não destrutivos de campo que utilizam sub-rotinas de retroanálise e outras aproximações fornecem o módulo de elasticidade de subleitos e bases.

Figura 2.3 – Definição do módulo de resiliência (NCHRP, 2008)

Figura 2.4 – Definições de outros parâmetros elásticos (NCHRP, 2008)

Desde o final da década de 30, Hveem compreendeu, pelas observações dos pavimentos na Califórnia, que a fadiga era um dos fenômenos responsáveis pela ruptura dos materiais, principalmente dos revestimentos asfálticos. Esta observação levou-o a buscar medir em campo, já em 1938, as deflexões dos pavimentos, pois compreendeu que estes deslocamentos pequenos levavam a tensões de tração no revestimento que repetidas vezes, e por ser um sólido não ideal e guardar danos, apresentava fadiga. Foi Hveem que denominou os deslocamentos verticais recuperáveis, quando os pavimentos estão sob carga de roda, de deflexão (Hveem, 1955).

O módulo de resiliência, também denominado por Hveem como tal, foi concebido para diferenciar os solos e materiais granulares dos materiais típicos como aço, vidro, etc., os quais são caracterizados mecanicamente pelo Módulo de Elasticidade.

O módulo de resiliência de um material, introduzido por Hveem, foi determinado a primeira vez em laboratório em ensaio triaxial por Seed e Fead na década de 50, já empregando carregamento repetido (Seed *et al.*, 1962).

O conceito de módulo de resiliência ganhou rapidamente popularidade no meio técnico, devido às evidências que a deflexão (deslocamento resiliente) do pavimento, obtida de equipamentos como a Viga de Benkelman, possuía uma melhor correlação com o desempenho em campo do que os deslocamentos totais permanentes (Seed

et al., 1962). Nas últimas décadas, o módulo de resiliência tornou-se um modo de caracterização de materiais de pavimentação (de base, sub-base e subleito) internacionalmente reconhecido, principalmente para os materiais granulares e materiais finos/coesivos.

O módulo de resiliência da maior parte dos materiais granulares é dependente do estado de tensão em que o material está aplicado. Muitos modelos já foram propostos ao longo dos anos para incorporar os efeitos do nível de tensão no valor do módulo de resiliência. O equipamento mais utilizado para a determinação do módulo de resiliência em laboratório é por meio do ensaio triaxial de carregamento repetido, que geralmente requer técnicos bem treinados para a operação do equipamento. O ensaio é em linhas gerais o mesmo proposto por Seed e Fead.

A Tabela 2.3 apresenta os procedimentos para determinação do módulo de resiliência de solos em laboratório.

Tabela 2.3 – Procedimentos de laboratório para determinação do módulo de resiliência de solos (NCHRP, 2008)

Procedimento de Ensaio	Detalhes
AASHTO T-274-1982	Mais antigo procedimento da AASHTO. Não são dados detalhes da sensibilidade dos dispositivos de medição de deslocamento. Críticas sobre o processo de teste, duração do teste (5 horas de duração do teste) e falhas prováveis das amostras durante a fase de condicionamento. Os níveis de tensões do teste são muito severos.
AASHTO T-292-1991	Procedimento de teste AASHTO introduzido em 1991. Sistemas de medidas internos são recomendados. Sequência de teste foi criticado devida à possibilidade de efeitos de endurecimento dos solos coesivos.
AASHTO T-294-1992	A AASHTO modificou o procedimento T-292 com diferentes configurações de tensões desvio e de confinamento e suas sequências. Sistema interno de medidas é seguido. Modelos de 2 parâmetros (tensão total ou bulk stress para materiais granulares e tensão desvio para solos coesivos) para analisar os resultados. Críticas para os modelos de análise.
Strategic Highway Research Program P-46-1996	Etapas do procedimento P-46 são similares ao procedimento T-294 de 1992. Sistema de medição externo foi adotado para medição de deslocamentos. Métodos de preparação dos corpos de prova são diferentes daqueles usados em T-292.
AASHTO T-307-1999	T-307-1999 evoluiu a partir do procedimento P-46. Recomenda o uso de sistema de medição externo de deslocamentos. Procedimentos diferenciados são seguidos para preparação de corpos de prova de materiais granulares e coesivos.
NCHRP 1-28 A: Harmonized Method-2004 (RRD 285)	Este método recente recomenda uma configuração diferente de tensões para ensaio. Também, um novo modelo de 3 parâmetros é recomendado para analisar as propriedades resilientes. O uso de sistema de medição interna é recomendado neste método.

Bernucci *et al.* (2010) citam que o método de dimensionamento de pavimentos norte-americano estabelecido na versão de 1986 (com revisão em 1993) substituiu o *ISC* (*CBR*) pelo módulo de resiliência do subleito na expressão do dimensionamento e também considerou esse parâmetro no cálculo dos coeficientes estruturais dos materiais asfálticos. Com isso, o módulo de resiliência foi reconhecido como de grande importância no dimensionamento de estruturas de pavimentos asfálticos. A recomendação de substituir o *ISC* de materiais pelo módulo de resiliência (*MR*) e outros valores de resistência pela deformabilidade foi baseada nas seguintes razões:

- o *MR* indica uma propriedade básica do material que pode ser utilizada na análise mecânicas de sistemas de múltiplas camadas;
- o *MR* é um método aceito internacionalmente para caracterizar materiais para o projeto de pavimentos e para sua avaliação de desempenho;
- há técnicas disponíveis para estimar o módulo de resiliência em campo com testes rápidos e não-destrutivos, o que facilita a uniformização entre os procedimentos de dimensionamento de pavimentos novos e de reforços de pavimentos antigos.

Bernucci *et al.* (2010) também citam que se tem utilizado equipamento de carga repetida em laboratório para a determinação do módulo de resiliência de materiais de pavimentação. A Figura 2.5 a seguir ilustra o esquema do equipamento utilizado para os ensaios triaxiais de carga repetida.

Esquema do equipamento triaxial de cargas repetidas:

Figura 2.5 – (a) Esquema do equipamento triaxial de cargas repetidas e (b) exemplo do equipamento (Bernucci *et al.*, 2010)

2.2.1 Modelos para representar o módulo de resiliência de solos de laboratório

De acordo com Medina e Motta (2015), o módulo de resiliência de materiais granulares e finos depende da natureza e constituição do solo, das condições de estado e das solicitações das tensões. O primeiro item refere-se à constituição mineralógica, textura das partículas, plasticidade da fração fina, arranjo estrutural das partículas e elos de cimentação natural. Os autores citam que as condições de estado são a massa específica aparente e a umidade e que as solicitações de tensão, aplicadas

repetidamente, procuram representar a ação do tráfego numa estrutura de pavimento. O ensaio triaxial de cargas repetidas faz-se com solos não saturados quase sempre em condições de drenagem livre. Mantendo-se os demais parâmetros sob especificação, para cada solo o módulo de resiliência poderá ser expresso como uma função do estado de tensões aplicado durante o ensaio, ou seja, modelos matemáticos com constantes experimentais. Os primeiros modelos são historicamente os que se encontram em trabalhos pioneiros como na tese de Hicks (1970) e no documento do *TRB* (1970) (Medina e Motta, 2015).

Os modelos encontrados na literatura para representação do módulo de resiliência de laboratório de solos e materiais granulares são apresentados a seguir. As seguintes variáveis são componentes dos modelos:

p_a = pressão atmosférica (14.7 *psi* ou ~102,9 *kPa*); θ = tensão octaédrica normal, somatória de tensões ou bulk stress ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$); τ_{oct} = tensão de cisalhamento octaédrica; k_1, k_2, k_3 = propriedade do material; $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ = componentes principais de tensão. A τ_{oct} é medida através da tensão de distorção (cisalhamento) do material, e é definida conforme segue:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (2.2)$$

Dunlap (1963) *apud* Hicks & Monismith (1971) para materiais granulares (MRI2-1)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{k_2} \quad (2.3)$$

Seed *et al.* (1967) *apud* Nataatmadja & Parkin (1989) para materiais areno-argilosos (MRI2-2)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2}, \text{ para } k_2 > 0 \quad (2.4)$$

Svenson (1980) *apud* Cunto (1998) para solos coesivos (MRI2-3)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_2} \quad (2.5)$$

Hicks (1970) *apud* Barksdale & Hicks (1973) para solos argilosos (MRI2-4)

$$MR = k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (2.6)$$

$$MR = k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (2.7)$$

Wolfe & Butalia (2004) para solos coesivos (MRI2-5):

$$\frac{MR}{p_a} = k_1 \cdot \left(\frac{p_a \cdot \sigma_{oct}}{\tau_{oct}^2} \right) \quad (2.8)$$

Uzan (1985) *apud* Santha (1994) (MRI3-1)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.9)$$

MRI3-2 – Witczak & Uzan (1988) (MRI3-2)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.10)$$

Pezo (1993) *apud* Macedo (1996) *apud* Ferreira (2002) (MRI3-3):

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.11)$$

Ni *et al.* (2002) (MRI3-4)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(1 + \frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.12)$$

Ooi *et al.* (2004) (MRI3-5)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(1 + \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(1 + \frac{\sigma_d}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.13)$$

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(1 + \frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(1 + \frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.14)$$

NCHRP Project 1-28A e MEPDG (2004) (MRI3-6)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(1 + \frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3} \quad (2.15)$$

O modelo universal não-linear foi desenvolvido no projeto *NCHRP* 1-28A para caracterização do módulo de resiliência de materiais não tratados, sub-base e subleito, variando entre argilas muito plásticas até bases granulares. Este modelo foi implementado no software *M-E PDG* contido no novo guia de dimensionamento da *AASHTO* (*NCHRP* 1-37A).

Gupta et al. (2007)

$$MR = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\sigma_b - 3 \cdot k_6}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(k_7 + \frac{\tau_{oct}}{p_a} \right)^{k_3} + \alpha_1 \cdot (\mu_a - \mu_w)^{\beta_1} \quad (2.16)$$

Onde $(\mu_a - \mu_w)$ é a sucção matricial; k_1 , k_2 , k_3 , k_6 e k_7 são constantes do modelo; α_1 e β_1 são constantes de regressão estimadas a partir do percentual de argila ou do limite de plasticidade. Esta expressão é uma simplificação do modelo de 5 parâmetros. Os parâmetros de k_6 e k_7 foram reportados serem próximos a 0 e 1 de acordo com os resultados experimentais e análises reportadas por Gupta et al. (2007).

As equações com 3 variáveis são válidas para ambos os tipos de solos granulares e coesivos. Ooi et al. (2004) reconheceram que, embora as equações acima representem os efeitos do estado de tensões externas sobre o módulo de resiliência, eles não levam em conta a tensão de tração interna (sucção) ocasionado por: tipo de solo, estrutura do solo, e o estado físico do solo.

No geral, entretanto essas equações abordam e capturam ambos os efeitos do confinamento externo e da tensão de cisalhamento nas propriedades resilientes em solos granulares e coesivos. Além disso, estes modelos não-lineares podem ser usados em um formato semi-log, que podem resultar em melhores análises de tensões no subleito incluindo tensões de tração.

Fredlunt et al. (1977)

$$MR = 10^{(k_1 - k_2 \cdot \sigma_d)} \quad (2.17)$$

Fredlunt *et al.* (1977) propuseram o modelo semilogarítmico após a realização de ensaios triaxiais em amostras de solos Canadenses.

Aranovich (1985):

Aranovich (1985) propôs um modelo combinado de comportamento do MR com cinco parâmetros k , com o uso de solos de comportamento laterítico. No estudo, ensaiaram-se tanto amostra compactadas como indeformadas (corpos de prova esculpidos de blocos), das camadas de pavimento e subleito. Estabeleceram-se correlações dos módulos de resiliência com parâmetros físicos (Medina e Motta, 2015).

$$MR = [k_1 + k_2 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d < k_1 \quad (2.18)$$

$$MR = [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_5}, \text{ para } \sigma_d > k_1 \quad (2.19)$$

Drumm *et al.* (1990)

$$MR = \frac{k_1 + k_2 \cdot \sigma_d}{\sigma_d} \quad (2.20)$$

O modelo proposto por Drumm *et al.* (1990) foi obtido através de ensaios de laboratório realizados em onze solos tipos de solos coesivos do estado americano do Tennessee.

Stubstad (2002)

$$\log\left(\frac{MR}{p_a}\right) = k_1 + k_2 \cdot \log\left(\frac{\theta}{p_a}\right) + k_3 \cdot \log\left(\frac{\tau_{oct}}{p_a}\right) + k_4 \cdot \left[\log\left(\frac{\tau_{oct}}{p_a}\right)\right]^2 \quad (2.21)$$

Onde: p_a = pressão atmosférica; θ = tensão total (bulk stress); τ_{oct} = tensão de cisalhamento octaédrica.

Johnson et al. (1986)

$$MR = k_1 \cdot \left(\frac{J_2}{\tau_{oct}} \right)^{k_2} \quad (2.22)$$

Onde: $J_2 = \sigma_1 \cdot \sigma_2 + \sigma_2 \cdot \sigma_3 + \sigma_1 \cdot \sigma_3 = 2 \cdot (\sigma_3 + \sigma_d) + \sigma^2$ (segundo invariante da tensão).

Mohammad et al. (1999)

O modelo octaédrico proposto por Mohammad et al. (1999) baseou-se no estudo de oito tipos de solos diferentes do estado Americano da Louisiana, variando-se a massa específica e os teores de umidade dos corpos de prova.

$$\frac{MR}{\sigma_{atm}} = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_{oct}}{\sigma_{atm}} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{\sigma_{atm}} \right)^{k_3} \quad (2.23)$$

2.2.2 Fatores que influenciam no estado físico e estado de tensões dos solos

Segundo a AASHTO (2002) os seguintes fatores estão relacionados com o estado físico do solo:

a) teor de umidade: todos em igualdade de condições, quanto maior o teor de umidade menor será o módulo; no entanto, a umidade tem dois efeitos distintos:

- pode afetar o estado de tensões: por meio de pressão de sucção ou poro-pressão; a sucção e teor de água são correlacionados por meio da "curva característica de água no solo";
- pode afetar a estrutura do solo, por meio da destruição da cimentação entre as partículas do solo.

b) peso específico aparente seco: a baixos teores de umidade, o peso específico menor normalmente irá resultar em valores de MR inferiores (há exceções).

c) grau de saturação: um terceiro parâmetro, exclusivamente definido pelo teor de umidade, peso específico aparente seco (ou índice de vazios) e a gravidade específica dos sólidos (G_s) é o grau de saturação (S).

Os seguintes fatores estão relacionados com o estado de tensões do solo (AASHTO 2002):

d) tensão octaédrica ou somatória de tensões (bulk stress): componente volumétrica total - para condições de teste de laboratório, tais como o ensaio triaxial, essa tensão é determinada a partir de:

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \quad (2.24)$$

e) tensão de cisalhamento octaédrica: componente desviador total - para condições de testes triaxiais esta tensão é determinada a partir de:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2} \quad (2.25)$$

f) pressões de poros / sucção: os materiais granulares e finos utilizados no projeto de pavimento estão geralmente em um estado parcialmente saturado, especialmente se eles se encontram acima da superfície do lençol freático. O estado de tensões em materiais não saturados pode ser caracterizado pelos seguintes parâmetros:

- $(\sigma_3 - \sigma_a)$ = pressão de confinamento (também chamada de tensão normal);
- $(\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desviadora;
- $(\mu_a - \mu_w)$ = sucção matricial.

Onde: σ_3 = pressão de confinamento total; σ_1 = tensão principal maior total; μ_a = pressão atmosférica; μ_w = poro pressão da água.

g) Fatores relacionados à estrutura / tipo de material:

- Método de compactação;
- Tamanhos de partículas (granulometria e *empacotamento*);
- Forma da partícula, resistência e textura superficial (relacionado ao atrito/*embricamento*);
- Natureza das ligações entre as partículas e sua sensibilidade à água (teor de umidade).

Diversos estudos têm sido realizados com o intuito de avaliar os fatores que afetam as propriedades mecânicas resilientes dos solos. Entre elas podem-se destacar as pesquisas relacionadas a seguir.

Barksdale (1971, 1972) e Terrel *et al.* (1974) pesquisaram variáveis de laboratório incluindo a forma e a duração do pulso do carregamento na formulação dos testes de laboratório.

Hicks & Monismith (1971) mais tarde descreveram diversos fatores que influenciaram as propriedades resilientes dos materiais granulares incluindo bases.

Kalcheff & Hicks (1973), então documentaram os módulos de resiliência realizados em solos granulares incluindo agregados não tratados. Este estudo descreveu os potenciais sequencias e taxas de carregamento recomendadas para testar materiais granulares.

Allen & Thompson (1974) estudaram a resposta de tensões laterais nas propriedades resilientes de materiais granulares.

Thompson & Robnett (1976) estudaram as propriedades resilientes de diversos solos de subleito de Illinois na Universidade de Illinois, Urbana, e este estudo reportou o desenvolvimento de correlações entre módulo de resiliência e propriedades de solos de subleito. Os autores propuseram um modelo aritmético para descrever as propriedades resilientes de solos de graduação fina.

Jones & Witczak (1977) estudaram a influência da umidade de pós compactação nos resultados de módulo de resiliência de argilas siltosas provenientes do subleito de uma rodovia experimental construída em San Diego nos anos 60. Concluíram que podem haver reduções significativas do valor do módulo de resiliência com o aumento do teor de umidade.

Edil & Motan (1977) estudaram a influência de umidade pós-compactação em um solo do tipo CL da região de Wisconsin – EUA. Os autores verificaram que este tipo de solo é mais sensível à variação de umidade no ramo seco do que no ramo úmido, ou seja, para teores crescentes de $w_{ot}-2\%$ até w_{ot} , os valores de módulo decresceram exponencialmente cerca de 75%, e a partir daí até $w_{ot}+2\%$ decresceram cerca de 25%.

Preussler (1978) estudou a influência dos métodos de compactação nos valores de *MR* em um solo arenoso (saprolítico de arenito feldspático, utilizado na sub-base do pavimento da BR-290/RS, km 54). As amostras foram compactadas no equipamento reduzido que Souza Pinto (1965) divulgou no país. O autor verificou o aumento de *MR* com a frequência mais acentuadamente de 40 para 60 ciclos/minuto. Para o pico da curva de compactação Proctor Normal, a σ_3 de 0,1 MPa, o ensaio a 40 ciclos/minuto resultou no módulo de 320 MPa e a 60 ciclos/minuto (1 Hz), módulo de 650 MPa, ou seja, um aumento de 100%. O autor também verificou a influência da duração do carregamento: 0,14; 5 e 10 segundos, mantendo constante o intervalo entre aplicações consecutivas e relação de tensões. Houve uma diminuição do 450 para 270 MPa do módulo quando a duração do carregamento passou de 0,14 a 5 e 10 s, sendo o ensaio feito para as condições de pico de compactação, σ_3 de 0,1 MPa e σ_d de 0,3 MPa.

Hull *et al.* (1980) reportaram resultados de ensaios *MR* em materiais de base seguindo os procedimentos de ensaio recomendados por Kalcheff e Hicks (1973).

Svenson (1980) verificou que, para teores de umidade de até o valor ótimo, métodos de compactação por *impacto* na área plena ou amassamento (ou puncionamento – aparelho Harvard miniatura) não tem influência na deformação resiliente. Para teores de umidade acima da ótima a moldagem do corpo de prova por amassamento conduz a uma estrutura mais deformável sob cargas repetidas. A autora também observou, também, o efeito do tempo de cura dos corpos de prova de argila vermelha (laterítica) compactada, nas deformações, mesmo na umidade próxima da ótima. Adotou três tempos de cura ou de repouso entre a compactação e o ensaio triaxial: 17 horas, 10 dias, e 20 dias. Quanto maior foi o tempo de repouso, menor a deformação na solicitação dinâmica, porém esta distinção deixou de existir ao atingir-se cerca de 400 aplicações de tensão desvio de 0,075 MPa à tensão confinante de 0,020 MPa (razão σ_1/σ_3 de 4,7).

Shook *et al.* (1982) discutiram um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis do *Asphalt Institute* no qual um modelo baseado na tensão total (ou bulk stress) foi utilizado para modelar o comportamento resiliente de solos pouco coesivos.

Uzan (1985) explicou as limitações do modelo baseado na tensão total (bulk stress) com duas constantes e então introduziu um modelo de dois parâmetros contemplando

ambas tensões – tensão total (bulk stress) e tensão desvio com três constantes para simular o comportamento resiliente de subleitos.

Em 1986, a *AASHTO* publicou o guia de dimensionamento no qual recomendava o uso do módulo de resiliência para caracterizar os materiais. Seguindo esta recomendação, diversas pesquisas e estudos foram iniciados com suporte dos diversos Departamentos de Transportes dos *EUA* (*DOTs*). Alguns destes estudos e suas conclusões são sumarizadas na Tabela 2.4 e Tabela 2.5.

Importante citar que o método da *AASHTO* de 1993 considera a utilização de um valor de *MR* efetivo, quando do uso da equação de dimensionamento de pavimentos flexíveis, que é um valor médio representativo para todas as estações do ano. O valor é calculado a partir da determinação dos valores de *MR* para cada mês ou estação do ano, de acordo com os níveis de saturação do solo, decorrentes de precipitações e dos ciclos de congelamento e descongelamento. A partir destes valores de módulo, são determinados os fatores de dano relativo (*uf*). A partir do valor médio de dano relativo durante os 12 meses do ano, é então obtido o valor de módulo efetivo. A expressão utilizada é a seguinte:

$$u_f = 1,18 \times 10^8 \times M_R^{-2,32} \quad (2.26)$$

Onde: *uf* = dano relativo associado ao valor de *MR* na equação de dimensionamento;
MR = módulo de resiliência do material do subleito (*psi*).

A Figura 2.6 apresenta um exemplo para a determinação do valor representativo do ano ou valor de *MR* efetivo.

Figura 2.6 – Exemplo da determinação do valor de MR para utilização da equação de dimensionamento contida no Guia da AASHTO/93

Tabela 2.4 – Conclusões a partir de pesquisas em módulo de resiliência entre 1986-1996

Referências	Descrição da Pesquisa	Resumo e conclusões
Elliot et al. (1988) Elliot (1992) Arkansas DOT	Propriedades de resiliência de solos de subleito de Arkansas	Configuração de ensaios triaxiais com carga repetida (RLT) e procedimento AASHTO T-274 foram usados para realizar os ensaios de módulo de laboratório. Métodos de compactação de amassamento e estático foram utilizados para preparar as amostras. Teor de umidade variou entre 70% (abaixo da ótima) e 130% (acima da ótima). Módulo de resiliência diminuiu com o teor de umidade.
Workshop em ensaio de módulo de resiliência, Universidade Oregon State, Corvallis, Oregon (1989)	Uma visão geral do ensaio de módulo e sua importância	Algumas apresentações foram feitas neste workshop: Vinson - Trabalhos passados e status atual Ho - Experiência do DOT da Florida Thompson - Fatores afetando MR dos solos e subleito e materiais granulares.
Woolstrum (1990) Nebraska Department of Roads	Propriedades de resiliência de subleitos e agregados de Nebraska (14 tipos)	Testes RLT e procedimento AASHTO T-274 foi utilizado. Condicionamento foi realizado com 15.000 ciclos de um carregamento tipo harversine. Período de carregamento de 0,1s e período de relaxação de 0,4s foi aplicado. Agregados foram testados de acordo com os procedimentos de materiais granulares. Três condições de umidade, ótima, abaixo da ótima e acima da ótima foram estudadas. Tendência de decréscimo do módulo com o aumento do teor de umidade. Correlações entre MR e o parâmetro Nebraska group index foram desenvolvidos.
Claros et al. (1990) Stokoe et al. (1990) Pezo et al. (1992) Pezo and Hudson (1994) Texas Department of Transportation	Desenvolvimento de procedimento de ensaio, calibração e avaliação de equipamento de MR e Modelagem de propriedades resilientes	Configuração de ensaios RLT e AASHTO T-274 (preparação de amostras) e protocolos de procedimento P-46 (ensaio) foram utilizados em amostras sintéticas, e subleitos e agregados para realizar ensaios de módulo de laboratório. Comparações foram feitas com anel de cisalhamento e coluna ressonante, que mostraram algumas variações. Amostras sintéticas forneceram uma boa metodologia para calibrar o equipamento MR. O estudo de Pezo em diferentes subleitos do Texas com diferentes valores de PI mostraram que um acréscimo na no teor de umidade resultou em decréscimo dos valores de MR. Um modelo TxDOT com sete fatores de correção foi desenvolvido para prever as propriedades resilientes.
Wilson et al. (1990) Ohio DOT	Ensaio multiaxiais de subleitos de Ohio	Sete solos de subleito foram coletados de diferentes locais. Amostras foram compactadas em moldes de 4"x4"x4". Testes cíclicos foram realizados após 200 ciclos de condicionamento. Resposta resiliente foi dependente da umidade de compactação. A baixos intervalos de tensões, MR decresceu com o acréscimo da tensão desvio.
Ksaibati et al. (1994) Ksaibati et al. (2000) Wyoming DOT	Fatores influenciando valores de MR de subleitos	Nove solos de subleito foram coletados em diferentes regiões de Wyoming. Testes RLT e procedimentos AASHTO TP-46 ou T-294 foram utilizados. Testes com FWD foram conduzidos nos locais de amostragem e os resultados foram analisados com programas de retroanálise. Teores de umidade influenciaram as propriedades resilientes de solos A-4 e A-6. Programa EVERCALC parece ter boa acurácia na obtenção do módulo por retroanálise.
Mohammad et al. (1994, 1995, 1999) Puppala et al. (1997, 1999) Louisiana DOT	Propriedades resilientes de subleitos de Louisiana	Método de ensaio RLT foi utilizado. T-292 e T-294 bem como medições internas e externas foram avaliadas para prover propriedades resilientes realísticas e com boa repetibilidade para solos tipo argila siltosa e solos arenosos. Seis diferentes solos de diferentes locais de Louisiana foram amostrados e testados no RLT utilizando o procedimento T-294. Correlações entre módulo de resiliência e propriedades dos solos foram desenvolvidas.
Drumm et al. (1990) Drumm et al. (1995) Andrew et al. (1998) Tennessee DOT	Resposta resiliente de subleitos do Tennessee e efeitos de saturação pós-compactação	Onze subleitos foram amostrados em diferentes regiões do Tennessee. Densidades de compactação pelo método Proctor Normal e preparação de amostras pelo método de amassamento. Método P-46 e ensaios RLT foram seguidos. Condições de umidade ótima e umidade próxima à saturação de 100% foram estudadas. Saturação resultou na redução do módulo de resiliência. Reduções de módulo devido à saturação foram maiores nos solos A-7-5 e A-7-6 do que nos solos A-4 e A-6. Uma metodologia para corrigir o módulo de resiliência devido ao acréscimo do grau de saturação foi desenvolvida.
Zaman et al. (1994) Chen et al. (1995) Daleiden et al. (1994) Oklahoma DOT	Ensaio para determinação do módulo de resiliência e suas aplicações no dimensionamento de pavimentos	Ensaio de módulo de resiliência utilizando teste RLT foi realizado. Seis diferentes fontes de agregados foram coletadas de diferentes locais de Oklahoma. Procedimentos T-292 e T-294 foram utilizados para ensaios de MR. Compactação foram realizadas na densidade máxima e à 95% da densidade máxima. Módulos de resiliência de agregados variou entre 1 e 262 MPa e estes resultados são menores que aqueles reportados na literatura até então. Variabilidade nos valores de MR devido ao procedimento de ensaio parecer ser maior do que aquele devido ao tipo de agregado.
Santha (1994) Georgia DOT	Módulos de resiliência de solos de subleito da Georgia	Solos de 35 locais foram estudados. Equipamento RLT e procedimento T-294 foi utilizado. Resultados de MR variaram consideravelmente devido a variações nos tipos de solos e condições de compactação. Tipo de solo, condições de compactação e Limites de Atterberg foram usados como variáveis independentes para obtenção de correlações com o MR.

Tabela 2.5 – Características das pesquisas em módulo de resiliência entre 1986 e 1996 (NCHRP, 2008)

Tópico	Observações
Equipamento utilizado	Testes RLT (método preferido) Teste de coluna ressonante Teste de anel de cisalhamento Teste triaxial cúbico
Calibração - repetibilidade e confiabilidade	Continua sendo problema. Um dos estudos reportou o uso de amostras sintéticas com propriedades de rigidez conhecidas. Intervalos amplos de propriedades.
Procedimento de teste usado para RLTs	T-274 foi utilizado nos estudos iniciais seguidos pelos métodos T-292 e T-294. TP-46 também foi utilizado nos estudos posteriores. Todos os estudos usaram condicionamento, seguidos pelos ensaios à várias pressões de confinamento e de desvio. Sequências de tensões e relações de tensões são diferentes em cada um destes métodos.
Tipos de materiais	Maioria dos estudos focaram em subleitos naturais; alguns outros estudaram agregados e solos arenosos.
Métodos de preparação de amostras	Maioria dos métodos usam a compactação por impacto com as energias do ensaio de Proctor. Outros utilizam métodos de compactação estática e por amassamento.
Condições de compactação	Próximo ao teor de umidade ótima. Diversos estudos investigaram variações nos teores de umidade de compactação (condições seca e úmida em relação à ótima).
Modelos para analisar dados de MR	Modelos de tensões totais (bulk stress) para materiais granulares e tensão desvio (solos coesivos) são frequentemente usados uma vez que são modelos recomendados pelos procedimentos da AASHTO.

Elliot & Thornton (1988) reportaram resultados de ensaios de módulo de resiliência obtidos em diferentes solos coesivos de subleitos de Arkansas. O objetivo principal desta pesquisa foi explicar os efeitos da umidade de campo nos valores de módulo de subleitos compactados. Este estudo também procurou os efeitos dos métodos de compactação e variações do teor de umidade nas propriedades resilientes dos materiais. Os autores realizaram ensaios de *MR* em corpos de prova, compactados na umidade ótima, e em seguida submetidos a três teores de umidade por secagem e umedecimento por imersão: *Wot*-2,4%, *Wot*+3,1% e na *Wot*+5,6%. Os autores

propõem a determinação do módulo de resiliência em um determinado período do ano representativo das condições de umidade, de modo a representar as condições médias de umidade de todo o ano. Figura 2.7 a seguir ilustra a variação do módulo de resiliência de um solo argiloso (CH) de Jackport, com respeito às mudanças percentuais no teor de umidade ótima. Um decréscimo no valor de MR próxima a 1 ksi (~ 7 MPa) foi relatado para um decréscimo percentual no teor de umidade ótima. Um baixo percentual da ótima (abaixo de 100%) foi chamado de condição “*dry of optimum*” e um alto percentual em relação à umidade ótima (acima de 100%) foi chamado de condição “*wet of optimum*”. Conclusões similares foram obtidas com subleitos coesivos neste estudo.

Figura 2.7 – Módulo de resiliência de um solo CH de Arkansas em função do teor de umidade (Elliot *et al.*, 1988 *apud* NCHRP, 2008)

Em 1989, um workshop em módulo de resiliência foi realizado na *Oregon State University* em Corvallis e diversos pesquisadores, práticos e empresas de manufatura de equipamentos discutiram aspectos relacionados a procedimentos de testes, projetos e equipamentos para determinação de MR . Este workshop foi fundamental para que os diversos departamentos de transportes dos *EUA* (*DOTs*) iniciassem pesquisas acerca das respostas do módulo de resiliências dos solos locais.

Woolstrum (1990) estudaram 14 diferentes solos de Nebraska e chegaram a conclusões similares às de Elliot *et al.* (1988). Este estudo também desenvolveu

correlações introduzindo o parâmetro índice de grupo Nebraska (G) como uma variável independente. O procedimento *AASHTO* T-274 foi utilizado para determinar as propriedades resilientes dos solos locais. Diversos artigos e relatórios foram publicados no começo dos anos 1990 que focaram nas pesquisas em módulo de resiliência realizadas no Texas (Claros *et al.* 1990; Pezo *et al.* 1992). Estes estudos mostraram calibração de dispositivos de ensaio *RLT*, uso de outros equipamentos incluindo *RC* e equipamento de anéis de torção para medir o módulo de cisalhamento, e estimar o módulo de elasticidade ou o módulo de resiliência. Pezo *et al.* (1992) focou no desenvolvimento de um modelo universal para prever as propriedades resilientes de subleitos.

Pesquisas instituídas pelo DOT do Texas têm avaliado o uso de amostras de materiais sintéticos para calibração dos dispositivos de determinação de módulo de laboratório, incluindo *RLT*, *RC* e anéis de cisalhamento (Claros *et al.* 1990; Stokoe *et al.* 1990; Pezo *et al.* 1992; Pezo & Hudson, 1994).

Outro estudo realizado por Stokoe *et al.* (1990) relatou o uso de outros dispositivos como o teste de coluna ressonante (*RC*) para medir o módulo de amostras sintéticas calibradas.

Wilson *et al.* (1990) apresentou as conclusões das pesquisas de subleitos de Ohio na qual as propriedades resilientes de subleito foram medidas utilizando uma configuração de teste multiaxial cúbica. A Figura 2.8 a seguir apresenta o dispositivo de teste multiaxial utilizado nesta pesquisa. Os pesquisadores notaram que a singularidade deste equipamento em aplicar tensões em todas as direções e concluíram que este equipamento foi capaz de prever propriedades resilientes de subleitos. O procedimento de teste utilizado nesta pesquisa foi único, e incluiu a aplicação de um nível de pressão de confinamento de 5 *psi* (~35 *kPa*) e diferentes intervalos de tensões desvio de 1 a 8 *psi* (7 a 56 *kPa*). O pulso de tensão desvio foi aplicada a uma taxa de 1 pulso por segundo. Propriedades resilientes foram determinadas baseadas em respostas nas medidas de deformações. Dados de teste típicos com solos granulares de subleito são apresentados na Figura 2.9 a seguir, que mostra a influência da tensão desvio e teor de umidade de compactação nas propriedades do módulo de resiliência. Estes resultados indicam que um acréscimo na tensão desvio resultou em um decréscimo nas propriedades de módulo de

resiliência. Também, um acréscimo no teor de umidade de compactação resultou em um decréscimo do módulo de resiliência de solos granulares.

Figura 2.8 – Dispositivo de teste multiaxial (Wilson *et al.*, 1990 *apud* NCHRP, 2008)

Figura 2.9 – Resultados de módulo de resiliência de subleitos granulares de Ohio (Wilson *et al.*, 1990 *apud* NCHRP, 2008)

No começo dos anos 1990, Thompson & Smith (1990), Zaman *et al.* (1994) e Chen *et al.* (1994) reportaram os módulos resilientes de agregados de base não tratados utilizando os procedimentos AASHTO T-292 e T-294. Variações dos módulos com

respeito aos procedimentos de teste e tipos de agregados são explicadas nestes estudos. A Figura 2.10 apresenta os efeitos dos procedimentos de teste nas propriedades resilientes de agregados de Choctaw e Murray em Oklahoma. Resultados de testes indicaram que o procedimento *AASHTO* T-294 deu origem a valores de módulos superiores aos obtidos com o procedimento T-292, e sua variação foi atribuída aos efeitos da pressão de condicionamento e efeitos de endurecimento no procedimento T-294. Também, este estudo reportou que a variabilidade do *MR* com respeito ao procedimento de teste foi superior do que a variabilidade com respeito ao tipo de agregado.

Figura 2.10 – Influência dos procedimentos de teste *AASHTO* nos resultados de módulo de resiliência de diferentes tipos de agregados (Chen *et al.*, 1994, *apud* NCHRP, 2008)

Motta *et al.* (1990) mostram o efeito das condições de moldagem ao longo da curva de compactação para um solo granular laterítico, bem como da posterior embebição dos corpos de prova por quatro dias, conforme prática usual executada na determinação do *CBR*.

Raad *et al.* (1992) demonstrou que o efeito da umidade no comportamento resiliente de agregados é mais significativo em agregado bem graduados e com bastante presença de finos, por facilitar que a água fique presa no interior dos poros, do que em materiais uniformemente graduados, os quais permitem uma drenagem mais rápida da água.

Li & Selig (1994) estudaram os efeitos do teor de umidade, massa específica e estado de tensão nos valores de *MR*. Foram analisados 27 resultados de ensaios dinâmicos executados com variação de umidade em onze solos finos, com massas específica constante e 26 resultados de ensaios dinâmicos com variação de umidade em dez tipos de solos finos, com variação de massa específica.

Santha (1994) estudou as propriedades resilientes de subleitos de 35 locais de teste na Georgia, utilizando procedimento T-274. Estes resultados mostraram larga variações no *MR* com respeito ao tipo de solo e procedimentos de compactação usados nos testes. Os dados medidos foram usados e analisados com os modelos de dois e três parâmetros. O modelo de três parâmetros capturou melhor as propriedades resilientes do que o modelo de dois parâmetros.

Burczyk *et al.* (1995) reportaram propriedades resilientes de solos de subleito de Wyoming. Uma configuração de teste *RLT* e um o *AASHTO* T-294 foi utilizado neste estudo, que também discutiu várias propriedades de solos fundamentais que influenciam as propriedades resilientes de solos de Wyoming. Este estudo também avaliou vários métodos de retroanálise utilizados para interpretar as propriedades resilientes.

Mohammad *et al.* (1995) estudaram amostras de um solo arenoso e uma argila siltosa (solos classificados como A-3 e A-7-6 segundo a *HRB*). Os corpos de prova foram compactados na umidade ótima, no ramo seco e no ramo úmido. Os autores concluíram que os valores de *MR* do solo argiloso diminuem com o aumento da umidade e que o *MR* dos solos arenosos tem menor sensibilidade à umidade.

Thadkamalla & George (1995) estudaram dois materiais granulares e dois materiais finos, classificados como A-2, A-2-4, A-4 e A-7-5 pela *HRB*. Os autores constataram reduções de até 20% no *MR* dos solos arenosos e reduções de 50% a 75% no *MR* dos solos finos. Os autores constataram que a queda do *MR* com o grau de saturação é exponencial para o método da contrapressão e linear para o método da capilaridade.

Jones e Witczak (1996) estudaram a influência da umidade de compactação no módulo de resiliência de solos de subleito compostos por argila siltosa em San Diego. Os autores constataram decréscimo do valor do módulo de resiliência de 275 *MPa* para 52 *MPa*. Os autores obtiveram correlações estatísticas que estimam o valor do módulo resiliente (*MR*), em função do teor de umidade (*w*) e do grau de saturação (*S*).

$$\log MR = -0,132 \cdot w + 0,013405 \cdot S + 2,31909 \text{ (Laboratório)} \quad (2.27)$$

$$\log MR = -0,111109 \cdot w + 0,021699 \cdot S + 1,1786 \text{ (Campo)} \quad (2.28)$$

Nazarian *et al.* (1996) apresentou o desenvolvimento de um método de ensaio de *MR* para agregados de base. Foram utilizados quatro tipos de bases granulares incluindo materiais "*Caliche, Limestone, Gravel, e Iron Ore*". O ensaio *RLT* foi utilizado e o procedimento T-294 foi seguido. Configurações do ensaio "*bender element test*" também foram avaliados. Materiais de base tiveram seus valores de *MR* variando entre 70 *MPa* e 210 *MPa* com material Limestone (calcário) chegando próximo de 300 *MPa* no teor de umidade ótima. O condicionamento foi eliminado e a selagem foi recomendada em ambas as extremidades dos corpos de prova, que resultaram em maior repetibilidade dos resultados dos testes. Deformações laterais e coeficientes de Poisson foram medidos diretamente nos ensaios. Condicionamento e sequência de testes foram modificados para ensaios futuros no estado.

Berg *et al.* (1996) *apud* Bigi e Berg (1996) realizaram ensaios de módulo de resiliência em subleitos não tratados de Minnesota. Dois subleitos argilosos e duas bases com diferentes porcentagens de finos foram ensaiados. As amostras foram compactadas e então saturadas e após submetidas ao congelamento. Testes de módulo de resiliência foram conduzidos em amostras congeladas sujeitas a três diferentes temperaturas abaixo da temperatura de congelamento. Algumas amostras na célula triaxial foram descongeladas e depois submetidas aos ensaios de módulo de resiliência. O pulso tem 1s de carregamento e 2s de repouso. Amostras congeladas foram testadas sob pressão de confinamento de 10 *psi* (~70 *kPa*) e amostras descongeladas foram submetidas a 4 diferentes pressões de confinamento. Em todos os casos as tensões desvio foram variadas. Módulos muito baixos (menos de 1 *ksi* ou ~7 *MPa*) foram reportados, que foram atribuídos a erros de calibração. Com uma indução de congelamento, os módulos dos subleitos cresceram até 1.000 *ksi* (~7.000 *MPa*). Para bases não tratadas, o *MR* foi de 10.000 *ksi* (~70.000 *MPa*) em condições de congelamento. Ambos os materiais de base e subleito exibiram um acréscimo da ordem de 2 a 3 vezes no módulo de resiliência devido ao congelamento. O valor de *MR* decresceu com um acréscimo na saturação. O valor de *MR* de todos os solos são dependentes das condições de pressão. Diferentes expressões de regressão são apresentadas. Procedimentos de testes são diferentes dos procedimentos

recomendados pela *AASHTO*. Em alguns testes, erros de calibração foram reportados.

Drumm *et al.* (1990, 1997) estudaram os módulos de resiliência de diferentes tipos de agregados de subleitos do Tennessee utilizando um procedimento de teste SHRP P-46. A pesquisa focou no desenvolvimento de uma base de dados de módulos de resiliência para subleitos de Tennessee, e também no procedimento T-292, e sua variação foi atribuída ao condicionamento de tensões e efeitos de endurecimento influenciaram nas reduções no módulo de resiliência com respeito à saturação pós-compactação. A Figura 2.11 apresenta os efeitos dos teores de umidade pós-compactação em termos do grau de saturação no módulo de resiliência de subleitos. Como esperado, um aumento na saturação resultou em um decréscimo nos valores de *MR*. Esta pesquisa também levou ao desenvolvimento de modelos de regressão para previsão de propriedades resilientes de subleitos. Os autores estudaram a influência da umidade pós-compactação nos valores de *MR* de solos finos (mais de 50% passando na peneira #200), de um conjunto de solos de subleito representativos do estado americano do Tennessee. Foram analisados onze tipos de solos, amostras classificadas como A-4 (3 locais), A-6 (3 locais), A-7-5 (2 locais) e A-7-6 (3 locais). A saturação foi realizada dentro da câmara triaxial. Os autores constataram maiores valores de *MR* para os solos A-7-5 e A-7-6 para condições originais de compactação e ensaio, porém maior variação dos valores de *MR* para estes materiais após saturação, em relação aos demais materiais.

Figura 2.11 – Influência do teor de umidade pós compactação nos resultados de módulo de resiliência (Drumm *et al.* 1990, 1997)

Modificações nos procedimentos de ensaios T-294 e T-307 com diferentes especificações de teste ocorreram após 1996. Isto resultou na realização de pesquisas adicionais por parte dos vários *DOTs* dos *EUA* para validar as conclusões das pesquisas anteriores e novas pesquisas para determinar o *MR* de solos locais.

O equipamento de teste primariamente utilizado nos últimos dez anos foi o aparato de teste *RLT*. Alguns estudos – incluindo aqueles realizados por Nazarian et al (1996), Davich et al. (2004b), e Gupta et al. (2007) – experimentaram o uso de “*bender element testing*” para determinar o módulo de cisalhamento de pequena deformação, que foi então correlacionado com o módulo de resiliência com um coeficiente de Poisson assumido. A Figura 2.12 a seguir apresenta uma típica configuração de teste “*bender element*” feita com elementos piezoelétricos usados por Davich et al. (2004b).

Figura 2.12 – Configuração do ensaio “*bender element*” utilizado por Davich et al. (NCHRP, 2008)

Um pulso de onda gerada pelo emissor (“*bender element*”) a partir de uma extremidade viajará através do corpo de prova de solo e chega ao receptor (outro “*bender element*”) na outra extremidade. Com base no tempo de percurso de uma onda de cisalhamento e peso específico da amostra de solo, o valor de módulo de cisalhamento de pequena deformação é determinado.

O módulo de cisalhamento de pequena deformação (G_{max}) é tipicamente correlacionado com o módulo de resiliência (MR ou E_{max}) a baixas deformações utilizando a seguinte relação:

$$MR = 2 \cdot G_{\max} \cdot (1 + \mu) \quad (2.29)$$

Onde μ é o coeficiente de Poisson. A Figura 2.13 a seguir apresenta uma comparação típica de MR a partir de resultados de ensaios RLT e $E_{\max}$ a partir de ensaio “*bender element*”. Embora o método “*bender element*” forneça uma tendência similar àquela das propriedades resilientes a partir do RLT , eles não são a mesma medida. Isto é por conta das variações nas deformações nas quais aquelas propriedades são medidas. Outras limitações incluem a dificuldade em interpretar os períodos de tempo de viagem e necessidade de pessoal qualificado e de pessoas com experiência considerável para interpretar esses resultados.

Figura 2.13 – Comparação do módulo elástico a partir dos ensaios RLT e “*bender element test*” (Davich *et al.* 2004b *apud* NCHRP, 2008)

Lee *et al.* (1997) estudaram as propriedades resilientes de subsolos coesivos de Indiana. Foram utilizadas amostras de solos de três subleitos em serviço de Indiana. Método AASHTO T-274 foi usado. Amostras de solos foram preparadas utilizando método de compactação por *impacto*. A maioria dos resultados de MR variaram entre 30 e 80 MPa.

Bernucci (1997) avaliou o efeito da variação de umidade pós-compactação nos valores de MR de solos lateríticos brasileiros. Os materiais estudados foram classificados, de acordo com a metodologia MCT como LA , LA' e LG' . A autora verificou que há pouca influência da imersão em água dos corpos de prova nos valores de MR e que a secagem dos corpos de prova produz um acréscimo significativo nos valores de MR das amostras ensaiadas. A autora cita que aspectos como drenagem,

temperatura do pavimento, permeabilidade do solo e nível do lençol freático são fatores importantes a serem considerados no projeto e execução de obras rodoviárias. Cita também a importância da existência de acostamentos imprimados e com materiais devidamente escolhidos que aumentam a distância de percolação da água.

Rodrigues (1997) estudou a influência da umidade nos valores de *MR* de solos lateríticos de subleito no Rio Grande do Sul. As amostras estudadas foram classificadas como LG', NA', LG' e LA' pela metodologia *MCT* e os corpos de prova foram compactados nas condições ótimas da energia de Proctor Normal e submetidas à secagem, umedecimento e ciclo de secagem/umedecimento. O autor relata que as amostras submetidas ao ciclo de secagem/umedecimento apresentaram valores de *MR* 68% menores que aqueles compactados e ensaiados na umidade ótima, redução superior em relação ao *MR* obtido nas amostras apenas submetidas à umidificação.

Carmo (1998) propõe duas equações para determinação do módulo de resiliência a partir do módulo tangente inicial determinado em ensaios de compressão não confinada (*E0*, em *kPa*) para solos argilosos e arenosos.

Gonçalves (1998) estudou a influência da variação da umidade nos valores de *MR* em um solo argiloso A-7-6 (*HRB*), LG' (classificação *MCT*), de subleito do interior de São Paulo. Os corpos de prova compactados na umidade ótima foram submetidos às condições de secagem, umedecimento e umedecimento pós-secagem. Verificou-se redução dos módulos no caso de umidificação e umidificação pós-secagem em relação aos valores de módulo de corpos de prova compactados e ensaiados na umidade ótima.

Andrew *et al.* (1998) estudaram a influência da variação da umidade sobre o módulo de resiliência em 4 seções de pavimentos flexíveis instrumentadas em diferentes regiões climáticas do estado americano do Tennessee. Foram realizadas medidas mensais com equipamento *FWD* para avaliar a variação sazonal nos valores de *MR*.

Santos (1998) estudou solos empregados nas rodovias federais do Estado do Mato Grosso. Foram realizadas avaliações estruturais de campo com o emprego da Viga Benkelman. Também foram realizados ensaios de convencionais de caracterização de solos bem como ensaios pelas metodologias *MCV* de Parsons e *MCT*, além de ensaios de módulo no equipamento triaxial. Foram obtidas algumas correlações para obtenção do módulo a partir dos parâmetros geotécnicos do solo.

Janoo *et al.* (1999) estudaram o módulo de resiliência de subleitos de New Hampshire para dimensionamento de pavimentos. Foram estudados cinco subleitos de New Hampshire. O procedimento TP-46 foi utilizado. Os testes foram conduzidos a várias temperaturas para simular congelamento e descongelamento. Os valores de *MR* médios a partir das tensões testadas foram usados como módulos efetivos. A compactação por amassamento foi utilizada e os testes foram conduzidos na condição de umidade ótima de compactação. Resultados de *MR* de subleitos variaram de 5 *ksi* (~35 *MPa*) até 2.646 *ksi* (~18.522 *MPa*) com base no condicionamento de temperatura. Módulos de projeto foram determinados pelas médias dos módulos medidos a diferentes pressões de confinamento. Valores de coeficientes de Poisson medidos foram diferentes daqueles usados para estes tipos de materiais e sua variação foi atribuída à conglomeração das partículas. Correções para o módulo efetivo são baseadas nas condições de temperatura do subleito, e não baseadas na temperatura do ar. Todos os resultados de ensaios foram baseados naqueles compactados na condição de umidade ótima e conseqüentemente a correção de umidade e peso específico é necessária para obtenção de valores de módulos em outras condições de compactação de acordo com os autores.

George & Uddin (2000) realizaram testes de *MR* em amostras de campo e correlações entre *MR* e dados de *Dynamic Cone Penetrometer (DCP)* e *FWD*. Foram estudadas diversas amostras de subleito à diferentes profundidades e a diferentes espaçamentos (200 pés c/c); profundidade de amostragem de até 5 pés com um máximo de 10 pés; amostras de solos de 12 seções. O protocolo AASHTO TP 46 foi seguido. Os valores de *MR* de laboratório a pressão confinamento de 14 *kPa* e tensão desvio de 35 *kPa* foi utilizada como propriedade da camada de subleito. Os valores de *MR* de subleitos a pressões de confinamento de 14 *kPa* variaram entre 30 *MPa* a 270 *MPa*, sendo que os maiores valores foram medidos para amostras das camadas superiores. Dados do ensaio "*bender element test*" medidos a partir de subleitos compactados não confinados mostraram uma correlação com os valores de *MR* aferidos de medições internas. Curvas características solo-umidade (*SWCC*) para todos os quatro tipos de solos foram desenvolvidas para determinar as relações de teor de umidade e sucção.

Kiribati *et al.* (2000) realizaram durante 5 anos, ensaios com equipamentos *Dynaflect* e *FWD* em diferentes épocas do ano, com verificação da posição do nível d'água. Os autores verificaram reduções de módulo dos materiais de base e sub-base da ordem

de 5% a 35%, com base nos ensaios realizados com o *Dynaflect* e da ordem de 96% com base nos ensaios realizados com o *FWD*. Verificaram também reduções de módulo de resiliência do subleito da ordem de 8,54% e 29,41% (*Dynaflect* e *FWD* respectivamente).

Xie (2000) estudou a influência da variação do nível do lençol freático no teor de umidade e nos valores de *MR* dos materiais de subleito.

Camacho (2002) estudou fluxos não saturados de água em bases de pavimentos construídos com solo arenoso fino laterítico (SAFL).

Maher *et al.* (2000) estudaram as propriedades de módulo de resiliência de subleitos de New Jersey. Os autores estudaram seis diferentes solos de subleito de New Jersey. O procedimento TP-46 foi utilizado. Três condições de teor de umidade de compactação foram estudadas. Os valores de módulo de resiliência de solos variaram entre 2 e 36 *ksi* (~14 a 252 *MPa*) e esta variação mostrou-se dependente do tipo de solo e das condições de umidade. Solos granulares exibiram rigidez à deformação enquanto os valores de *MR* sofreram acréscimo com as aplicações de carga desviadora. Subleitos coesivos mostraram enfraquecimento à deformação com um decréscimo no *MR* com carga desviadora. O teor de umidade mostrou grande influência no módulo de ambos os solos.

Hopkins *et al.* (2001) estudaram os módulos de resiliência de solos de subleitos de Kentucky. Foram realizados 128 testes com amostras de solos coletadas de vários locais em Kentucky. Amostras foram moldadas no teor de umidade e 95% do peso específico aparente seco máximo. Método TP-46 foi seguido para os ensaios de *MR*. Amostras de solos compactadas exibiram valores de *MR* variando entre 20 *ksi* e 28 *ksi* (~140 a 196 *MPa*) a uma baixa pressão de confinamento de 2 *psi* (~14 *MPa*). Amostras de solos não saturadas desempenharam bem sob os testes de módulo de resiliência, bem como amostras saturadas experimentaram largas deformações, que resultaram em ruptura em alguns casos. Três modelos foram desenvolvidos pela análise dos resultados. Os autores concluíram que há necessidade de um método de ensaio de módulo de resiliência para ser realizada em amostras de solo saturadas e que um critério de aceitação de teste *MR* deveria ser desenvolvido.

O estudo de Yau e Von Quintus (2002) objetivou o desenvolvimento de relações entre módulo de resiliência e propriedades físicas de materiais granulares e solos.

Equações de regressões não lineares foram desenvolvidas para cada base e tipo de solo para determinar o módulo de resiliência a um estado de tensões específico utilizando as propriedades físicas dos materiais de base e solos. Os modelos desenvolvidos podem prever as propriedades resilientes razoavelmente. Um importante resultado final desta pesquisa é a necessidade de resultados de testes adicionais para melhorar ou confirmar esses modelos.

Abo-Hashema *et al.* (2002) estudaram a variação do módulo de resiliência das camadas com do pavimento através dos dados de cinco seções instrumentadas no estado de Idaho e dados de levantamento deflectométrico com equipamento tipo *FWD*. Os autores estabeleceram equações que correlacionam o teor de umidade com o módulo de resiliência do subleito para vários tipos de solo e regiões climáticas e ainda estabeleceram relações entre *MR* e o tempo (próximo à função senoidal com ângulo de inclinação negativo).

Silva (2003) estudou dois solos lateríticos (LA'-LG' e LG') de subleito no município de Sinop situado ao norte do estado de Mato Grosso. Ressalta-se que os gráficos apresentados no estudo de Silva (2003) mostram a variação do módulo resiliente apenas com a tensão desvio (ou desviadora). Isto poderia acarretar uma conclusão errônea relacionada com o aparente crescimento do módulo resiliente com o aumento da tensão desvio. O autor relata uma redução discreta de valores de módulo de resiliência com o aumento da umidade por saturação dos corpos de prova.

Heydinger (2003) estudou os solos A-6 (*HRB*) CL (*SUCS*) em 18 trechos instrumentados de uma rodovia no estado de Ohio. O autor cita que o *MR* do subleito pode variar em duas vezes ou mais para alterações no grau de saturação da ordem de 10% a 15%.

Salem *et al.* (2003) estudou subleitos de 7 regiões dos Estados Unidos em seções monitoradas do programa *LTPP*, dividindo as análises para dois grupos de solos – solos plásticos e solos não plásticos. Foi verificada a tendência de diminuição do módulo de resiliência do subleito com o aumento da umidade dos solos. Os autores demonstram que o valor de *MR* retroanalisado pode ser relacionado com o teor de umidade. Os autores contribuíram com a elaboração do Guia de Projeto da *AASHTO* desenvolvendo o modelo apresentado a seguir, que estima a variação do módulo de resiliência devido às variações do grau de saturação do solo.

$$\log\left(\frac{M_R}{M_{R_{opt}}}\right) = a + \frac{(b-a)}{1 + \exp[c + d \cdot (S - S_{opt})]} \quad (2.30)$$

Onde: MR = módulo de resiliência para qualquer grau de saturação (S); MR_{opt} = módulo de resiliência do material na umidade ótima; S = grau de saturação do solo; S_{opt} = grau de saturação no teor ótimo de umidade; a , b , c , d = parâmetros de regressão do modelo.

Masada *et al.* (2004) estudaram os módulos de resiliência de solos de subleito e bases de Ohio. Diversos tipos de agregados foram pesquisados com diferentes tipos de graduações. Diversos subleitos de diferentes locais em Ohio foram amostrados e testados. Foi seguido o método TP-46 para os materiais de base e subleito. Os valores de MR de bases variaram entre 3 *ksi* e 65 *ksi* (~21 e 455 *MPa*), e valores médios de bases de agregados variaram entre 9 e 42 *ksi* (~63 e 294 *MPa*). Os valores de MR de solos de subleitos variaram de 12 até 24 *ksi* (~84 a 168 *MPa*) para solos A-4; de 3 a 23 *ksi* (~21 a 161 *MPa*) para solos A-6; e de 4,5 a 25 *ksi* (31,5 a 175 *MPa*) para solos A-6. Esta pesquisa sumariza várias pesquisas conduzidas no estado de Ohio.

Wolfe and Butalia (2004) estudaram treze amostras de solos de subleito do estado de Ohio. As amostras foram compactadas em condições de umidade ótima, abaixo da ótima e acima da ótima. Foi seguido o Método T-294. Foi utilizado um sistema de LVDTs externos. Ambas as amostras não saturadas (compactadas) e saturadas foram testadas. Os valores de MR de subleitos variaram entre 10 *MPa* e 120 *MPa*. Um acréscimo no teor de umidade resultou em uma redução das propriedades resilientes. No caso de solos A-4, saturação resultou em uma redução de MR entre 8% e 88% enquanto para solos A-6 e A-7-6 a redução variou de 50% a 87% e 44% a 82%, respectivamente. A instrumentação de campo com tensiômetros e prova de umidade foram recomendados pelos autores para melhor entender padrões de fluxo de umidade nos subleitos, que acaba por influenciar os resultados de MR .

George (2004) propõe a previsão de módulo de resiliência a partir de propriedades de solos. Foram estudadas amostras de subleito de 8 diferentes rodovias de Mississippi. O procedimento TP-46 foi seguido. Ensaio *RLT* e compactação por impacto foi utilizada. Os valores dos módulos de resiliência (MR) variaram entre 50 *MPa* e 115 *MPa*.

Davich *et al.* (2004b) realizaram testes de módulos de resiliência de solos granulares a baixas deformações. Seis tipos de bases (granulares): finos a areias bem graduadas com finos foram estudadas. Foi utilizado o método *LTPP P-46* para realizar os testes de módulo assim como o ensaio "*bender element test*" foi seguido para realizar ensaios de módulo a baixa deformação. Os módulos de resiliência das bases variaram entre 60 *MPa* e 800 *MPa* baseados nas pressões de confinamento e de desvio aplicadas. O valor de *MR* aumentou com o decréscimo no teor de umidade. Modelo hiperbólico utilizando módulo a baixa deformação e propriedades de resistência ao cisalhamento são usados para prever o módulo de resiliência. Má coesão e extremidades irregulares das amostras resultaram na variação das medidas dos 3 *LVDTs*. Medições de campo de pequenas deformações podem ser usadas para estimar os módulos de resiliência necessários para o dimensionamento dos pavimentos. Os autores citam que mais estudos são necessários para validar os procedimentos estabelecidos nesta pesquisa.

Gandara *et al.* (2005) estudaram os efeitos dos finos em agregados de base. Três pressões de confinamento e três tensões desvio para cada pressão de confinamento (similar ao T-307) foram aplicadas. As amostras foram recapadas nas extremidades. *LVDTs* foram utilizados para medir deformações axiais e radiais. Os agregados testados apresentaram módulo variando entre 25 e 100 *ksi* (~175 a 700 *MPa*). Os autores relataram que os efeitos dos finos nas propriedades de resiliência foram mínimos; todavia, influencia a suscetibilidade à umidade das misturas solo/agregados. O tipo de fino e sua plasticidade tem maior influência na deformação permanente. Testes de tubo sucção (*tube suction tests*) em agregados foram usados para verificar a suscetibilidade à umidade. Os autores concluem que a porcentagem ótima de finos nos agregados é entre 5% e 10%. Os autores colocam uma metodologia de campo é necessária para prever o desempenho dos agregados e podem completar os testes de laboratório.

Bennett & Maher (2005) estudaram as propriedades de módulo de resiliência de agregados de New Jersey. Foram estudados dois diferentes tipos de agregados de três regiões com diferentes tipos de graduação e dois tipos de misturas de agregados com concreto reciclado e agregados de asfalto. O Método TP-46 foi utilizado. Os valores de *MR* de agregados naturais variaram entre 13 a 23 *ksi* (~91 a 161 *MPa*) e para misturas de agregados, variaram entre 20 e 40 *ksi* (~140 a 280 *MPa*) a condições

de pressões próximas àsquelas esperadas nos pavimentos. Os autores relatam que a adição de agregados reciclados melhorou as propriedades resilientes dos materiais ensaiados. Relataram que as misturas de agregados de asfalto reciclado têm efeito mais profundo nos valores de *MR* do que agregados reciclados de concreto. Os autores relataram que quanto mais fina a graduação dos agregados, o módulo de resiliência tende a diminuir.

Ping *et al.* (2005) simularam os efeitos da variação do lençol freático em um modelo construído em escala real. Foram estudados quatro tipos de estruturas (terraplenagem e subleito) comuns em rodovias da Flórida.

Ooi *et al.* (2006) desenvolveram correlações para *MR* de subleitos do Hawaii. Foram estudados subleitos de 4 locais do Hawaii. O procedimento *LTPP* P-46 (T-307) foi seguido para os testes de *MR*. Três pressões de confinamento foram utilizadas de acordo com o teste para subleitos coesivos. Os valores de *MR* de subleitos variaram entre 10 *ksi* e 35 *ksi* (~70 a 245 *MPa*) para diversos solos siltosos de subleito e esta variação é dependente das pressões de confinamento e desvio aplicados no teste. Um acréscimo na tensão desvio resultou em um decréscimo no módulo de subleitos. Materiais siltosos com alto índice de plasticidade exibiram menores valores de módulo em relação a solos siltosos com índice de plasticidade baixo. Os autores colocam que a secagem excessiva dos solos amostrados no campo para conhecer os teores de umidade de compactação (solos amostrados no campo a elevados teores de umidade) pode comprometer as propriedades resilientes.

Baus & Li (2006) realizaram estudos em agregados de base da Carolina do Sul. Foram estudados sete tipos de agregados de base. Testes de carregamento estático e cíclico foram conduzidos em diferentes bases de agregados. Os valores de *MR* de agregados de base obtidos dos testes de carregamento de placa estática variaram entre 14 e 77 *ksi* (~98 e 539 *MPa*). Um coeficiente estrutural de 0,18 foi recomendado para bases de agregados no dimensionamento de pavimentos. Os autores relataram que a redução da graduação grossa mostrou uma influência positiva no módulo de resiliência dos materiais. Os autores colocam que é necessária a reavaliação dos coeficientes estruturas através da realização de ensaios de campo.

Richter (2006) apresentou uma visão geral dos diversos fatores que influenciam os módulos de materiais não tratados de locais não congelados. Este relatório centrou-se especificamente no teor de umidade sazonal e flutuações de temperatura, bem

como outros fatores relacionados e como eles influenciaram as propriedades *MR* retroanalizadas.

Takeda (2006) estudou a influência da gênese, da granulometria e da umidade pós-compactação nos valores de módulo de resiliência para 73 amostras de solos do interior paulista (solos lateríticos e não-lateríticos).

Ling *et al.* (2006) realizaram ensaios de módulo com solos de subleito finos situados em Shanghai, de natureza silto-argilosa, de cor marrom-amarelados, levemente plásticos estabilizados com cal e com cimento-cal, China. Os autores avaliaram os efeitos do tempo de cura, do grau de saturação e dos ciclos de secagem umedecimento nos valores de módulo de resiliência dos materiais. Os autores realizaram estudos de laboratório e de campo e verificaram que os valores obtidos em laboratório se apresentaram superiores aos valores de campo.

As equações obtidas pelos autores estão apresentadas a seguir.

$$\ln(MR) = 4,3222 + 0,0957 \cdot \ln(T), \text{ solo-cal-cimento} \quad (2.31)$$

$$\ln(MR) = 3,9224 + 0,0683 \cdot \ln(T), \text{ solo-cal} \quad (2.32)$$

$$\ln(MR) = 4,3222 + 0,0957 \cdot \ln(T) + 2,1362 \cdot \ln\left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}}\right), \text{ solo-cal-cimento} \quad (2.33)$$

$$\ln(MR) = 4,3222 + 0,0957 \cdot \ln(T) + 3,831 \cdot \ln\left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}}\right), \text{ solo-cimento} \quad (2.34)$$

$$\ln(MR) = 4,3222 + 0,0957 \cdot \ln(T) + 2,1362 \cdot \ln\left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}}\right) - 0,0518 \cdot \ln(N+1), \text{ solo-cimento} \quad (2.35)$$

$$\ln(MR) = 4,3222 + 0,0957 \cdot \ln(T) + 3,831 \cdot \ln\left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}}\right) - 0,1144 \cdot \ln(N+1), \text{ solo-cimento} \quad (2.36)$$

Onde: S_{r0} = saturação inicial; S_{r1} = saturação; N = número de ciclos de secagem e umedecimento; T = tempo de cura (dias).

Malla & Joshi (2006) estudaram os módulos de resiliência de subleitos da região de New England. Foram estudados os seguintes tipos de solos: Connecticut: A-2, A-4;

Maine: A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6; Massachusetts: A-1, A-2, A-3, A-4, A-5, A-6; New Hampshire: A-1, A-2, A-4; Vermont: A-1, A-2, A-4, A-6, A-7. Testes AASHTO T-307 foram conduzidos. Testes foram conduzidos em várias condições de teor de umidade de compactação. *MR* dos solos testados variaram de 30 a 160 MPa. Para solos granulares, *MR* sofreu acréscimo no seu valor com pressão desvio axial e para solos coesivos, *MR* sofreu decréscimo com a tensão desvio. Diversos modelos de previsão foram também desenvolvidos para estes solos.

Titi *et al.* (2006) propõem a determinação de propriedades de módulos de resiliência de solos típicos de Wisconsin. Dezesete solos de diferentes regiões de Wisconsin foram testados (A-1, A-3, A-4). Ensaio AASHTO T-307 foram conduzidos. Testes foram conduzidos em diferentes condições de teores de umidade. *MR* de solos plásticos variaram entre 15 e 160 MPa; *MR* de solos não plásticos variaram entre 20 e 140 MPa. *MR* de solos de subleitos testados variaram entre 10 e 160 MPa. Todos os ensaios mostraram boa repetibilidade. Base de dados foi usada para desenvolver correlações para o nível 3 (MEPDG). Tendências com respeito à pressão confinante e pressão desvio estão de acordo com aqueles reportados na literatura.

Kim & Labuz (2007) estudaram os módulos de resiliência e resistência de bases com material betuminoso reciclado. Diferentes agregados incluindo pavimento asfáltico reciclado e agregados naturais foram ensaiados. O protocolo de teste NCHRP 1-28A foi utilizado e as amostras de laboratório foram preparadas utilizando método de compactação giratória. Quatro percentuais de RAP foram misturados com agregados naturais e os ensaios de laboratório mostraram que os valores de *MR* variaram entre 125 e 700 MPa. Os autores relatam que os valores de *MR* sofreram acréscimo com o acréscimo na tensão de confinamento e a tensão desvio não teve efeito nas magnitudes de módulo. Relatam também que um Incremento na quantidade de RAP resultou em um acréscimo nos valores de módulo dos materiais.

Liang *et al.* (2007) compararam as respostas obtidas pelo software *EICM* (*Enhanced Integrated Climatic Model*), contido no *M-E PDG*, com medições de campo realizadas em diferentes materiais de bases drenantes de rodovias em Ohio. Os autores verificaram que o *EICM* mostrou boa capacidade em prever o teor de umidade no interior do pavimento especialmente para os materiais de base e sub-base. Já para os materiais de subleito, foram verificadas pequenas variações entre os valores obtidos pelo software *EICM* e as medições de campo. Os autores sugerem que uma

melhoria na acurácia da previsão do teor de umidade pode ser alcançada dividindo-se o subleito em subcamadas e determinando-se as características de cada subcamada através de ensaios de campo e laboratório, incluindo ensaios de peso específico aparente seco e teor de umidade inicial.

Ping *et al.* (2007) estudaram módulos de resiliência de subleitos da Florida. Foram estudados 37 solos de subleito de diferentes distritos da Florida. Método AASHTO T-307 foi seguido para o ensaio de *MR*. Outros procedimentos incluindo T-292 e T-294 foram usados nos primeiros testes *MR*. Equipamento *RLT* foi usado para testar os subleitos. Ambos *LVDTs* verticais e horizontais foram usados para monitorar deformações verticais e laterais. Os valores de *MR* dos solos de subleito da Florida variaram de 7 *ksi* a 26 *ksi* (~29 a 175 *MPa*), com um valor médio de 14 *ksi* (~98 *MPa*). Duas bases de dados de módulo foram desenvolvidas, uma com grande número de dados de módulos e outras com funções de integração e análise. Propriedades físicas como peso específico aparente seco e teor de umidade e *LBR* (*Limerock Bearing Ratio*) influencia as magnitudes de *MR* para de solos A-2-4 até solos A-3. Um acréscimo no teor de argila e de finos também influencia os valores de *MR*. Propriedade de graduação como coeficiente de uniformidade e coeficiente de curvatura tem menor influência no *MR*. Diversos modelos de previsão foram desenvolvidos para resultados *MR*. Quanto mais informações dos solos testados, melhores os modelos desenvolvidos.

Ekblad (2007) estudou a influência da variação da umidade nas propriedades resilientes de solos granulares através de duas séries de ensaios: (i) alterando a distribuição granulométrica e (ii) modificando a concentração de mica livre no solo. O autor verificou que a distribuição granulométrica do material tem bastante influência nas propriedades resilientes dos materiais. O autor relata que há menor redução de módulo dos materiais quando saturados, à medida que se aumenta o percentual de material gráudo e diminuindo o percentual de finos. Verificou que o percentual de finos tem bastante influência na redução dos valores de módulo de resiliência dos materiais saturados. O autor verificou que a capacidade de retenção de água dos solos aumenta com a diminuição da granulometria e com o aumento da concentração de mica nos materiais de subleito.

Gupta *et al.* (2007) estudaram o comportamento resiliente de solos de subleito não saturados e dimensionamento de pavimentos. Foram estudados quatro solos de

subleito de valores de PI diferenciados. Duas condições de compactação e três matrizes de sucção foram aplicadas a cada condição de compactação e estas sucções foram 0; 22 e 50 *psi* (~ 0; 154 e 350 *kPa* respectivamente). Testes *MR* e ensaios "*small-strain bender element test*" foram conduzidos em todas as amostras. Técnica de translação foi utilizada para aplicar a sucção nas amostras de solos. Procedimento de teste foi baseado no *NCHRP 1-28A*. Módulos de resiliência baseados em medições de deslocamentos externos variaram entre 10 e 70 *MPa* e os mesmos variaram entre 10 e 200 *MPa* quando sistema interno de deslocamentos foi usado. Um acréscimo na sucção matricial resultou em um acréscimo considerável no valor de *MR*. Uma relação semilogarítmica entre *MR* e sucção matricial foi desenvolvida. Medições internas produziram sempre maiores valores de *MR*, que são 1,7 a 3 vezes dos valores de *MR* obtidos com medições externas.

Toros & Hiltunen (2008) estudaram a influência da umidade e do tempo no módulo de materiais provenientes de 5 jazidas de agregados comumente utilizados como base no estado da Flórida nos EUA. Os autores utilizaram o teste de coluna ressonante. Os autores observaram que o valor do módulo aumenta com o tempo nos corpos de prova submetidos à umidade constante. Os autores atribuem este fato ao aumento da pressão de sucção devido a uma melhor redistribuição da umidade pós-compactação. Os autores também observaram que os caminhos de secagem e umedecimento não são iguais, apresentando histerese. Os autores também relatam que os módulos cresceram com a perda de umidade a taxas maiores no início do que no final do processo de secagem. Estes resultados denotaram que o fenômeno da sucção e da poro-pressão é reversível e repetitivo.

Fernando *et al.* (2008) realizaram estudos de clima, umidade do solo e ensaios de carga estática (placa) em 254 regiões do estado do Texas (*EUA*), além de ensaios de laboratório, e utilizaram o procedimento de projeto triaxial modificado do Texas para avaliar o programa *FPS (Flexible Pavement System)* utilizado pelo Departamento, baseado em retroanálise de levantamentos com *FWD (Falling Weight Deflectometer)*. Os autores desenvolveram um software chamado "*Loadgage*" para estimar a capacidade de carga do pavimento. Os autores concluíram que as curvas do ensaio triaxial modificado do Texas (Tex-117E), aparentaram ser mais conservadoras em relação aos resultados do ensaio de placa em escalas reais. Os autores sugerem a utilização do programa "*Loadgage*" para estimar a capacidade de carga dos materiais

do pavimento, corrigindo-se a resistência do subleito de acordo com a diferença entre a umidade apresentada em campo e aquela do ensaio triaxial.

Nakashima *et al.* (2008) estudaram as consequências da influência da presença da umidade na vida útil dos pavimentos drenantes. Os autores realizaram dois tipos de ensaios: (i) injeção de água num modelo de vala de infiltração para verificação da magnitude da área saturada, e (ii) medição das alterações nas características elásticas do subleito frente a um aumento do grau de saturação utilizando um *FWD* (*Falling Weight Deflectometer*) portátil ou *LWD* (*Light Weight Deflectometer*). Os autores verificaram um acréscimo do módulo da ordem de até 75%, com o rebaixamento do lençol freático.

Ferreira (2008) utilizou ferramentas de *Data Mining* para proceder ao agrupamento das amostras em famílias de solos em termos de comportamento resiliente e desenvolver o respectivo classificador, e Redes Neurais Artificiais para predição dos valores do módulo de resiliência a partir de parâmetros geotécnicos dos solos. Foi utilizada uma base de dados da qual constam 463 amostras de solos de diversas granulometrias e procedências, cujos Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas foram executados no Laboratório de Geotecnia da *COPPE/UFRJ* no período de 1996 a 2007. Os resultados obtidos permitem sua utilização no desenvolvimento de anteprojetos e sugerem boas possibilidades de aprimoramento mediante melhorias quantitativas e qualitativas da base de dados.

Silva (2009) estudou os efeitos da variação de umidade e, portanto, da sucção em uma estrutura de pavimento construída num modelo físico de verdadeira grandeza que permite a entrada de água por capilaridade pelo subleito, denominado Tanque Teste, com utilização de equipamentos para medição de tensões de sucção nas camadas, bem como para obtenção das curvas características dos materiais. Na condição de recém-compactada (umidade próxima da ótima), os valores de tensão de sucção medidos foram de cerca de 43 *kPa* no subleito, 55 *kPa* na sub-base (material laterítico pedregulhoso) e 3 *kPa* na base (brita graduada) e com a entrada de água no perfil estes valores tenderam a zero. Houve influência nos valores de deflexão medidos com a variação da umidade no perfil.

Bonzanini (2011) estudou a influência dos tamanhos dos corpos de prova de materiais normalmente utilizados em obras de pavimentação no estado do Rio Grande do Sul,

sendo: uma areia, um solo arenoso fino laterítico, um solo argiloso e um solo residual de granito (saibro). Pela análise estatística, o autor conclui que somente a areia não apresentou variação significativa do módulo de resiliência com o tamanho do corpo de prova, e para os outros três materiais houve variação, mas nem sempre na mesma direção, ou seja, dependendo do material, o *MR* aumenta ou diminui com o aumento do corpo de prova.

2.2.3 Modelos para determinação de módulo de resiliência de solos a partir do *CBR*

Várias correlações empíricas foram desenvolvidas para determinação do módulo de resiliência a partir de outros parâmetros em décadas passadas. Van Til *et al.* (1972) desenvolveram ábacos para correlação do módulo de resiliência do subleito com resultados de R-value, *CBR* e valor de classificação triaxial do Texas. A maior limitação dessas correlações recai no fato de que elas falham em refletir a natureza dinâmica do carregamento imposto pelo tráfego, ou por serem baseadas em uma amostragem limitada e só poderem ser aplicadas a condições semelhantes (Mohammad *et al.*, 1995). Entre as conclusões apresentadas por George (2004) encontra-se: “correlações simples com a resistência, por exemplo, o ensaio de *CBR* para estimar o módulo de resiliência devem ser usadas com cautela”.

Heukelom e Klomp (1962) apresentaram uma correlação entre o valor de *CBR* utilizando compactação dinâmica e valores de módulo de resiliência *in situ*, como ilustrado na equação:

$$Mr(psi) = 1500 \times CBR \quad (2.37)$$

Os dados usados para desenvolver esta equação variaram de 750 a 3000 vezes o valor do *CBR*. A equação acima já foi extensivamente utilizada em projeto por agências e pesquisadores para solos finos com *CBR* imerso de 10% ou menos (George, 2004).

Powell *et. all* (1984) propôs a seguinte equação:

$$Mr(psi) = 2554 \cdot CBR^{0,64} \quad (2.38)$$

O Departamento de Transportes da Georgia testou alguns solos não coesivos em carregamento triaxial repetido seguindo o procedimento de ensaio estabelecido pela AASHTO (Webb e Campbell, 1986). O objetivo foi o de criar uma base de dados em que o módulo de resiliência pudesse ser estimado. Uma equação típica para uma areia argilosa era:

$$Mr(psi) = 3116 \times CBR^{0,4779707} \quad (2.39)$$

Rada & Witczak (1981) propuseram equação que teve como base vários ensaios triaxiais, mas somente aplicada para dois estados de tensão ($q = 69$ e 690 kPa). Isto é, apesar da grande quantidade de ensaios, existe um grande intervalo sem investigação.

$$Mr(psi) = (490 \cdot \log \theta - 243) \cdot CBR \quad (2.40)$$

- Onde: MR = módulo de resiliência do solo (psi); θ = tensão octaédrica total (psi); CBR = Índice de Suporte Califórnia (%).

Preussler (1983) que fez parte do grupo da *COPPE-UFRJ* que introduziu os ensaios de resiliência no Brasil publicou vários valores de módulo dependendo da classificação do solo por um método que a relacionasse com a resiliência, e usou para solos argilosos a seguinte relação:

$$Mr(kgf / cm^2) = 326 + 67 \times CBR \quad (2.41)$$

Visser et al (1983), estudando 75 amostras de subleitos de solos lateríticos brasileiros da região do centroeste e sudeste, encontraram para as constantes K , da equação $MR=K \cdot CBR$, valores variando de 0,7 a 106,0, para valores de CBR em % e MR em MPa .

O estudo realizado por Bernucci (1995), com dados próprios e de outros pesquisadores, envolvendo 18 amostras de solos, obteve para solos areno-argilosos lateríticos:

$$Mr(MPa) = 74 \times CBR^{0,50} \quad (2.42)$$

Apesar de o *CBR* ser extremamente utilizado na caracterização de solos de subleito, este é uma medida de resistência ao cisalhamento, que não necessariamente é esperado de correlacionar-se com o módulo, ou rigidez do material. Thompson e Robnett (1976) publicaram sobre a baixa correlação existente entre o *CBR* e o *MR* dos solos de Illinois. Outro ponto também relevante é o fato de as relações com o *CBR* não reconhecerem a dependência do módulo com relação ao estado de tensão do material (Rada & Witczak, 1981).

O problema fundamental com muitas das equações/correlações desenvolvidas para correlacionar *MR* e outros parâmetros dos solos, como o *CBR*, é que os testes são considerados empíricos, enquanto o módulo de resiliência é um parâmetro mecânico que depende de diferentes propriedades do solo, além do estado de tensão em que este se apresenta (em campo, ou no próprio ensaio).

George (2004) desenvolveu uma análise de sensibilidade em várias correlações apresentadas na literatura e verificou que entre os parâmetros/propriedades dos solos, cinco apresentaram maior influência nos resultados de *MR*: teor de umidade, grau de saturação, material passante na peneira #200, índice de plasticidade e peso específico aparente.

Cardoso (1987) correlacionou, por meio de ensaios de *CBR* e testes triaxiais dinâmicos com determinação de módulos de resiliência, a estimativa do módulo de resiliência de solos argilosos finos lateríticos por meio de outros parâmetros, que foram o valor do *CBR* do primeiro invariante de tensões e da tensão de aplicação vertical (em libras por polegada quadrada), cujo modelo resultante é apresentado a seguir (Balbo 2007).

$$Mr = \frac{179,0412 \times CBR^{1,08774} \times \theta^{1,43833}}{\sigma_1^{1,18598}} [lb / pol^2] \quad (2.43)$$

Onde: *MR* = módulo de resiliência do solo (lb/pol²); *CBR* = valor do índice de suporte Califórnia; θ = tensão octaédrica total; σ_1 = tensão principal maior.

Preussler (1983) também estabeleceu uma correlação entre o valor do módulo de resiliência e o *CBR* do solo, para o caso de solos finos tropicais argilosos, para nível de tensão-desvio de 0,2 *MPa*, para umidades no ponto ótimo ou um pouco acima, após saturação resultante de imersão, por quatro dias do corpo de prova, cujo modelo resultante é apresentado a seguir (Balbo 2007).

$$Mr = 32,6 + 6,7 \times CBR[MPa] \quad (2.44)$$

Onde: *MR* = módulo de resiliência do solo (*MPa*); *CBR* = valor do índice de suporte Califórnia.

Zaman *et al.*(1994) estabeleceu uma correlação usando uma média de valores do módulo para quatro níveis de θ (14, 20, 30 e 100 *psi* – aproximadamente 98, 140, 210, 700 *MPa*), variando em função do parâmetro *B* (ver Tabela 3.8), conforme mostra a expressão 3.28.

$$Mr = B \times CBR[MPa] \quad (2.45)$$

Onde: *MR* = módulo de resiliência (*psi*); *B* = variável obtida para cada tipo de material (parâmetro de regressão); *CBR* = Índice de Suporte Califórnia (%).

Tabela 2.6 – Variável *B* para diferentes materiais e níveis de θ (ZAMAN *et al.*, 1994)

Localidades	CBR	Primeiro invariante de Tensão (q), em psi			
		100	30	20	14
Comanche	67	423	243	174	165
Cherokee	132	181	106	96	88
Creek	116	226	156	112	97
Choctaw	284	78	38	26	25
Johnston	226	101	50	42	38
Murray	150	164	91	72	65
Média	132	193	96	82	74

Uma referência bem mais abrangente para diversos solos localizados no estado de São Paulo é encontrada nos trabalhos laboratoriais de Salí Franzoni (1990) (Balbo, 2007).

Tabela 2.7 – Valores de módulo de resiliência para solos do estado de São Paulo (Franzoni, 1990 *apud* Balbo, 2007)

Procedência	Textura	MCT	HRB	hot (%)	Mr (MPa)
SP 310 / km 222	Areia siltosa	LA	A-2-4	10	150
SP 425 / E280	Areia	LA'	A-6	11	250
SP 255 / km 63	Areia argilosa	LA'	A-6	12	340
Jazida em S. André (SP)	Argila	LG'	A-7-5	27	200
SP 333 / km 320	Argila siltosa	LG'	A-7-5	23	500
SP 310 / km 257	Argila siltosa	LG'	A-7-5	24	300
SP 055 / km 94,9	Areia	NA'	A-1-B	14	45
SP 280 / km 40	Silte arenoso	NS'	A-6	21	32
SP 280	Silte	NS'	A-7-5	22	80
SP 310 / km 168,8	Argila	NG'	A-7-5	30	125

Valle (1966) apresentou modelos de comportamento resiliente típicos para material granular natural (saprólito de granito) encontrado na faixa litorânea do Estado de Santa Catarina, bem como para brita graduada também de origem granulítica, e os resultados são apresentados na tabela a seguir (Balbo, 2007).

Tabela 2.8 – Modelos resilientes para solos granulares de Santa Catarina (Valle, 1966 *apud* Balbo, 2007)

Tipo	Procedência	Modelo de Resiliência (kgf/cm ²)
Saprólito de granito	Jazida de Cedrinho	$Mr = 4870 \times \sigma_3^{0,63}$
Saprólito de granito	Jazia São João Batista	$Mr = 2950 \times \sigma_3^{0,52}$
Brita graduada de granito	Pedreira em Navegantes	$Mr = 4572 \times \sigma_3^{0,42}$

Outras equações citadas por Witczak *et al.* (1995):

- Green e Hall (1975):

$$Mr(psi) = 5409 \cdot CBR^{0,711} \quad (2.46)$$

- South African C.S.I. Research (CSIR):

$$Mr(psi) = 3000 \cdot CBR^{0,65} \quad (2.47)$$

- Lister (1987):

$$Mr(psi) = 2555 \cdot CBR^{0,64} \quad (2.48)$$

2.2.4 Modelos para determinação de módulo de resiliência de solos a partir de ensaios de compressão simples

Thompson & Robnett (1979)

$$Mr(ksi) = 0,86 + 0,31 \cdot q_u \quad (2.49)$$

Onde: MR = módulo de resiliência em psi; q_u = resistência à compressão simples.

MRDS 7 – Drumm et al. (1990)

$$MR = 45,8 + 0,00052 \cdot E_0 + 0,188 \cdot q_u + 0,45 \cdot IP - 0,216 \cdot \rho - 0,25 \cdot S - 0,15 \cdot P_{200} \quad (2.50)$$

Onde: MR = módulo de resiliência em psi para $\sigma_d = 41,34 kPa$; E_0 = módulo tangente inicial em psi; q_u = resistência à compressão simples; IP = índice de plasticidade (%); ρ = massa específica aparente seca (lb/ft³); S = grau de saturação; P_{200} = percentual de material passando na peneira #200.

Lee et al. (1990)

$$MR = 1560 + 833,80 \cdot S_{u1\%} - 6,97 \cdot S_{u1\%}^2 \quad (2.51)$$

Onde: MR = módulo de resiliência em psi para $\sigma_d = 41 kPa$ e $\sigma_3 = 21 kPa$; $S_{u1\%}$ = tensão correspondente à 1% de deformação axial no ensaio de compressão simples (psi).

MRDS 8 – Farrar & Turner (1991)

$$MR(psi) = 30280 - 359 \cdot S - 325 \cdot \sigma_d + 237 \cdot \sigma_c + 86 \cdot PI + 107 \cdot S_{200}; \text{ com } R^2=0,663 \quad (2.52)$$

Onde: MR = módulo de resiliência em psi; σ_d = tensão desvio; σ_c = tensão de compressão; PI = índice de plasticidade; S_{200} = percentual passante na peneira #200. Esta correlação foi desenvolvida baseada em propriedades resilientes medidas em 13

materiais de subleito de Yonming (EUA) e é recomendada para solos de graduação fina.

Lee et al. (1997) – subleitos de Indiana (EUA)

$$MR = a \cdot S_{u1\%} \quad (2.53)$$

Onde: MR = módulo de resiliência correspondente à 1% de deformação axial no ensaio de compressão simples (psi) não drenado; a = constante determinada a partir da Figura 2.14.

Figura 2.14 – Parâmetro 'a' para estimativa de MR (Leet et al., 1997)

Parreira et al. (1998)

$$MR = 4,5231 \cdot E_0 \cdot \sigma_d^{-0,3436} \cdot \theta^{0,4393} \quad (2.54)$$

Onde: MR = módulo de resiliência em MPa ; E_0 = módulo tangente inicial (kPa); σ_d = tensão desvio (kPa); θ = primeiro invariante da tensão.

Solos arenosos:

$$MR = 0,7170 \cdot E_0^{0,4668} + 2,9016 \cdot \sigma_1^{0,7546} + 0,3033 \cdot \sigma_3^{1,0721} \quad (2.55)$$

Onde: MR = módulo de resiliência em MPa; E_0 = módulo tangente inicial (kPa);
 σ_1 = tensão desvio (kPa); σ_3 = tensão confinante (kPa);

2.2.5 Modelos que levam em conta os parâmetros físicos dos solos e a variação de umidade

Vários autores têm sugerido, desde a publicação do guia da *AASHTO* de 1993, o uso de novos modelos de correlação para obtenção dos valores de módulo de resiliência. Estes modelos foram desenvolvidos com base em novos experimentos de campo e laboratório, especialmente nos *EUA* e *Canadá* através do programa *LTPP* (*Long Term Pavement Performance*).

Em 2002, a *AASHTO* publicou o seu novo guia de dimensionamento mecanístico-empírico – *M-E PDG* (*Mechanisticall-Empirical Pavement Design Guide*), onde realizou uma nova revisão bibliográfica acerca dos modelos presentes na literatura para fazer o uso no software que acompanha o Guia de dimensionamento. Os modelos pesquisados pela equipe que elaborou o projeto levam em conta a variação de umidade nos materiais em relação à umidade ótima de compactação. Alguns dos modelos citados são apresentados na sequência. Também foram relacionados alguns modelos propostos por pesquisadores no Brasil.

Modelo de Jones & Witczak (1972) para solos argilosos (A-7-6) (MRDS-1)

$$\log M_R(ksi) = -0,111 \cdot w + 0,0217 \cdot S + 1,179; R^2=0,44 \quad (2.56)$$

Onde MR = módulo de resiliência (ksi); w = umidade de compactação (%); S = grau de saturação (%).

Esta equação é válida para argilas (A-7-6), por conta de que o modelo foi desenvolvido utilizando alguns tipos amostras de solos argilosos provenientes da *California* (*EUA*).

Os valores MR de laboratório foram obtidos de testes RLT em amostras de argila sob uma pressão desviadora cíclica máxima de 6 psi (~42 kPa) e pressão confinante de 2 psi (~14 kPa).

Modelo de Thompson e Robnett (1979) para solos de graduação fina (MRDS-2)

$$M_R (ksi) = 6,37 + 0,034 \cdot (\%CLAY) + 0,45 \cdot PI - 0,0038 \cdot (\%SILT) - 0,244 \cdot CLASS ; R^2=0,80$$

(2.57)

Onde MR = módulo de resiliência (ksi); PI = índice de plasticidade (%); $(\%SILT)$ = porcentagem de silte; $(\%CLAY)$ = porcentagem de argila; $CLASS$ = classificação do solo pela *AASHTO* (para solos A7-6, usar 7,6 na expressão).

Os autores estudaram diversos solos de graduação fina de subleito em Illinois (*EUA*). Os ensaios de módulo de resiliência de laboratório foram obtidos a uma pressão desviadora de 6 psi e pressão de confinamento zero. Válida para solos coesivos.

Constantes de Rada & Witczak (1981)

Os autores apresentaram constantes do modelo de MR baseado na tensão total (bulk stress, modelo MR2I-1) para vários tipos de materiais granulares.

Tabela 2.9 – Constantes de modelo baseado na tensão total (modelo 2I-1) por Rada & Witczak (1981)

Classe de agregado	Nº de pontos de dados	Parâmetro k1 (kPa)			Parâmetro k2		
		média	desvio padrão	intervalo	média	desvio padrão	intervalo
Areia Siltosa	8	11,170	5,378	4,895 a 26,407	0,62	13	0,36 a 0,80
Areia pedregulhosa	37	33,646	29,647	5,929 a 88,529	0,53	17	0,24 a 0,80
Mistura de areia-agregado	78	29,992	18,133	12,962 a 76,325	0,59	13	0,23 a 0,82
Pedra britada	115	49,711	51,642	11,756 a 390,726	0,45	23	-0,16 a 0,86
Calcáreo	13	27,786	70,602	39,300 a 578,194	0,40	11	0,00 a 0,54
Escória	20	167,198	132,275	64,121 a 636,800	0,37	13	0,00 a 0,52
Todos os dados	271	63,708	77,394	4,895 a 636,800	0,52	17	0,16 a 0,86

Modelo de Carmichael & Stuart (1985) (MRDS-5)

$$M_R(ksi) = 37,4 - 0,45 \cdot PI - 0,62 \cdot w - 0,14 \cdot S_{200} + 0,18 \cdot \sigma_3 - 0,32 \cdot \sigma_d + 36,4 \cdot CH + 17,1 \cdot MH$$

$$R^2 = 0,80 \quad (2.58)$$

Onde MR = módulo de resiliência (ksi); S_{200} = percentual passante na peneira #200 (%); CH = fator igual a 1 para solo tipo CH e 0 para qualquer outro tipo de solo; MH = fator igual a 1 para solo tipo MH e 0 para qualquer outro tipo de solo.

Esta correlação é válida para solos de subleito contendo argilas e siltes.

Modelo de Carmichael & Stuart (1985) para solos granulares e agregados de base (MRDS-5)

$$\log M_R(ksi) = 0,523 - 0,0225 \cdot \%W + 0,544 \cdot \log \theta + 0,173 \cdot SM + 0,197 \cdot GR \quad (2.59)$$

Onde MR = módulo de resiliência (ksi); $\%W$ = teor de umidade de compactação (%); SM = fator igual a 1 para material classificado com SM e 0 para qualquer outro tipo; GR = fator igual a 1 para solos pedregulhosos (GM , GW , GD e GP) e zero para outros solos.

Modelo de Thompson e LaGrow (1988) para solos de graduação fina

$$M_R(ksi) = 4,46 + 0,098 \cdot C + 0,12 \cdot PI \quad (2.60)$$

Onde: MR = módulo de resiliência; PI = índice de plasticidade (%); C = porcentagem de argila.

Os autores estudaram solos de graduação fina de subleitos compactados de Illinois (EUA), e propuseram fatores de correção para susceptibilidade à umidade, que precisaria ser aplicado para o módulo de resiliência estimado pela equação. Para argilas, argila siltosa, e lama argilo-siltosa (*silty clay loam*), o fator de correção é 0,7. Para lama argilosa (*clay loam*), o fator de correção é 1,5.

Modelo de Elliot *et al.* (1988) para solos coesivos (MRDS-6)

Para $\sigma_d = 4 \text{ psi}$:

$$M_R(ksi) = 11,21 + 0,17 \cdot (\%CLAY) + 0,20 \cdot PI - 0,73 \cdot w_{opt}; R^2=0,80 \quad (2.61)$$

Para $\sigma_d = 8 \text{ psi}$:

$$M_R(ksi) = 9,81 + 0,13 \cdot (\%CLAY) + 0,16 \cdot PI - 0,60 \cdot w_{opt}; R^2=0,77 \quad (2.62)$$

Onde MR = módulo de resiliência (ksi); PI = índice de plasticidade (%); $(\%SILT)$ = porcentagem de silte; $(\%CLAY)$ = porcentagem de argila.

Os autores estudaram diversos solos de subleito de Arkansas (EUA).

Modelo de Farrar & Turner (1991) para solos finos (MRDS-9)

$$M_R(psi) = 30280 - 359 \cdot S - 325 \cdot \sigma_d + 237 \cdot \sigma_c + 86 \cdot PI + 107 \cdot S_{200}; R^2=0,663 \quad (2.63)$$

Os autores estudaram 13 materiais de subleito de Wyoming.

Modelo de Hudson *et al.* (1994) (MRDS-9)

$$\begin{aligned} \log M_R(psi) = & 46,93 + 0,018 \cdot \sigma_d + 0,033 \cdot \Delta\gamma_d - 0,114 \cdot LI + 0,468 \cdot S + 0,0085 \cdot CLASS^2 \\ & - 0,0033 \cdot \Delta w^2 - 0,0012 \cdot \sigma_c^2 + 0,0001 \cdot PL^2 - 0,0278 \cdot LI^2 - 0,0017 \cdot S^2 - 38,44 \cdot \log S \\ & - 0,2222 \cdot \log(\sigma_d); R^2=0,70 \quad (2.64) \end{aligned}$$

Onde: $\Delta\gamma_d$ = desvio do peso específico aparente seco máximo Proctor Normal, que é dado por $(\gamma_d - \gamma_{d,m\acute{a}x})$; LI = índice de liquidez (%); Δw = variação de umidade ótima (%) (w_{opt}), baseado em ensaios de compactação de Proctor Normal. Expressão é válida para solos coesivos.

Modelos de Li & Selig (1994) para solos de subleito de graduação fina (MRDS-10)

$$Rm_1 = \frac{M_R}{M_{R(opt)}} = 0,98 - 0,28 \cdot (w - w_{opt}) + 0,029 \cdot (w - w_{opt})^2; R=0,76 \quad (2.65)$$

$$Rm_2 = \frac{M_R}{M_{R(opt)}} = 0,96 - 0,18 \cdot (w - w_{opt}) + 0,0067 \cdot (w - w_{opt})^2; R=0,83 \quad (2.66)$$

Onde MR = módulo de resiliência no teor de umidade; $w(\%)$ e mesma energia de compactação que $MR(opt)$; $MR(opt)$ = módulo de resiliência no teor de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo $w_{opt}(\%)$ para qualquer energia de compactação.

Modelo de Pezo & Hudson (1994) (MRDS-11)

$$M_R = F0 \cdot F1 \cdot F2 \cdot F3 \cdot F4 \cdot F5 \cdot F6; R^2=0,80 \quad (2.67)$$

Este modelo foi baseado no banco de dados de ensaios de testes de módulo de resiliência de diversas amostras de solos de subleito do Texas (*EUA*).

Onde: $F0 = 9,80 \text{ ksi}$ (unidades inglesas) ou $67,60 \text{ MPa}$ (unidades no SI); $F1$ = fator de correção para o teor de umidade; $F2$ = fator de correção para compactação relativa; $F3$ = correção para plasticidade do solo; $F4$ = fator de correção para idade da amostra compactada; $F5$ = fator de correção para pressão de confinamento; $F6$ = fator de correção pela tensão desviadora. Valores são apresentados na tabela a seguir. O modelo é aplicável somente em solos coesivos.

Tabela 2.10 – Fatores de correção para o modelo de Pezzo & Hudson (1994)

Teor de umidade (%)	F ₁	γ_d/γ_d máx	F ₂
10	4,00	100	1,00
15	2,00	95	0,90
20	1,00	90	0,80
25	0,50	85	0,70
Índice de plasticidade (%)	F ₃	Idade da amostra (dias)	F ₄
10	1,00	2	1,00
20	1,50	10	1,10
30	2,00	20	1,15
>40	2,50	>30	1,20
σ_c (kPa)	F ₅	σ_d (kPa)	F ₆
13,8	1,00	13,8	1,00
27,6	1,05	27,6	0,98
41,4	1,10	41,4	0,96
		55,2	0,94
		69,0	0,92

As propriedades dos solos testados têm os seguintes intervalos: umidade de 10% a 35%; compactação relativa de 80% a 100%, baseado no *AASHTO* T99; índice de plasticidade de 4% a 52%; idade das amostras compactadas de 2 a 188 dias; pressão de confinamento de 13,8 a 41,4 *kPa* (2 a 6 *psi*); e tensão desvio de 11 a 102,8 *kPa* (1,6 a 14,9 *psi*). Fatores como classificação *AASHTO*, pressão de assentamento, percentual de finos foram também analisados para esta correlação. Todavia, estes fatores não foram incluídos na correlação. A expressão é válida para solos siltsos e argilosos de subleito.

Constantes de Titus-Glover & Fernando (1995)

Os autores apresentaram constantes do modelo de *MR* utilizando modelo MR3I-1 em vários materiais. A tabela a seguir apresenta estas constantes e resultados.

Tabela 2.11 – Constantes do modelo de *MR* (Titus-Glover & Fernando, 1995)

Material	k1	k2	k3
Calcáreo (limestone)	243	0,950	-6,5E-05
Iron ore	75	1,010	-2,2E-05
Areia pedregulosa (sandy gravel)	152	0,880	-2,9E-04
Caliche	322	0,880	-9,8E-05
Shellbase	318	0,800	-9,8E-05
Areia	498	0,770	-1,0E-02
Silte	195	0,071	-6,5E-05
Argila "magra" (lean clay)	195	0,068	-1,9E-01
Argila "gorda" (fat clay)	122	0,190	-3,6E-01

Modelo de Berg *et al.* (1996) (MRDS-12)

Os autores conduziram um estudo em diversos solos de graduação grossa e apenas um solo de graduação fina de subleitos de Minnesota (*EUA*). O solo de graduação fina foi preparado em diversos teores de umidade diferentes, mas em apenas um único peso específico aparente seco em torno de 11 pcf.

$$M_R(psi) = 1,518 \cdot 10^{30} \cdot [f(S)]^{-13,85} \cdot [f(\sigma)]^{-0,272}, R^2=0,95 \quad (2.68)$$

Onde *MR* = módulo de resiliência (*psi*); *f(S)* = saturação normalizada por uma unidade de saturação de 1,0%; *f(σ)* = tensão de cisalhamento octaédrica, τ_{oct} , normalizada por uma unidade de pressão de 1,0*psi* (~7,0 *kPa*); e $\tau_{oct} = (\sqrt{2}/3) \cdot \sigma_d$. O modelo é aplicável somente para solos coesivos.

Constantes de Maher *et al.* (2000)

Os autores apresentar constantes do modelo de *MR* utilizando MR3I-1 em vários solos de subleito de New Jersey (*EUA*). A tabela a seguir apresenta os resultados.

Tabela 2.12 – Constantes do modelo de *MR* para subleitos de New Jersey (Maher *et al.*, 2000)

Localização do solo	Classificação AASHTO	Tipo de teor de umidade	k1	k2	k3	Coefficiente de determinação (R ²)
Rt. 23	A-1-b	2% úmido	521,65	0,93	-0,2068	0,99
		ótima	834,48	0,6803	-0,0792	0,95
		2% seco	1032,07	0,7713	-0,2774	0,94
Rt. 46	A-2-4	2% úmido	314,54	0,7532	-0,4614	0,94
		ótima	410,71	0,7026	-0,4046	0,91
		2% seco	410,56	0,8072	-0,4166	0,96
Rt. 80a	A-2-4	2% úmido	340,97	0,7675	-0,4948	0,96
		ótima	440,57	0,5085	-0,3913	0,89
		2% seco	599,39	0,6571	-0,2769	0,91
Rt. 295	A-3	2% úmido	344,81	0,6029	-0,3921	0,91
		ótima	399,77	0,7107	-0,3973	0,93
		2% seco	413,94	0,5674	-0,3986	0,96
Rt. 80b	A-4	2% úmido	346,48	0,7448	-0,5927	0,97
		ótima	433,4	0,6982	-0,3497	0,91
		2% seco	585,62	0,7453	-0,275	0,97
Rt. 206	A-4	2% úmido	273,71	0,6052	-0,5177	0,92
		ótima	389,67	0,6515	-0,4161	0,94
		2% seco	539,87	0,7211	-0,3934	0,93
Condado de Cuberland	A-6	2% úmido	202,6	0,4735	-0,8388	0,95
		ótima	1278,9	0,2636	-0,2343	0,94
		2% seco	1699,32	0,231	-0,1707	0,92
Condado de Cuberland	A-7	2% úmido	284,32	0,3307	-0,7753	0,89
		ótima	1290,4	0,2262	-0,1864	0,89
		2% seco	1430,67	0,2748	-0,1173	0,88

Modelo de Drumm *et al.* (1997) para solos de subleito de graduação fina

$$M_{R(wet)} = M_{R(opt)} + \frac{dM_R}{dS} \cdot \Delta S \quad (2.69)$$

Onde:

$MR(wet)$ = módulo de resiliência na saturação pós-compactação (MPa);
 $MR(opt)$ = módulo de resiliência no teor de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo (MPa); ΔS = mudança no grau de saturação de pós-compactação (expresso como número decimal); dMR/dS = gradiente do módulo de resiliência com respeito à saturação, ou a inclinação do MR versus grau da curva de saturação (MPa) (ver Tabela 2.13).

$$\frac{dM_R}{dS} = 1,690 - 194 \cdot (CLASS) - 11,2 \cdot [M_{R(opt)}] \quad (2.70)$$

Onde:

CLASS = classificação *AASHTO* (por exemplo para classe A-4, *CLASS*=4; A-7-5, *CLASS*=7.5); *MR*(opt) = módulo de resiliência (*MPa*) no teor de umidade ótimo e peso específico aparente seco máximo; $\sigma_c = 41 \text{ kPa}$ (6 *psi*) e $\sigma_d = 28 \text{ kPa}$ (4 *psi*).

Tabela 2.13 – Gradiente de módulo de resiliência com respeito ao grau de saturação

Classificação do Solo		Gradiente do Módulo de Resiliência (dMR/dS) Medido
AASHTO	USCS	
A-4	CL	-390
A-4	CL	-280
A-4	ML	-260
A-6	CL	-390
A-6	CL	-330
A-6	CL	-470
A-7-5	CH	-810
A-7-5	MH	-1540
A-7-6	CH	-1780
A-7-6	CL	-2390
A-7-6	CH	-1560

Modelo de Jones e Witczak (1977) para solos de subleito de graduação fina

$$\log M_R = c_1 + c_2 \cdot (w\%) + c_3 \cdot (S) \quad (2.71)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (*ksi*) a uma tensão desviadora de 6 *psi* (42 *kPa*) e tensão confinante de 2 *psi* (~14 *kPa*); *w*% = teor de umidade (%); *S* = grau de saturação (%); *c_i* = constante de regressão conforme Tabela 2.14 a seguir.

Tabela 2.14 – Constantes de regressão do modelo

Amostras	c1	c2	c3	R ²
Indeformadas	2,31909	-0,13282	0,013405	0,97
Deformadas	1,17869	-0,11111	0,021699	0,67

Modelo de Jin et al. (1994) para solos de subleito de graduação grossa

$$\log M_R = c_1 + c_2 \cdot \log(\theta) + c_3 \cdot (w\%) + c_4 \cdot (T) + c_5 \cdot (\gamma_d) \quad (2.72)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (MPa); θ = tensão total ou bulk stress (kPa); $w\%$ = teor de umidade (%); T = temperatura ($^{\circ}C$); γ_d = peso específico aparente seco (kg/m^3); c_i = constantes de regressão (conforme Tabela 2.15 a seguir).

Tabela 2.15 – Constantes de regressão do modelo

Solo	c1	c2	c3	c4	c5	R ²
1	0,8956	0,278	-0,0202	-0,0091	0,0038	0,82
2	-3,1895	0,535	-0,00862	-0,0084	0,0021	0,72

Modelo de Rada e Witczak (1981) para materiais de Base / Sub-base

$$\log M_R = c_1 + c_2 \cdot (S) + c_3 \cdot PC + c_4 \cdot \log(\theta) \quad (2.73)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (psi); θ = tensão total ou bulk stress (psi); S = grau de saturação (%); PC = Percentual de compactação relativa ao peso específico aparente seco máximo da energia modificada (%); c_i = constantes de regressão são dados na Tabela 2.16 a seguir.

Tabela 2.16 – Coeficientes de regressão (Modelo de Rada e Witczak para materiais de Base/Subbase)

Agregado	c1	c2	c3	c4	R ²
DGA-limestone-1	3,4060	-0,0053	0,0119	0,4843	0,79
DGA-limestone-2	-0,3017	-0,0059	0,0505	0,4445	0,6
CR-6-crushed stone	1,0666	-0,0031	0,0356	0,6469	0,81
CR-6-slag	3,2698	-0,0040	0,0166	0,384	0,59
Sand-aggregate blend	4,1888	-0,0033	0,0214	0,6785	0,83
Bank-run gravel	0,9529	-0,0121	0,0412	0,6035	0,84
All data	4,0220	-0,0068	0,0071	0,5516	0,61

Modelos de Santha (1994) para solos de subleito de graduação grossa e fina

$$M_R = k_1 \cdot pa \cdot \left(\frac{\theta}{pa} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{pa} \right)^{k_3} \quad (2.74)$$

Onde, para Materiais granulares:

$$M_R = k_1 \cdot pa \cdot \left(\frac{\theta}{pa} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{pa} \right)^{k_3} \quad (2.75)$$

$$\log k_1 = 3,479 - 0,07 \cdot MC + 0,24 \cdot \frac{MC}{MOIST} + 3,681 \cdot COMP + 0,011 \cdot SLT + 0,006 \cdot CLY$$

$$- 0,025 \cdot SW - 0,039 \cdot DEN + 0,004 \cdot \frac{SW^2}{CLY} + 0,003 \cdot \frac{DEN^2}{S40} \quad (2.76)$$

$$k_2 = 6,044 - 0,053 \cdot MOIST - 2,076 \cdot COMP + 0,0053 \cdot SATU - 0,0056 \cdot CLY + 0,0088 \cdot SW$$

$$- 0,0069 \cdot SH - 0,027 \cdot DEN + 0,012 \cdot CBR + 0,003 \cdot \frac{SW^2}{CLY} - 0,31 \cdot \frac{SW + SH}{CLY} \quad (2.77)$$

$$k_3 = 3,752 - 0,068 \cdot MC + 0,309 \cdot \frac{MC}{MOIST} - 0,006 \cdot SLT + 0,0053 \cdot CLY + 0,026 \cdot SH$$

$$- 0,033 \cdot DEN - 0,0009 \cdot \frac{SW^2}{CLY} + 0,00004 \cdot \frac{SATU^2}{SH} - 0,0026 \cdot (CBR \cdot SH) \quad (2.78)$$

E para materiais coesivos:

$$M_R = k_1 \cdot pa \cdot \left(\frac{\sigma_d}{pa} \right)^{k_3} \quad (2.79)$$

$$\log k_1 = 19,813 - 0,045 \cdot MOIST - 0,131 \cdot MC - 9,171 \cdot COMP - 0,037 \cdot SLT + 0,015 \cdot LL$$

$$- 0,016 \cdot PI - 0,021 \cdot SW - 0,052 \cdot DEN + 0,00001 \cdot (S40 \cdot SATU); R^2=0,95 \quad (2.80)$$

$$k_3 = 10,274 - 0,097 \cdot MOIST - 1,06 \cdot \frac{MC}{MOIST} - 3,471 \cdot COMP + 0,0088 \cdot S40 - 0,0087 \cdot PI +$$

$$+ 0,014 \cdot SH - 0,046 \cdot DEN; R^2=0,88 \quad (2.81)$$

Onde: *MC* = teor de umidade (%); *SATU* = saturação (%); *COMP* = percentual de compactação (%); *MOIST* = umidade ótima (%); *S40* = porcentagem passante na peneira #40 (%); *CLY* = porcentagem de argila (%); *SLT* = porcentagem de silte (%);

SW = expansão (%); SH = contração (%); DEN = peso específico aparente seco máximo (pcf); CBR = valor de CBR .

Modelos de Yau & Von Quintus (2002)

Utiliza o modelo constitutivo MRI3-6.

Pedregulhos:

$$k1 = 1,3429 - 0,0051 \cdot P_{3/8} + 0,0124 \cdot (\% \text{ arg } ila) + 0,0053 \cdot LL - 0,0231 \cdot w_s \quad (2.82)$$

$$k2 = 0,3311 - 0,0010 \cdot P_{3/8} - 0,0019 \cdot (\% \text{ arg } ila) - 0,0050 \cdot LL - 0,0093 \cdot w_s \quad (2.83)$$

$$k3 = 1,5167 - 0,0302 \cdot P_{3/8} + 0,0435 \cdot (\% \text{ arg } ila) + 0,0626 \cdot LL + 0,0377 \cdot IP - 0,2353 \cdot w_s \quad (2.84)$$

Solos arenosos:

$$k1 = 3,2868 - 0,0412 \cdot P_{3/8} + 0,0267 \cdot P4 + 0,0137(\% \text{ arg } ila) + 0,0083 \cdot LL - 0,0379 \cdot w_0 - 0,0004 \cdot \rho_s \quad (2.85)$$

$$k2 = 0,5670 + 0,0045 \cdot P_{3/8} - 2,98 \cdot 10^{-6} \cdot P4 - 0,0043 \cdot (\% \text{ silte}) - 0,0102 \cdot (\% \text{ arg } ila) - 0,0041 \cdot LL + 0,0045 \cdot w_0 - 3,41 \cdot 10^{-6} \cdot \rho_s - 0,4582 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_d} \right) + 0,1779 \cdot \left(\frac{w_s}{w_0} \right) \quad (2.86)$$

$$k3 = 3,5677 - 0,1142 \cdot P_{3/8} - 0,0839 \cdot P4 - 0,1249 \cdot P200 + 0,1030 \cdot (\% \text{ silte}) + 0,1191 \cdot (\% \text{ arg } ila) - 0,0069 \cdot LL - 0,0103 \cdot w_0 - 0,0017 \cdot \rho_s - 4,3177 \cdot \left(\frac{\rho_s}{\rho_d} \right) - 1,1095 \cdot \left(\frac{w_s}{w_0} \right) \quad (2.87)$$

Solos siltosos:

$$k1 = 1,048 + 0,0177(\% \text{ arg } ila) + 0,0279 \cdot IP - 0,370 \cdot w_s \quad (2.88)$$

$$k2 = 0,5097 - 0,0286 \cdot IP \quad (2.89)$$

$$k3 = -0,2218 + 0,0047(\% \text{ silte}) + 0,0849 \cdot IP - 0,1399 \cdot w_s \quad (2.90)$$

Solos argilosos:

$$k1 = 1,3577 + 0,0106(\% \text{ arg } ila) - 0,0437 \cdot w_s \quad (2.91)$$

$$k2 = 0,5193 - 0,0073 \cdot P4 + 0,0095 \cdot P200 - 0,0030 \cdot LL - 0,0049 \cdot w_0 \quad (2.92)$$

$$k_3 = 1,4258 - 0,0288 \cdot P_4 - 0,0303 \cdot P_{40} - 0,0521 \cdot P_{200} + 0,0251 \cdot (\% \text{ silte}) + 0,0535 \cdot LL - 0,0672 \cdot w_0 - 0,0026 \cdot \rho_d + 0,0025 \cdot \rho_s - 0,6055 \cdot \left(\frac{w_s}{w_0} \right) \quad (2.93)$$

Onde: $P_{3/8}$ = percentual passante na peneira #3/8" (%); P_4 = percentual passante na peneira #4 (%); LL = limite de liquidez; IP = índice de plasticidade; $(\% \text{ silte})$ = porcentagem de silte (%); $(\% \text{ argila})$ = porcentagem de argila (%); w_s = teor de umidade (%); w_0 = umidade ótima (%); ρ_s = massa específica dos grãos (kg/m³); ρ_d = massa específica aparente seca (kg/m³).

Modelo de Wolfe & Butalla (2004)

Os autores desenvolveram o modelo 2I-5 com duas constantes k_1 e k_2 .

$$k_1 = a_1 \cdot \sigma_3^{a_2} + a_3 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)^{a_4} + a_5 \cdot q_u + a_6 \cdot PI + a_7 \cdot (LL - w) + a_8 \cdot (w_{opt} - w) + a_9 \cdot (P_{200} - a_{10}) \quad (2.94)$$

$$k_2 = b_1 \cdot \sigma_3^{b_2} + b_3 \cdot \left(\frac{S}{100} \right)^{b_4} + b_5 \cdot q_u^{b_6} + b_7 \cdot PI + b_8 \cdot (LL) \quad (2.95)$$

Onde:

$$a_1 = a_{11} + a_{12} \cdot \left(\frac{w_{opt} - w}{w_{opt}} \right) \quad (2.96)$$

$$b_1 = b_{11} + b_{12} \cdot (w_{opt} - w) \quad (2.97)$$

W_{opt} = umidade ótima de compactação (%); w = umidade da amostra (%); s_3 = pressão de confinamento (kPa); S = grau de saturação (%); q_u = resistência à compressão não confinada (kPa); PI = índice de plasticidade; LL = limite de liquidez; P_{200} = percentual de partículas passante na peneira #200 (0,075mm).

Constantes de Malla & Josh (2006)

Os autores apresentaram constantes do modelo de *MR* utilizando o modelo MR3I-2 em vários solos de subleito de New England (*EUA*). Os modelos resultantes são apresentados a seguir.

Graduação grossa (todas as amostras):

$$\log(k_1) = -1,77341 + 0,00017562 \cdot MAXDD + 0,02707 \cdot S_3 - 0,02043 \cdot S_1 + 0,00501 \cdot S_3_{-8} - 0,00819 \cdot SN_{200} + 0,00501 \cdot SILT; R^2 = 0,4; PR < w = 0,12 \text{ (2.98)}$$

$$k_2 = -0,49426 + 0,11250 \cdot MCR + 0,00026190 \cdot DD + 0,00592 \cdot S_3 - 0,00398 \cdot SN_{40} + 0,00479 \cdot FSAND - 0,00006099 \cdot CU - 0,0000967 \cdot CC; R^2 = 0,45; Pr > (t) = 0,31; 0,29 \text{ para intercepto \& CC (2.99)}$$

$$k_3 = -0,44082 - 0,00232 \cdot MC + 0,00021026 \cdot MAXDD - 0,00531 \cdot S_{1-2} + 0,00561 \cdot SN_{10} - 0,00529 \cdot SN_{200}; Pr > (t) = 0,31 \text{ para MC. } Pr < W = 0,085 \text{ (2.100)}$$

Graduação grossa (amostras com $CU < 100$):

$$\log(k_1) = 0,61689 - 0,00815 \cdot OMC - 0,06144 \cdot MCR - 0,80003 \cdot DDR - 0,00878 \cdot SN_{200} + 0,00624 \cdot SILT + 0,00621 \cdot CLAY - 0,00502 \cdot CC; R^2 = 0,47 \text{ (2.101)}$$

$$k_2 = 0,43372 + 0,00687 \cdot MC + 0,00039979 \cdot DD - 0,00026666 \cdot MAXDD - 0,00331 \cdot SN_{40} + 0,00297 \cdot FSAND + 0,00515 \cdot CC; R^2 = 0,22; Pr > (t) = 0,27 \text{ para intercepto (2.102)}$$

$$k_3 = 0,51731 - 0,00390 \cdot MC - 0,43830 \cdot DDR - 0,00594 \cdot S_{1-2} + 0,00509 \cdot SN_{10} - 0,00070032 \cdot SN_{40} - 0,00418 \cdot SN_{200} + 0,00441 \cdot CLAY; R^2 = 0,52; Pr < W = 0,0164 \text{ (2.103)}$$

Graduação fina:

$$\log(k_1) = 6,99969 - 0,11144 \cdot OMC - 1,15320 \cdot MCR - 0,00154 \cdot MAXDD + 0,01875 \cdot PI - 0,02339 \cdot S_1 + 0,00445 \cdot SN_{200}; R^2 = 0,41 \text{ (2.104)}$$

$$k_2 = 0,55494 + 0,25904 \cdot MCR - 0,00651 \cdot PI - 0,00785 \cdot SN_4 + 0,00712 \cdot SN_{40} - 0,00266 \cdot SN_{200} - 0,00318 \cdot CLAY; R^2 = 0,39; Pr < W < 0,0001 \text{ (2.105)}$$

$$k3 = 2,08483 - 0,03626 \cdot MC - 0,00044337 \cdot MAXDD + 0,01104 \cdot LL - 0,02024 \cdot S1 \\ + 0,00494 \cdot SN80 + 0,01012 \cdot CSAND + 0,00392 \cdot FSAND + 0,00287 \cdot SILT ; R2 = 0,33 \\ (2.106)$$

Onde: *MC* = umidade da amostra (%); *OMC* = umidade ótima (%); *MCR* = relação de umidade (*MCR=MC/OMC*); *DD* = peso específico aparente seco da amostra (kg/m³); *MAXDD* = peso específico aparente seco máximo (kg/m³); *DDR* = relação de peso específico aparente seco (*DDR=DD/MAXDD*); *LL* = limite de liquidez; *PL* = limite de plasticidade; *S3* = percentual passante na peneira 3" (%); *S2* = percentual passante na peneira 2" (%); *S1_HALF* = percentual passante na peneira 1 1/2" (%); *S1* = percentual passante na peneira 1" (%); *S3_4* = percentual passante na peneira 3/4" (%); *S1_2* = percentual passante na peneira 1/2" (%); *S3_8* = percentual passante na peneira 3/8" (%); *S2* = percentual passante na peneira 2" (%); *S4* = percentual passante na peneira 4" (%); *SN4* = percentual passante na peneira #4 (%); *SN10* = percentual passante na peneira #10 (%); *SN40* = percentual passante na peneira #40 (%); *SN80* = percentual passante na peneira #80 (%); *SN200* = percentual passante na peneira #200 (%); *CSAND* = percentual de areia grossa – tamanho de partículas entre 2 e 0,42mm (%); *FSAND* = percentual de areia fina – tamanho de partículas entre 0,42 e 0,074mm (%); *SILT* = percentual de silte – tamanho de partículas entre 0,074 e 0,002mm (%); *CLAY* = percentual de argila – tamanho de partículas menores ou iguais a 0,002mm (%); *CU* = coeficiente de uniformidade; *CC* = coeficiente de curvatura.

Constantes de Titi *et al.* (2006)

Os autores apresentaram constantes do modelo de *MR* utilizando o modelo MR3I-6 (MEPDG) em vários solos de subleito de Wisconsin (*EUA*). Os modelos resultantes são apresentados a seguir.

Solos de graduação fina:

$$k1 = 404,166 + 42,933 \cdot PI + 52,260 \cdot \gamma_d - 987,353 \cdot \left(\frac{w}{w_{opt}} \right) \quad (2.107)$$

$$k2 = 0,25113 - 0,0292 \cdot PI + 0,5573 \cdot \left(\frac{w}{w_{opt}} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{dmax}} \right) \quad (2.108)$$

$$k_3 = -0,20772 + 0,23088 \cdot PI + 0,00367 \cdot \gamma_d - 5,4238 \cdot \left(\frac{w}{w_{opt}} \right) \quad (2.109)$$

Solos de graduação grossa, não plásticos:

$$k_1 = 809,547 + 10,568 \cdot P_4 - 6,112 \cdot P_{40} - 578,337 \cdot \left(\frac{w}{w_{opt}} \right) \cdot \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \right) \quad (2.110)$$

$$k_2 = 0,5661 + 0,006711 \cdot P_{40} - 0,02423 \cdot P_{200} + 0,05849 \cdot (w - w_{opt}) + 0,001242 \cdot (w_{opt}) \cdot (\gamma_{d \max}) \quad (2.111)$$

$$k_3 = -0,5079 - 0,041411 \cdot P_{40} + 0,14820 \cdot P_{200} - 0,1726 \cdot (w - w_{opt}) - 0,01214 \cdot (w_{opt}) \cdot (\gamma_{d \max}) \quad (2.112)$$

Solos de graduação grossa, plásticos:

$$k_1 = 8642,873 + 132,643 \cdot P_{200} - 428,067 \cdot (\% \text{ silt}) - 254,685 \cdot PI + 197,230 \cdot \gamma_d - 381,400 \cdot \left(\frac{w}{w_{opt}} \right) \quad (2.113)$$

$$k_2 = 2,3250 - 0,00853 \cdot P_{200} + 0,02579 \cdot LL - 0,06224 \cdot PI - 1,73380 \cdot \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \right) + 0,20911 \cdot \left(\frac{w}{w_{opt}} \right) \quad (2.114)$$

$$k_3 = -32,5449 + 0,7691 \cdot P_{200} - 1,1370 \cdot (\% \text{ silt}) + 31,5542 \cdot \left(\frac{\gamma_d}{\gamma_{d \max}} \right) - 0,4128 \cdot (w - w_{opt}) \quad (2.115)$$

Onde: PI = índice de plasticidade; LL = limite de liquidez; γ_d = massa específica parente seca (kN/m^3); $\gamma_{d \max}$ = massa específica aparente seca máxima (kN/m^3); w = teor de umidade (%); w_{opt} = umidade ótima (%); P_4 = percentual passante na peneira #4 (%); P_{40} = percentual passante na peneira #40 (%); P_{200} = percentual passante na peneira #200 (%); $(\% \text{ clay})$ = porcentagem de argila (%); $(\% \text{ silt})$ = porcentagem de silte (%).

Modelo de Zaman *et al.* (1994)

Pedregulhos:

$$MR = 2860,94 + 275 \cdot c + 128 \cdot \sigma_1 \cdot \tan(\phi) + 118 \cdot \theta \quad (2.116)$$

Onde: c = coesão (psi); σ_1 = tensão principal maior (psi); ϕ = ângulo de atrito interno; θ = primeiro invariante de tensão (psi).

Modelo da AASHTO/2002 (ME-PDG)

$$\log \frac{M_R}{M_{R(opt)}} = a + \frac{b - a}{1 + EXP[\beta + kS \cdot (S - S_{opt})]} \quad (2.117)$$

Onde:

a = mínimo de $\log(MR/M_{Ropt})$; b = máximo de $\log(MR/M_{Ropt})$; β = parâmetro de locação – obtido como uma função de a e b pela imposição da condição de interseção em zero:

$$\beta = \ln\left(-\frac{b}{a}\right) \quad (2.118)$$

kS = parâmetro de regressão;

$(S - S_{opt})$ = variação do grau de saturação expresso em decimal (notar que o uso do S na equação foi alterado de percentual para decimal quando o modelo revisado não linear foi adotado). Utilizando os dados disponíveis na literatura e assumindo uma relação de módulos máxima de 2,5 para materiais de graduação fina e 2,0 para materiais de graduação grossa, os valores de a , b , β e kS são dados na Tabela 2.17 a seguir.

Tabela 2.17 – Coeficientes de regressão para o modelo

Parâmetro	Materiais de graduação grossa	Materiais de graduação fina	Comentários
a	-0,3123	-0,5934	Parâmetro de regressão
b	0,3000	0,4000	Assumido conservadoramente, até que mais dados sejam disponíveis (correspondente a variações de módulo de 2 e 2,5)
β	-0,0401	-0,3944	Obtido utilizando a equação 12-1
ks	6,8157	6,1324	Parâmetro de regressão

Modelos de Takeda (2006)

Modelo genérico:

$$\left(\frac{M_{Rw}}{M_{Rw_0}} \right) = a \cdot e^{b \cdot (w - w_0)} \quad (2.119)$$

Modelo específico:

$$\left(\frac{M_{Rw}}{M_{Rw_0}} \right) = e^{-0.43 \cdot (w - w_0)} \quad (2.120)$$

e

$$k_{1w} = k_{1w_0} \cdot e^{-0.43 \cdot (w - w_0)} \quad (2.121)$$

Onde:

MR_w = módulo de resiliência na umidade que se deseja avaliar; MR_{w0} = módulo de resiliência na umidade ótima e massa específica seca máxima; w = teor de umidade em que se deseja avaliar MR ; w_0 = umidade ótima; k_{1w} = valor do parâmetro k_1 do modelo composto na umidade que se deseja avaliar; k_{1w_0} = valor do parâmetro k_1 do modelo composto na umidade ótima e massa específica seca máxima; w = teor de umidade em que se deseja avaliar MR ; w_0 = umidade ótima.

$$k_1 = -3371 + 20,60 \cdot LP - 371,90 \cdot P_{200} + 384,99 \cdot P_{argila} + 387,76 \cdot Psilte + 1648,05 \cdot \rho_{dmax} \quad (2.122)$$

$$k_3 = 0,37 - 0,0066 \cdot LP - 0,0026 \cdot Psilte \quad (2.123)$$

$$k_1 = -4396 + 4,24 \cdot E_0 - 840,56 \cdot RCS + 21,26 \cdot LP + 492,54 \cdot Psilte + 489,05 \cdot P_{argila} - 474,03 \cdot P_{200} + 2177,14 \cdot \rho_{dmax} \quad (2.124)$$

Onde:

K_1 = parâmetro de regressão do modelo composto; E_0 = módulo tangente inicial (MPa); RCS = resistência à compressão simples (MPa); LP e IP = respectivamente, limite de plasticidade e índice de plasticidade (%); $Psilte$, $Pargila$,

P_{200} = respectivamente, teores de silte, argila e finos (%); ρ_{dmax} = massa específica seca máximo (g/cm^3).

Ressalta-se que este estudo foi realizado com solos do Estado de São Paulo.

Modelo de Gupta et al. (2007)

Os autores propuseram a seguinte expressão para o modelo de previsão de MR baseado em medidas de sucção do solo (ψ).

$$MR(kPa) = -54105 + 57898 \cdot \log(\psi), R^2=0,76 \quad (2.125)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (kPa); ψ = sucção do solo (kPa). Esta equação é válida para solos do tipo coesivos testados nesta pesquisa e para tensão total (bulk stress) de 83 kPa e tensão de cisalhamento octaédrica de 19,3 kPa .

2.2.6 Estimativa de valores de módulo *in situ* a partir de ensaios deflectométricos

Von Quintus e Killingsworth (1998) relataram que as relações entre módulos de laboratório e FWD variaram de 0,1 a 3,5 com base no banco de dados do programa *LTPP*.

Siekmeier et al. (1999) e Siekmeier (2002) sugeriram que os módulos retroanalizados a partir do FWD são comparáveis com os módulos de resiliência a partir de medições de laboratório em tensões normais octaédricas baixas.

Ping et al. (2002) sugeriu que o E_{FWD} retroanalizado é de aproximadamente 1,65 vezes maior que os valores de laboratório.

Rahim & George (10) relataram que os módulos medidos a partir de testes FWD diretamente conduzidas no subleito foram menores e mais próximos aos valores medidos em laboratório que aqueles determinados a partir de testes realizados na

superfície do pavimento. Além disso, foi sugerido que a razão de valores de módulos *FWD* retroanalizados e de laboratório variou de 0,85 a 2,0; com um valor médio de 1,4. No geral, Rahim e George (10) reconheceram a necessidade de rever o fator atual de 0,33 aplicado em módulos retroanalizados *FWD* para determinar os módulos de laboratório porque os resultados de sua pesquisa mostraram menores variações entre módulos medidos e previstos.

Choubane & McNamara (2000) sugeriram que as deflexões do pavimento medidas a uma distância de 36 pol. do ponto de aplicação de carga são apropriadas para a determinação dos módulos de subleito. Com base em 300 testes de campo *FWD* realizadas no estado da Flórida, Choubane e McNamara propuseram a equação a seguir para retroanalisar os módulos *FWD* utilizados para estimar o *MR* dos solos do subleito. Esta equação será referida como a equação Florida aqui.

$$E_{FWD} = 0,03764 \cdot \left(\frac{P}{d_r}\right)^{0,898} \quad (2.126)$$

Onde:

E_{FWD} = módulo de resiliência do subleito retroanalizado a partir do ensaio *FWD* (psi);
 P = carga aplicada (lbf); d_r = deflexão do pavimento medida a uma distância radial r de 36 pol. (90 cm).

Malla & Joshi (2006), também realizaram um estudo para correlacionar os valores de *MR* medidos em laboratório e os e os módulos *FWD* retroanalizados sobre a base da base de dados *LTPP*. O módulo foi *FWD* retroanalizado usando software *MODCOMP* 4.2. Os pesquisadores observaram que os valores de módulo de resiliência retroanalizados foram maiores do que os valores de *MR* de laboratório realizados para o mesmo local de teste. No entanto, não existe nenhuma relação clara entre os dois valores, que foram atribuídos para a diferença de anos dos ensaios de *FWD* e da coleta e ensaios das amostras de laboratório.

Nazzal & Mohammad (2010) realizaram testes de campo em seções de 10 projetos de pavimentação no interior do estado de Louisiana (*EUA*). As seções testadas cobriram os tipos de solo de subleito mais comuns encontrados em Louisiana (solos classificação A-4, A-6, A-7-5 e A-7-6).

Tabela 2.18 – Propriedades dos solos incluídos no estudo de Nazzal & Mohammad (2010)

Propriedade	Intervalo solos A-4	Intervalo solos A-6	Intervalo solos A-7-5	Intervalo solos A-7-6
Mr, lab. (ksi)	6-8	2-14	2-14	1-11
IP (%)	<6	11-23	27-61	15-66
γ_d (pcf)	100-107	94-115	77-103	62-112
w (%)	21-25	9-29	21-37	18-65
LL (%)	28	27-40	46-98	41-93
Areia (%)	7	11-35	4-28	2-32
Silte (%)	70	30-72	9-62	14-58
Argila (%)	23	8-32	27-86	32-84
%Passante na #200 (%)	93	65-89	72-96	68-98

Nota: *Mr, lab* = *MR* medido em laboratório, *IP* = índice de plasticidade, *w* = umidade, *LL* = limite de liquidez, *silte* = percentual de silte, *argila* = percentual de argila, γ_d = peso específico seco.

Ensaio de módulo de laboratório foram conduzidos no equipamento triaxial de carga repetida. Para comparar as medidas de módulos *in situ* com as medidas de *MR* de laboratório, valores de *MR* representativos de campo foram inicialmente determinados. Isso foi feito através da realização de uma análise de regressão linear com os dados de cada teste *RLT* para determinar os parâmetros *MR* do modelo constitutivo generalizado que foi adotado pelo M-E PDG e mostrado na Equação 3.

Os parâmetros obtidos foram então utilizados para calcular o *MR* com uma tensão de desvio, de 6 *psi* (42 *kPa*) e uma pressão de confinamento de 2 *psi* (14 *kPa*), que é uma estimativa do estado de tensões encontrado na camada de subleito sob carga de tráfego, utilizando o modelo MRI3-6.

Os autores propõem a seguinte equação para determinação dos valores de módulo *in situ*, com base nas propriedades físicas dos solos:

$$Mr = -2,24 + 0,46 \cdot E_{FWD} - 1,64 \cdot \left[\frac{w - w_{omc}}{w_{omc}} \right] - 0,00098 \cdot \left[\frac{w \cdot \gamma_d \cdot \text{clay}\%}{\text{silt}\%} \right] + 0,107 \cdot w$$

(2.127)

Onde:

w = umidade *in situ*; w_{omc} = umidade ótima (%); γ_d = peso específico aparente seco *in situ* (psf); $clay\%$ = percentual de argila no solo (%), $silt\%$ = percentual de silte no solo (%).

Os autores verificaram que a relação E_{FWD} / MR variou entre 0,51 e 8,1 para os 10 solos de subleito testados. Esta proporção foi maior para valores de MR mais baixos e, portanto, solos do subleito mais fracos. Os autores relataram que a relação E_{FWD} / MR foi significativamente afetada pelo método de retroanálise e que, em geral, o método do software *ELMOD* 5.1 apresentou valores de razões significativamente menores que os outros métodos. Também verificaram que entre todos os módulos *FWD* retroanalizados, aqueles usando software *ELMOD* 5.1.69 tiveram a melhor correlação com o MR medido em laboratório através de testes triaxiais de carga repetida.

Zhang & Sun (2003) estabeleceram um procedimento para obter o módulo de resiliência do subleito através da teoria do ponto inerte. Os autores geraram 1280 bacias de deflexões (carga de 50 *kN* e raio de 15 *cm*) para pavimentos com alturas entre 25 a 60 *cm* e módulos de subleito entre 25 e 100 *MPa* que pudessem ser encontrados em situações reais. Utilizando regressão não linear multivariável, os autores apresentaram os seguintes modelos matemáticos a partir dos dados de ensaio com *FWD*:

$$R = \left[a_1 + a_2 \cdot \left(\frac{H}{E_0} \right)^{a_3} \right] \cdot H^b \cdot E_0^c \quad (2.128)$$

$$Dc = \left[x_1 + x_2 \cdot \left(\frac{H}{E_0} \right)^{x_3} \right] \cdot H^y \cdot E_0^z \quad (2.129)$$

Onde: R = raio de curvatura da bacia deflectométrica (*m*); Dc = deflexão característica do pavimento (0,01 *mm*); H = altura do pavimento (*cm*); E_0 = módulo do subleito (*MPa*); $a_1, a_2, a_3, b, c, x_1, x_2, x_3, y, z$ são parâmetros de regressão conforme tabela.

Tabela 2.19 – Constantes do modelo para R (Zhang e Sun, 2004)

H (cm)	a_1	a_2	a_3	b	c
< 42,5	-87,15	106,4	0,0784	0,4616	0,1464
> 42,5	68,31	100,0	0,2143	0,0909	0,3990

Tabela 2.20 – Constantes do modelo para D_c (Zhang e Sun, 2004)

H (cm)	x_1	x_2	x_3	y	z
< 42,5	10,56	78,42	1,182	-1,958	0,3171
> 42,5	9,86	47,13	1,448	-1,993	0,4595

De acordo com Pereira (2007), o algoritmo convergente de Zhang e Sun baseado na posição do ponto inerte para retroanalisar o subleito de pavimentos com três camadas, é descrito pelos seguintes passos:

- Passo 1 – obter H , $H = h_1 + h_2$ (onde h_1 é a espessura do revestimento e h_2 a espessura da base).
- Passo 2 – fornecer as deflexões medidas e suas respectivas distâncias de aplicação de carga. Ajustar um valor superior para o módulo resiliente do subleito E_{0u} , um valor inferior E_{0i} e um valor inicial E_0 . Selecionar o critério de convergência (ε) e contar $k=0$.
- Passo 3 – Calcular os parâmetros RC e D_c do ponto inerte com a altura e o valor inicial de E_0 através das expressões acima.
- Passo 4 – Calcular a deflexão medidas (D_m) na posição RC baseado nos dados de deflexões medidas.
- Passo 5 – Comparar a deflexão calculada (D_c) com a deflexão medida (D_m).
- Se $(D_c - D_m) < \varepsilon$, ir para o Passo 6;
- Se $D_c > D_m$, ajustar $E_{0u} = E_0$ e $E_0 = [(E_0 + E_{0i})/2]$;
- Ou se $D_c < D_m$, ajustar $E_{0i} = E_0$ e $E_0 = [(E_0 + E_{0u})/2]$, ajustar $k=k+1$ e retornar ao Passo 3.
- Passo 6 – parada, $E_0^* = [(E_{0u} + E_{0i})/2]$.

Pereira (2007) propôs uma readaptação das constantes das expressões de Zhang & Sun (2003) utilizando o carregamento do eixo padrão (8,2 tf) em 19.654 bacias teóricas de deflexões obtidas com o programa *Elsym-5*. Utilizou os seguintes parâmetros:

- Carga aplicada: eixo padrão de 8,2 tf (2,05 tf por roda com um raio de 10,75 cm);
- Espessura de pavimento: 120 a 90 cm, com variações de 5 em 5 cm;
- Módulo de resiliência da camada equivalente: 200 a 2000 MPa com variações de 50 em 50 MPa;
- Módulo de resiliência do subleito: 20 a 200 MPa com variações de 5 em 5 MPa;

- Coeficiente de Poisson do subleito: 0,45;
- Coeficiente de Poisson da camada equivalente*: 0,30;

Obs.: * camada equivalente foi definida pelo autor como o conjunto das camadas do pavimento sobre o subleito, com altura total H e um único módulo de resiliência equivalente proporcional à rigidez do conjunto.

O autor obteve as seguintes equações:

$$R_c = \left[-104,057 + 114,777 \cdot \left(\frac{H}{E_0} \right)^{0,0158} \right] \cdot H^{0,811} \cdot E_0^{-0,171} \quad (2.130)$$

$$D_c = \left[11855,85 + 436,84 \cdot \left(\frac{H}{E_0} \right)^{0,0033} \right] \cdot H^{-0,976} \cdot E_0^{-0,693} \quad (2.131)$$

O autor ainda apresenta a equação para obtenção do módulo da camada equivalente do pavimento:

$$\log(Meq) = \frac{\log(D_0) + 2,526 \cdot \log(H) + 2,881 \cdot \log(S) - 7,289 - 1,623 \cdot [\log(H) \cdot \log(S)]}{0,58 \cdot \log(S) + 0,443 \cdot \log(H) - 0,878 - 0,434 \cdot [\log(H) \cdot \log(S)]} \quad (2.132)$$

Noureldin (1993) propôs um procedimento para determinar o módulo resiliente do subleito (E_{sg}) através da seguinte expressão:

$$E_{sg} = \frac{2,149}{r_x \cdot D_x} \quad (2.133)$$

Onde: r_x = distância do geofone mais externo em polegadas; D_x = deflexão de geofones mais externo em polegadas; E_{sg} = módulo de resiliência do subleito (psi).

O autor ainda apresenta procedimento para obter o módulo equivalente e a espessura total efetiva do pavimento:

$$E_p = \frac{716 - \frac{2,149}{r_x}}{D_0 - D_x} \quad (2.134)$$

$$T_x = \left[\frac{D_0 - D_x}{D_x \cdot \left(\frac{r_x}{3} - 1 \right)} \right]^{\frac{1}{3}} \cdot \left(4 \cdot r_x^2 - 36 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.135)$$

Onde: r_x = distância do geofone mais externo em polegadas; D_x = deflexão de geofones mais externo em polegadas; Esg = módulo de resiliência do subleito (psi).

Repetindo-se as equações apresentadas para $D1$ a $D5$ e raio variando entre $r1$ e $r5$, obtém-se um gráfico como o ilustrado a seguir para determinação dos respectivos módulos efetivos do subleito e do pavimento a partir da espessura total do pavimento. Nos casos em que não se conhece a espessura total do pavimento, utiliza-se o maior produto entre os dados ($r_x \times D_x$) existentes.

Figura 2.15: Gráfico para determinação dos módulos efetivos do subleito e pavimento de acordo com o procedimento de Noureldin (1993)

Albernaz (1994) realizou uma adaptação no método original de Noureldin, adaptando-o para os resultados de um ensaio com Viga Benkelman. As equações apresentadas a seguir ilustram a obtenção do módulo de resiliência do subleito, o módulo equivalente do pavimento (Ep) e o espessura total efetiva (Tx), respectivamente.

$$Esg = \frac{21,193}{r_x \cdot D_x} \quad (2.136)$$

$$Ep = \frac{142 - \frac{1,193}{r_x}}{D_0 - D_x} \quad (2.137)$$

$$Tx = 1,364 \cdot \left[\frac{D_0 - D_x}{D_x \cdot \left(\frac{r_x}{3,3} - 2,54 \right)} \right]^{\frac{1}{3}} \cdot \left(4 \cdot r_x^2 - 282,3 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.138)$$

2.3 Análise crítica da revisão bibliográfica

Com base na pesquisa realizada, verificou-se que muitos modelos foram desenvolvidos levando-se em conta principalmente dois aspectos: (i) a determinação do módulo de resiliência para condições de umidade ótima de compactação a partir de parâmetros obtidos em ensaios de laboratório (granulometria, peso específico aparente seco, *CBR* entre outros) e (ii) a variação dos valores de módulo de resiliência dos materiais que pode ocorrer em campo, especialmente por conta do efeito de mudanças no grau de saturação dos solos de subleito.

Pouco se fez no intuito de calibrar os modelos obtidos ou mesmo estabelecer novos modelos para o caso de solos tropicais, por exemplo, solos abundantemente utilizados em fundações de pavimentos brasileiros. Fato este que restringe a aplicação de modelos e softwares empíricos-mecanísticos como é o caso do *MEPDG* (*AASHTO/2002*). Pouco também se sabe do dano real causado pela repetição dos ciclos de saturação e secagem a que estão expostos os solos de subleito em serviço.

Ainda, dentre as referências bibliográficas encontradas, poucos estudos se preocuparam em verificar, quantificar e definir os principais agentes causadores das variações de comportamento mecânico que de fato ocorrem no campo. Algumas perguntas são recorrentes tais como:

- Quais os níveis de tensões de confinamento e tensões desvio devem ser utilizados como referência para adoção do valor do módulo representativo no dimensionamento e por quê? Este parâmetro é único ou depende de outros fatores?
- Os valores de módulo de resiliência retroanalizados a partir de um determinado deflectômetro instalado, por exemplo, a 120 *cm* do ponto de aplicação de carga, pode sofrer influência da espessura total do pavimento asfáltico? Pode sofrer algum outro tipo de influência (tipos e espessuras de materiais de base e revestimento, por exemplo)? Há como estabelecer um fator de correção? O que realmente importa, para um bom desempenho estrutural, a resposta mecânica do conjunto da infraestrutura ou a resposta do subleito em separado?

- O comportamento mecânico dos solos do subleito é influenciado pelo tipo de seção (corte, aterro ou mista) de terraplenagem? Esta influência é importante?
- Como modelar o comportamento mecânico do subleito em função de índices pluviométricos? Qual ou quais os melhores índices a serem utilizados para estes fins? Como quantificar o benefício dos sistemas de drenagem atuantes nas respostas resilientes dos subleitos?
- Todos os tipos de solos de subleito quando retroanalizados a partir dos dados *FWD* e o uso da equação da *AASHTO/93* e/ou programas de retroanálise (BAKFAA, entre outros) devem ser passíveis de aplicação de fator de correção, tal como propõe a *AASHTO/93* ($C_{máx}=0,33$)? Este número é fixo ou depende de alguma variável do processo?
- Como quantificar e modelar a influência dos diversos ciclos de saturação e secagem dos solos? A repetição destes ciclos pode ocasionar algum tipo de fragilização nos materiais?
- Entre outras.

Assim, o presente trabalho procurou responder a algumas das questões colocadas acima, com o objetivo de investigar e propor respostas e tratamentos adequados a algumas das questões apresentadas, analisando os dados disponíveis de campo e de laboratório.

3 ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO – ESTUDO DE CASO DE UMA RODOVIA FEDERAL

O presente estudo de caso foi realizado com o objetivo de coletar dados de ensaios de campo e laboratório para verificar correlações entre índices físicos e mecânicos dos solos, verificar variações no comportamento mecânico dos subleitos por ação da água ou outros fatores, e verificar eventuais reflexos dos diferentes comportamentos mecânicos no desempenho da estrutura de pavimento como um todo. Para realização da pesquisa, foram realizados poços de inspeção no pavimento existente de uma rodovia federal concessionada, onde foram realizados ensaios *in situ*: umidade, peso específico aparente seco e deflexão com *LWD – Light Weight Deflectometer*. Também foram coletadas amostras dos materiais do subleito para realização de ensaios de laboratório: granulometria, limites de *Atterberg* (*LL* e *LP*), classificação *MCT*, compactação, *CBR*, e módulo de resiliência de laboratório.

A Figura 3.1 a seguir apresenta o fluxograma idealizado para determinação dos pontos de análise e Figura 3.2 ilustra o fluxograma para realização dos procedimentos de campo.

Figura 3.1: Fluxograma idealizado para determinação dos locais a sondar

Figura 3.2: Fluxograma dos procedimentos de campo para coleta de amostras ensaios “in situ”

No caso do presente estudo de caso, não se dispunham dos dados históricos do pavimento por se tratar de rodovia antiga, pavimentada nos anos 50, com diferentes manutenções, alargamentos e duplicações. Deve se ressaltar que grande parte das rodovias brasileiras não possuem dados sobre os pavimentos ou As Built. Assim sendo, para o início dos estudos partiu-se da etapa de coleta de dados de monitoramento. Mais adiante serão dados mais detalhes das etapas que configuraram o presente estudo de caso.

3.1 Procedimento adotado para seleção dos pontos de análise

Foram estudados os resultados de monitoração da rodovia em estudo para a seleção de locais em potencial de análise.

Com base na avaliação estrutural do pavimento com o equipamento *FWD – Falling Weight Deflectometer*, constatou-se que existe grande heterogeneidade de comportamento dos indicadores estruturais ao longo de todo o segmento estudado

($D0$ – deflexão máxima; $D120$ – deflexão a 120cm de distância do ponto de aplicação de carga; RC – Raio de curvatura). Assim sendo, buscaram-se por classificações que conseguissem agrupar o comportamento mecânico da estrutura do pavimento, bem como do subleito, de modo que se possa realizar uma amostragem bem equilibrada, abordando os diferentes “grupos” observados. Identificou-se na literatura correlata o indicador “parâmetro *AREA*” como sendo um bom indicador da rigidez global da estrutura.

O parâmetro *AREA* (ou $AREA/D0$) é definido pelo guia de dimensionamento da *AASHTO* de 1993, e foi originalmente concebido para a avaliação de pavimentos rígidos e retroanálise dos valores de módulo de reação do subleito (k -value) e de módulo de elasticidade do concreto (E_{pcc}). Sua medida equivale à largura virtual que, multiplicada pelo valor da deflexão máxima, resulte na área aproximada da bacia deflectométrica. A expressão para cálculo é a seguinte:

$$AREA = 15 \cdot \left[1 + 2 \cdot \frac{D_{30}}{D_0} + 2 \cdot \frac{D_{60}}{D_0} + \frac{D_{90}}{D_0} \right] \quad (3.1)$$

Onde:

AREA = parâmetro *AREA*, cm; $D0$, $D30$, $D60$ e $D90$ = Deflexões às distâncias 0, 30, 60 e 90 cm respectivamente, do ponto de aplicação da carga, em 0,01 mm.

O valor numérico máximo que o parâmetro área pode atingir é aproximadamente 90 cm e isso ocorrerá quando as medidas de deflexões $D0$, $D30$, $D60$ e $D90$ forem iguais, embora na prática isto não aconteça, mas matematicamente é o limite. As quatro deflexões iguais ou aproximadamente idênticas numericamente indicam uma estrutura extremamente rígida, semelhante à dos pavimentos de concreto de cimento Portland ou pavimentos asfálticos espessos e de elevado módulo de resiliência.

O mínimo valor do parâmetro área é da ordem de 28 cm e corresponde ao valor determinado para um sistema elástico constituído de apenas uma camada. Isto pode ocorrer quando se efetua o levantamento deflectométrico sobre o topo do subleito, ou seja, analisa-se um semi-espaco infinito. A Tabela 3.1 ilustra a faixa de valores do parâmetro *AREA* para alguns tipos de pavimentos segundo o *WSDOT* (2005).

O segundo critério utilizado será o módulo de resiliência do subleito retroanalizado a partir do valor de $D120$ – deflexão medida a 120 cm do centro de aplicação de carga, conforme definido no manual da *AASHTO/93* pela equação apresentada a seguir.

$$Mr = C \cdot \left(\frac{0,24 \cdot P}{d_r \cdot r} \right) \quad (3.2)$$

Onde:

C = fator de correção do módulo de resiliência do subleito (0,33); MR = módulo de resiliência do subleito retroanalizado (psi); P = carga aplicada, libras; dr = deflexão medida a uma distância radial r ($pol.$); r = distância radial em que é realizada a medida ($pol.$).

Ressalta-se que foi escolhido o valor da deflexão a 120 cm ($D120$) para o cômputo dos valores dos módulos de subleito por retroanálise por se tratar de ser o geofones mais afastado do ponto de aplicação de carga nos ensaios realizados com *FWD*.

Tabela 3.1: Faixas de valores do parâmetro AREA segundo WSDOT (2005)

Tipo de Pavimento	Parâmetro
	AREA (cm)
Pavimento de Concreto - CCP	60 - 90
Asfálticos espessos – Revestimento em CA > 12cm	55 - 75
Asfálticos delgados	40 - 55
Flexíveis "fracos"	28 - 40

Ainda será utilizado um terceiro indicador para diferenciar a condição estrutural do pavimento nos locais a serem amostrados, o raio de curvatura (RC). A expressão de cálculo utilizada para a determinação do raio de curvatura é aquela preconizada pelo DNIT em seu Método de Ensaio DNER-ME-024/94.

O raio de curvatura é um parâmetro indicativo do arqueamento da bacia de deformações na sua porção mais crítica, em geral considerada a 25 cm do centro da

carga. A norma DNER PRO11/79, que preconiza procedimentos de cálculo de reforço estrutural para reabilitação de pavimentos asfálticos, estabelece que raios de curvaturas baixos (menores que 100 m) indicam condições estruturais críticas da estrutura do pavimento, no caso de pavimentos asfálticos flexíveis.

O cálculo do raio de curvatura em metros é realizado através da expressão indicada a seguir.

$$R_c = \frac{6250}{2 \times (D_0 - D_{25})} \quad (3.3)$$

Onde:

D_0 = Deslocamento vertical recuperável no ponto de aplicação de carga (em $10^{-2} mm$);

D_{25} = Deslocamento vertical recuperável distante 25 cm do ponto de aplicação de carga (em $10^{-2} mm$).

Com base na metodologia apresentada, propôs-se inicialmente, para o presente estudo, o plano de amostragem apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Plano de amostragem inicialmente proposto

Classificação Parâmetro AREA (WSDOT, 2005)	Intervalo do parâmetro AREA (cm) (WSDOT, 2005)	Classificação Subleito	Intervalo de Esl, retro (MPa)	Intervalo de Rc (m)	Quantidade de Amostras		
Flexível fraco	28 - 40	Fraco	10 - 50	20 - 200	1		
				200 - 600	1		
				600 - 5000	1		
		Mediano	50 - 150	20 - 5000	-		
				Forte	150 - 500	20 - 100	1
						100 - 500	1
		500 - 2000	1				
		Asfáltico delgado	40 - 55	Fraco	10 - 50	20 - 200	1
						200 - 600	1
600 - 5000	1						
Mediano	50 - 150			20 - 2000	-		
				Forte	150 - 500	20 - 200	1
						200 - 600	1
600 - 5000	1						
Asfáltico espesso	55 - 75			Fraco	10 - 50	20 - 200	1
						200 - 600	1
		600 - 5000	1				
		Mediano	50 - 150	20 - 2000	-		
				Forte	150 - 500	20 - 200	1
						200 - 600	1
		600 - 5000	1				
		Total					18

*Esl,retro: Módulo de resiliência do subleito no momento em que se mediu a bacia de deflexão, obtido por retroanálise

Importante observar que se priorizou a coleta de amostras de subleitos fracos e fortes (extremos) para poder analisar se esta característica é ou não relevante no comportamento estrutural dos pavimentos e também para se investigar as causas de tais variações de comportamento na infraestrutura.

3.2 Seleção de pontos e localização dos poços de inspeção realizados

No presente estudo de caso, não se dispunham dos dados históricos do pavimento, como já citado anteriormente. Assim sendo, partiram-se dos dados de levantamento deflectométrico, procurando-se priorizar os subleitos de comportamento forte e fraco (extremos), tal como apresentado na Tabela 3.2.

No momento da seleção dos pontos de acordo com a metodologia proposta na Tabela 3.2, verificou-se que algumas das situações idealizadas para coleta não foram encontradas no campo.

Desta maneira, derivou-se para uma classificação mais simples, conforme apresentado na tabela a seguir.

Tabela 3.3: Classificação adotada para o plano de amostragem dos estudos

Módulo do Subleito (MPa)		Raio de Curvatura (m)		Classificação
Mín.	Máx.	Mín.	Máx.	
10	50	20	200	1
		200	600	2
		600	5.000	3
50	150	20	200	4
		200	600	5
		600	5.000	6
150	500	20	200	7
		200	600	8
		600	5.000	9

Os dados dos locais selecionados, com base no critério ilustrado acima, são apresentados na Tabela 3.4 a seguir. As deflexões de campo foram previamente corrigidas (normalizadas) para a carga padrão do ensaio de 4.200 kgf.

Tabela 3.4 Locais selecionados para os ensaios de acordo com o plano de amostragem adotado nos estudos

km	PISTA	Deflexões corrigidas (carga) (0,01mm)							Indicadores				
		D0	D20	D30	D45	D60	D90	D120	R (m)	D0-D45 (0,01 mm)	Área/ D0 (cm)	Esl,retro (MPa)	Classif.
402	NORTE	19	15	13	13	12	10	8	665	6	63	35,0	3
405	NORTE	40	26	18	10	7	5	4	173	30	36	66,9	4
413	NORTE	40	30	24	20	13	9	6	253	20	47	43,3	2
418	NORTE	49	34	27	16	12	8	5	165	33	41	52,6	4
423	NORTE	16	14	13	12	11	9	7	1.163	4	67	37,8	3
429	NORTE	78	57	42	31	20	13	8	113	47	41	31,3	1
431	NORTE	43	30	22	15	9	5	3	187	28	39	90,7	4
434	NORTE	68	53	42	31	19	11	7	156	37	45	39,9	1
456	NORTE	19	13	10	7	5	4	3	432	11	43	88,4	5
460	NORTE	13	9	6	4	3	2	1	595	9	37	215,2	8
521	NORTE	17	8	5	3	2	2	1	283	14	29	182,7	8
523	NORTE	5	2	2	1	1	1	1	1.074	3	35	422,9	9
477	SUL	39	28	18	11	6	3	2	190	28	34	116,9	4
482	SUL	9	7	6	5	5	4	4	1.257	4	60	70,9	6
492	SUL	7	5	4	4	4	3	2	1.324	3	55	164,0	9

Com base no critério acima, os poços de inspeção (PIs) foram realizados no pavimento existente da rodovia federal em estudo, a BR 116, denominada neste trecho de Rodovia Régis Bittencourt, entre os municípios de Miracatu e Barra do Turvo no estado de São Paulo. A Figura 3.3 a seguir apresenta a localização dos pontos de sondagens (poços de inspeção no pavimento existente) e a Figura 3.4 apresenta o mapeamento geológico dos locais sondados.

Figura 3.3: Localização dos poços de inspeção realizados em pavimento da rodovia federal em estudo

Figura 3.4: Mapeamento Geológico da região onde foram realizados os poços de inspeção

Figura 3.5: Legenda para o mapa geológico da **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

Maiores detalhes de localização de cada ponto são apresentados no ANEXO A – RESULTADOS INDIVIDUAIS DAS SONDAGENS E ENSAIOS – ESTUDO DE CASO DE UMA RODOVIA FEDERAL.

3.3 Procedimento de abertura dos poços de inspeção

O procedimento estabelecido para abertura dos poços de inspeção, realização de ensaios *in situ* e coleta de amostras para ensaios de laboratório é apresentado na sequência.

Procedimentos de campo:

- a) Realizar o fechamento da faixa externa de rolamento na área de interferência do ponto de coleta e sinalizar adequadamente o desvio do tráfego.
- b) Fazer o registro fotográfico de todas as etapas do trabalho.
- c) Realizar a demarcação, com giz branco, do local de corte para retirada das amostras em placa e cilíndricas. A demarcação deverá ser realizada na faixa de rolamento externa da rodovia no quilômetro exato programado, conforme indicações da Figura 3.6. No pavimento a ser inspecionado, deverão anotados com giz, o marco quilométrico da via, e a numeração das placas, previamente ao início do registro fotográfico. O poço deverá ter medida aproximada de 0,60x0,90m (ver Figura 3.6). As placas devem ter medida aproximada de 0,30x0,60m (ver Figura 3.6).
- d) Realizar sondagem com equipamento de corte rotativo, com diâmetro de 4", imediatamente ao lado da demarcação da janela de inspeção, para coleta das amostras cilíndricas dos materiais do pavimento. A profundidade total de descida da sonda rotativa deve ultrapassar em 5 *cm* a espessura da camada a ser extraída, garantindo-se que não ocorra quebra da amostra em ponto intermediário da camada (total de 10 amostras).
- e) Realizar corte vertical da camada de revestimento com utilização de equipamento de corte adequado que não danifique o material, para retirada deste em formato de placa (3 placas de 0,30x0,60m). Armazenar adequadamente o material para ensaio laboratorial.

- f) Após a retirada de cada camada, posicionar na janela de inspeção, trena para medição das espessuras das camadas e registrar com câmera fotográfica, conforme descrito no item 2.
- g) A depender do tipo de material encontrado na camada subjacente, realizar os ensaios e coletas respectivos, conforme indicado na Tabela 3.5.
- h) Em todas as camadas granulares, compostas por materiais pétreos, estabilizados ou solos de reforço e subleito, deverá ser realizado ensaio com *LWD*.
- i) Proceder ao fechamento do poço, com reposição dos materiais, recompactação e fechamento com material asfáltico.
- j) Embalar e identificar corretamente as amostras coletadas de cada camada do pavimento inspecionado.

Figura 3.6: Diretrizes para abertura dos poços de inspeção e coleta de amostras da pista

Tabela 3.5: Diretrizes para coleta de amostras para ensaios de laboratório

Material	Procedimento de Campo / Ensaio "in situ"	Tipo de amostra	Ensaio de Laboratório
Materiais pétreos, estabilizados ou solos de reforço/subleito	Registro fotográfico	-	-
	LWD (regularizar a camada)		
	Umidade natural - frigideira		
	Umidade natural (coleta para ensaio em estufa)		
	Densidade natural - funil e areia		
	Coleta de amostra	Deformada (>50kg)	granulometria
			índices físicos (LL e LP)
			compactação e CBR
			módulo de resiliência
			MCT (pastilha)

A Figura 3.7 exemplifica a sequência completa dos procedimentos realizados em campo em um dos locais programados para no presente estudo de caso. A legenda das etapas é apresentada na Tabela 3.6.

Figura 3.7: Sequência dos procedimentos de campo para realização do presente estudo de caso

Tabela 3.6: Legenda de descrição das etapas indicadas na Figura 3.7

Sequência	Descrição	Sequência	Descrição
(i)	Marcação para abertura das janelas	(viii)	Ensaio LWD da camada subjacente
(ii)	Corte das placas	(ix)	Ensaio de massa específica na camada subjacente
(iii)	Extração de corpos de prova	(x)	Placas e corpos de prova extraídos
(iv)	Ensaio LWD na camada de BGS	(xi)	Fechamento com a primeira camada de BGS
(v)	Limpeza da camada	(xii)	Fechamento final com CBUQ
(vi)	Ensaio de massa específica na camada de BGS	(xiii)	Trabalho concluído
(vii)	Coleta de amostras		

3.4 Estruturas de pavimento identificadas nos PIs

As estruturas identificadas na faixa externa de rolamento das pistas sul (quilometragem crescente) e norte (quilometragem decrescente) são apresentadas na Tabela 3.7 a seguir. Foram identificadas estruturas de pavimentos flexíveis convencionais, pavimentos semirrígidos e pavimentos flexíveis com base betuminosa. Ressalta-se que nos poços de inspeção dos km 477 (sul), km 521 (norte) e km 523 (norte) não foram coletadas amostras para ensaios de laboratório por dificuldades diversas na extração das amostras do subleito existente.

Tabela 3.7: Estruturas de pavimento identificadas

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
414	Sul	1	11,0	CA
		2	27,0	BASE BETUMINOSA
		3	40,0	SOLO-BRITA
		4	-	SL
477	Sul	1	15,0	CA
		2	25,0	BGS
		3	-	RACHÃO
482	Sul	1	13,0	CA
		2	52,0	BASE BETUMINOSA
		3	-	SL
492	Sul	1	14,0	CA
		2	40,0	BASE BETUMINOSA
		3	-	SL
402	Norte	1	13,0	CA
		2	19,0	BGTC
		3	16,0	BGS
		4	-	SL
405	Norte	1	14,0	CA
		2	26,0	BGS
		3	-	SL
418	Norte	1	14,0	CA
		2	10,0	RAP C/ EMULSÃO
		3	25,0	BGS
		4	-	SL
423	Norte	1	10,0	CA
		2	20,0	BGTC
		3	20,0	BGS
		4	-	SL
429	Norte	1	10,0	CA
		2	8,0	RAP C/ EMULSÃO
		3	22,0	BGS
		4	-	SL
431	Norte	1	13,0	CA
		2	18,0	BGTC
		3	11,0	BGS
		4	-	SL
434	Norte	1	13,0	CA
		2	10,0	CAM. CIMENTADA*
		3	18,0	BGS
		4	-	SL
456	Norte	1	12,0	CA
		2	7,0	BASE BETUMINOSA
		3	17,0	BGTC
		4	18,0	BGS
		5	-	SL
460	Norte	1	19,0	CA
		2	40,0	BGS
		3	-	SL
521	Norte	1	15,0	CA
		2	44,0	BASE BETUMINOSA
		3	-	SL
523	Norte	1	16,0	CA
		2	70,0	BASE BETUMINOSA
		3	-	SL

Onde: *CA* – concreto asfáltico; *BGS* – brita graduada simples; *RAP C/ EMULSÃO* – Mistura de agregado de concreto asfáltico reciclado e emulsão asfáltica; *BGTC* – brita graduada tratada com cimento; *SL* – subleito.

3.5 Resultados dos ensaios com *LWD* (*Light Weight Deflectometer*)

Na sequência da abertura dos poços de inspeção, foram realizados ensaios com *LWD* nas camadas de sub-base granulares e subleito. Os resultados são apresentados na Tabela 3.8 e Tabela 3.9 a seguir.

Tabela 3.8: Resultados dos ensaios de módulo obtidos com uso do equipamento *LWD*

km	PISTA	Material	Ponto	Ensaio	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^{-2} mm)				$E_{0, equip}$ (MPa)	$E_{0, calc}$ (MPa)			
					1	2	3	Média		1	2	3	Média
402	NORTE	SL	1	1	40	39	36	38	59	57	59	64	60
402	NORTE	SL	2	1	67	62	62	64	35	34	36	37	36
402	NORTE	SL	3	1	34	35	34	34	65	66	65	67	66
405	NORTE	SL	1	1	35	34	34	34	66	64	67	67	66
405	NORTE	SL	2	1	87	81	83	84	27	26	28	27	27
405	NORTE	SL	3	1	49	49	43	47	48	47	47	52	48
414	SUL	SL	1	1	62	51	48	54	42	36	45	47	43
414	SUL	SL	2	1	12,7	61	58	60	28	179	37	39	85
414	SUL	SL	3	1	12,0	62	57	59	28	189	37	40	88
418	NORTE	SL	1	1	39	38	36	38	60	58	60	63	60
418	NORTE	SL	1	2	43	35	32	36	62	53	66	70	63
418	NORTE	SL	2	1	35	34	32	34	67	65	67	71	68
418	NORTE	SL	2	2	31	30	30	30	74	73	75	76	75
418	NORTE	SL	3	1	88	97	91	92	24	26	23	25	25
418	NORTE	SL	3	2	92	93	93	92	24	25	24	24	25
423	NORTE	SL	1	1	71	70	71	71	32	32	33	32	32
423	NORTE	SL	1	2	66	67	63	65	35	34	34	36	35
423	NORTE	SL	2	1	80	89	95	88	26	29	26	24	26
423	NORTE	SL	2	2	97	95	97	96	23	23	24	23	24
423	NORTE	SL	3	1	73	74	75	74	31	31	31	30	31
423	NORTE	SL	3	2	77	88	86	84	27	29	26	26	27
429	NORTE	SL	1	1	25	25	25	25	91	91	93	91	91
429	NORTE	SL	1	2	24	23	23	23	97	96	99	98	97
429	NORTE	SL	2	1	33	33	33	33	68	68	70	69	69
429	NORTE	SL	2	2	31	31	30	31	73	73	74	75	74
429	NORTE	SL	3	1	29	29	29	29	77	78	78	77	78
429	NORTE	SL	3	2	28	28	28	28	80	81	80	80	81
431	NORTE	SL	1	1	35	35	30	33	66	65	66	75	69
431	NORTE	SL	2	1	34	34	30	33	67	66	67	77	70
431	NORTE	SL	3	1	34	33	30	32	76	67	70	77	71
434	NORTE	SL	1	1	46	43	42	44	52	49	53	54	52
434	NORTE	SL	2	1	38	40	39	39	58	60	57	59	59
434	NORTE	SL	3	1	50	39	39	42	53	45	59	59	54
456	NORTE	SL	1	1	22	19	31	24	106	104	119	73	98
456	NORTE	SL	2	1	21	18	24	21	123	107	123	96	109
456	NORTE	SL	3	1	21	18	20	19	90	109	130	114	117
460	NORTE	SL	1	1	70	69	72	70	36	32	33	31	32
460	NORTE	SL	2	1	63	61	60	61	41	36	37	38	37
460	NORTE	SL	3	1	65	66	63	65	38	35	34	36	35
482	SUL	SL	1	1	55	55	56	55	41	41	41	40	41
482	SUL	SL	2	1	47	45	41	45	51	48	50	55	51
482	SUL	SL	3	1	52	52	49	51	44	44	43	46	44
492	SUL	SL	1	1	13	14	13	13	169	172	168	171	170
492	SUL	SL	2	1	14	14	14	14	162	162	162	166	163
492	SUL	SL	3	1	15	15	14	15	154	156	150	159	155
521	SUL	SL	1	1	56	61	68	62	37	40	37	33	37
521	SUL	SL	2	1	87	100	83	90	25	26	23	27	25
521	SUL	SL	3	1	52	51	53	52	43	44	45	43	44

Tabela 3.9: Resultados dos ensaios de módulo obtidos com uso do equipamento *LWD*

km	PISTA	Material	Ponto	Ensaio	Leituras D0, LWD (10 ⁻² mm)				E0, equip (MPa)	E0, calc (MPa)			
					1	2	3	Média		1	2	3	Média
402	NORTE	BGS	1	1	67	67	63	66	34	34	34	36	35
402	NORTE	BGS	2	1	36	37	34	36	63	64	62	66	64
402	NORTE	BGS	3	1	49	51	52	51	44	46	44	44	45
405	NORTE	BGS	1	1	23	24	24	23	96	99	96	96	97
405	NORTE	BGS	2	1	28	28	28	28	80	80	82	80	81
405	NORTE	BGS	3	1	27	28	28	28	81	83	81	81	82
414	SUL	SB	1	1	19	16	16	17	132	118	140	145	134
414	SUL	SB	2	1	19	16	16	17	132	120	138	145	135
414	SUL	SB	3	1	22	27	24	24	67	105	85	94	95
414	SUL	SB	4	1	22	18	19	20	115	105	127	117	117
414	SUL	SB	5	1	24	19	17	20	111	94	117	130	114
414	SUL	SB	6	1	15	17	16	16	139	149	133	138	140
418	NORTE	BGS	1	1	30	34	44	36	63	75	67	52	65
418	NORTE	BGS	1	2	27	25	24	25	89	84	90	95	90
418	NORTE	BGS	2	1	47	83	47	59	38	48	27	49	41
418	NORTE	BGS	2	2	50	44	59	51	44	46	51	38	45
418	NORTE	BGS	3	1	28	28	27	28	82	82	81	85	83
418	NORTE	BGS	3	2	26	26	26	26	87	87	87	87	87
423	NORTE	BGS	1	1	32	33	32	32	69	71	69	70	70
423	NORTE	BGS	1	2	32	32	36	33	68	71	71	64	68
423	NORTE	BGS	2	1	47	48	45	47	48	48	47	51	49
423	NORTE	BGS	2	2	47	42	43	44	51	48	53	53	51
423	NORTE	BGS	3	1	36	30	30	32	71	64	76	75	72
423	NORTE	BGS	3	2	28	28	27	28	81	80	82	84	82
429	NORTE	BGS	1	1	34	39	38	37	59	67	58	60	62
429	NORTE	BGS	1	2	43	39	46	43	53	53	58	49	54
431	NORTE	BGS	1	1	73	76	61	70	33	31	30	37	33
431	NORTE	BGS	2	1	68	75	64	69	31	33	30	35	33
431	NORTE	BGS	3	1	64	71	61	65	36	35	32	37	35
434	NORTE	BGS	1	1	43	40	42	42	54	52	57	54	54
434	NORTE	BGS	2	1	116	110	103	110	20	19	21	22	21
434	NORTE	BGS	3	1	98	87	94	93	24	23	26	24	24
456	NORTE	BGS	1	1	66	49	30	48	30	35	46	75	52
456	NORTE	BGS	2	1	74	62	29	55	42	30	37	78	48
456	NORTE	BGS	3	1	83	49	38	57	69	27	46	60	44
460	NORTE	BGS	1	1	35	31	30	32	73	65	73	76	71
460	NORTE	BGS	2	1	27	27	27	27	83	84	84	84	84
460	NORTE	BGS	3	1	32	32	35	33	75	71	71	65	69
477	NORTE	BGS	1	1	38	38	34	37	61	59	60	67	62
477	NORTE	BGS	2	1	37	36	39	37	60	62	63	58	61
477	NORTE	BGS	3	1	30	29	30	29	77	76	79	77	77

Onde: $E0, equip$ = valor de módulo informado pelo equipamento; $E0, calc$ = valor de módulo calculado; *SB* = solo-brita e *BGS* = brita graduada simples.

O Valor de módulo calculado ($E0, calc$) foi obtido através da equação a seguir:

$$E_0 = \frac{A \cdot p \cdot r \cdot (1 - \mu^2)}{d_0} \quad (3.4)$$

Onde:

E_0 = módulo de elasticidade composto ou equivalente das camadas (MPa); A = fator de rigidez da placa (2 para placa flexível e $\pi/2$ para placa rígida); r = raio da placa (m); μ = coeficiente de Poisson do material; d_0 = deflexão máxima ou no ponto de aplicação de carga; p = pressão aplicada (força por unidade de área).

Para determinar o valor de módulo específico da camada superior ao subleito, utilizou-se o gráfico e sua respectiva equação propostos por Ferri (2013), conforme indicado na Figura 3.8 a seguir.

Figura 3.8: Determinação do Módulo da camada sobrejacente ao subleito em função da relação de deflexões e equipamento FWD ou LWD

Onde: E_{rsl} = módulo do reforço do subleito; H_{rsl} = espessura do reforço do subleito; E_{sl} = módulo do subleito; k = relação de deflexões (deflexão na camada de subleito dividido pela deflexão na camada de reforço do subleito).

A Figura 3.9 a seguir apresenta os valores de módulo de resiliência retroanalizados com uso do LWD para as camadas de sub-base granular e subleito.

Figura 3.9: Módulos retroanalizados com *LWD* (camadas de sub-base e subleito)

Pode-se observar que, em alguns casos, não se atingiu a camada de subleito, pois as espessuras de material de empréstimo na sub-base (ou reforço do subleito) eram muito expressivas. Em alguns casos, observou-se que a sub-base era de solo do próprio local, e denominou-se assim de subleito. Além disso, embora fosse expectativa de se encontrar materiais de sub-base com módulo de resiliência superiores aos do subleito, nem sempre esta realidade se confirmou; há várias situações onde a rigidez da camada de sub-base é menor que a do subleito devido à natureza dos materiais empregados, estado de compactação e de umidade.

3.6 Resumo dos resultados de ensaios de laboratório

Os resultados dos ensaios realizados bem como algumas tabelas e gráficos de análise estão apresentados no Anexo A do presente documento.

A Tabela 3.10 até Tabela 3.14 a seguir apresentam o resumo dos resultados dos ensaios de caracterização, classificação, compactação, resistência e módulo dos

materiais de subleito ensaios no decorrer desta pesquisa. A campanha 1 de sondagens indicada nas tabelas representa as amostras coletadas diretamente no subleito da rodovia, enquanto na campanha 2 buscou-se coletar novas amostras no terreno natural / faixa de domínio da rodovia, com o intuito de repetir os testes incrementando o universo amostral. No entanto, grande parte das amostras apresentou pouca semelhança com os materiais da primeira campanha. De toda maneira, as amostras coletadas na segunda campanha foram devidamente caracterizadas e ensaiadas para determinação de classificação *MCT* e módulo de resiliência de laboratório. Este fato demonstra a heterogeneidade dos materiais empregados e diferentes momentos de pavimentação e manutenção dos pavimentos da rodovia, tornando o estudo de grande complexidade.

Tabela 3.10: Resultados dos ensaios de campo (peso específico aparente seco, umidade e grau de saturação)

Amostras						Condição Campo			Saturação			
Cam- panha	Rodovia	km	Pista	Material	Amostra	ρ (g/cm ³)	w nat (%)	γ nat (g/cm ³)	γ_s	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	a	2,703	ND	ND	2,70	86,4	82,9	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	b	2,703	ND	ND	2,70	86,4	82,9	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	c	2,703	ND	ND	2,70	86,4	82,9	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	d	2,703	ND	ND	2,70	73,3	92,2	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	e	2,703	ND	ND	2,70	73,3	92,2	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	f	2,703	ND	ND	2,70	73,3	92,2	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	g	2,703	ND	ND	2,70	62,8	90,3	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	h	2,703	ND	ND	2,70	62,8	90,3	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	i	2,703	ND	ND	2,70	62,8	90,3	ND
1	BR-116	402,0	NORTE	Solo (Subleito)		ND	5,5	2,143	2,60	23,2	55,4	61,6
1	BR-116	405,0	NORTE	Solo (Subleito)		ND	4,0	2,074	2,60	20,4	89,3	51,1
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	a	ND	4,5	2,325	2,60	17,4	92,5	67,1
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	b	ND	4,5	2,325	2,60	17,4	92,5	67,1
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	c	ND	4,5	2,325	2,60	17,4	92,5	67,1
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	d	ND	4,5	2,325	2,60	17,4	92,5	67,1
1	BR-116	418,0	NORTE	Solo (Subleito)		ND	6,5	2,179	2,60	26,8	87,2	62,5
1	BR-116	423,0	NORTE	Solo (Subleito)		ND	4,3	2,416	2,60	23,2	91,8	47,6
1	BR-116	429,0	NORTE	Solo (Subleito)		ND	5,1	2,470	2,60	26,8	70,7	49,4
1	BR-116	431,0	NORTE	Solo (Subleito)		ND	7,9	2,107	2,60	25,0	82,3	82,2
1	BR-116	434,0	NORTE	Solo (Subleito)		ND	12,3	1,856	2,85	36,4	60,9	96,4
1	BR-116	456,0	NORTE	Solo (Subleito)		2,55	9,7	1,801	2,55	27,5	75,8	89,9
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	a	2,696	17,2	1,550	2,70	55,8	97,3	83,0
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	b	2,696	17,2	1,550	2,70	55,8	97,3	83,0
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		ND	ND	ND	2,70	80,8	67,8	ND
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	27,8	98,3	ND
2	BR-116	413,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	29,0	95,1	ND
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	71,7	65,2	ND
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	54,4	83,6	ND
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	27,4	82,6	ND
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela (Subleito)		ND	ND	ND	2,70	86,3	62,2	ND
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	59,9	89,0	ND
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	59,5	80,8	ND
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	69,7	88,8	ND
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo (Subleito)		ND	ND	ND	2,60	58,4	80,5	ND
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho (Subleito)		ND	ND	ND	2,70	55,2	81,2	ND

Tabela 3.11: Resultados dos ensaios de granulometria

Amostras						Granulometria - percentual passante (%)													
						50	38	25	19	12,5	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	
Cam- panha	Rodovia	km	Pista	Material	Amostra	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	a	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	b	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	c	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	d	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	e	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	f	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	g	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	h	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	i	100	100	100	100	100	100	100	99	90	83	79	ND	ND	
1	BR-116	402,0	NORTE	Solo (Subleito)		----- ND -----						92	83	56	ND	34	ND	ND	
1	BR-116	405,0	NORTE	Solo (Subleito)		100	100	87	82	77	72	60	47	23	15	12	ND	ND	
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	a	100	100	100	100	97	95	93	78	29	18	15	ND	ND	
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	b	100	100	100	100	97	95	93	78	29	18	15	ND	ND	
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	c	100	100	100	100	97	95	93	78	29	18	15	ND	ND	
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	d	100	100	100	100	97	95	93	78	29	18	15	ND	ND	
1	BR-116	418,0	NORTE	Solo (Subleito)		----- ND -----						83	72	37	ND	15	ND	ND	
1	BR-116	423,0	NORTE	Solo (Subleito)		----- ND -----						68	55	31	ND	15	ND	ND	
1	BR-116	429,0	NORTE	Solo (Subleito)		----- ND -----						92	83	56	ND	34	ND	ND	
1	BR-116	431,0	NORTE	Solo (Subleito)		100	100	100	100	97	94	84	70	28	20	16	ND	ND	
1	BR-116	434,0	NORTE	Solo (Subleito)		100	100	100	96	93	91	86	72	23	10	2	ND	ND	
1	BR-116	456,0	NORTE	Solo (Subleito)		100	100	100	99	97	95	87	79	55	39	31	ND	ND	
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	a	100	100	100	100	99	98	97	94	79	64	55	ND	ND	
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	b	100	100	100	100	99	98	97	94	79	64	55	ND	ND	
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		100	100	100	100	100	99	98	91	82	76	56	56	24	
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		100	99	99	93	89	79	63	34	25	20	14	14	3	
2	BR-116	413,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		100	100	99	98	96	91	76	43	33	28	18	18	6	
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		100	100	100	100	100	100	99	88	79	73	45	45	12	
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa (Subleito)		100	100	100	100	100	100	99	86	75	71	47	47	10	
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		100	99	95	92	89	81	67	41	32	26	22	22	8	
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela (Subleito)		100	100	100	100	100	100	100	90	83	80	77	77	67	
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa (Subleito)		100	100	100	100	100	100	99	80	70	65	43	43	11	
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado (Subleito)		100	100	100	100	100	100	99	92	77	61	38	38	4	
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela (Subleito)		100	100	100	100	100	100	99	87	75	68	43	43	15	
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo (Subleito)		100	100	100	100	100	100	98	93	80	64	38	38	4	
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho (Subleito)		100	100	100	100	100	100	98	95	92	86	58	58	17	

Tabela 3.12: Resultados dos ensaios de granulometria, limites de Atterberg, classificações *HRB* e *MCT*

Amostras						Granulometria					Class. HRB			
Cam_ panha	Rodovia	km	Pista	Material	Amostra	Materiais (%)					LL (%)	IP (%)	IG	HRB
						silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.				
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	a	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	b	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	c	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	d	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	e	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	f	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	g	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	h	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	i	79	11	10	1	-	53,0	15,6	15	A-7-5
1	BR-116	402,0	NORTE	Solo (Subleito)		34	22	27	9	8	0,0	0,0	0	A-2-4
1	BR-116	405,0	NORTE	Solo (Subleito)		12	11	24	14	40	20,1	4,4	0	A-1-b
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	a	15	14	49	15	7	0,0	0,0	0	A-1-b
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	b	15	14	49	15	7	0,0	0,0	0	A-1-b
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	c	15	14	49	15	7	0,0	0,0	0	A-1-b
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	d	15	14	49	15	7	0,0	0,0	0	A-1-b
1	BR-116	418,0	NORTE	Solo (Subleito)		15	22	35	11	17	0,0	0,0	0	A-1-b
1	BR-116	423,0	NORTE	Solo (Subleito)		15	16	24	13	32	0,0	0,0	0	A-1-b
1	BR-116	429,0	NORTE	Solo (Subleito)		34	22	27	9	8	19,0	19,0	2	A-2-6
1	BR-116	431,0	NORTE	Solo (Subleito)		16	12	42	14	16	23,5	8,2	0	A-2-4
1	BR-116	434,0	NORTE	Solo (Subleito)		2	21	49	14	14	20,0	3,6	0	A-1-b
1	BR-116	456,0	NORTE	Solo (Subleito)		31	24	24	9	13	27,0	9,0	0	A-2-4
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	a	55	24	15	3	3	44,0	15,7	7	A-7-6
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	b	55	24	15	3	3	44,0	15,7	7	A-7-6
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		56	26	10	7	2	63,7	26,7	14	A-7-5
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		14	11	10	29	37	0,0	0,0	0	A-1-b
2	BR-116	413,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		18	15	10	33	24	0,0	0,0	0	A-1-b
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		45	34	9	12	1	52,5	19,5	5	A-7-5
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa (Subleito)		47	28	10	13	1	41,0	14,0	4	A-7-6
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		22	10	9	26	33	0,0	0,0	0	A-1-b
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela (Subleito)		77	6	8	9	0	66,9	24,9	20	A-7-5
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa (Subleito)		43	27	10	20	1	50,5	22,5	6	A-7-6
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado (Subleito)		38	39	15	7	1	36,1	16,1	2	A-6
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela (Subleito)		43	32	11	12	1	53,2	25,2	6	A-7-6
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo (Subleito)		38	42	12	5	2	35,2	16,2	2	A-6
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho (Subleito)		58	34	3	3	2	45,2	8,2	4	A-5

Tabela 3.13: Resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão

Amostras						Class. HRB				Class. MCT	Compactação e CBR				
Cam-panha	Rodovia	km	Pista	Material	Amostra	LL (%)	IP (%)	IG	HRB	MCT	EN	γ_d (g/cm ³)	w _{ot} (%)	CBR (%)	Exp. (%)
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	a	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PN	1,450	26,5	18	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	b	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PN	1,450	26,5	18	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	c	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PN	1,450	26,5	18	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	d	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PI	1,560	25,0	30	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	e	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PI	1,560	25,0	30	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	f	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PI	1,560	25,0	30	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	g	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PM	1,660	21,0	31	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	h	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PM	1,660	21,0	31	ND
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	i	53,0	15,6	15	A-7-5	ND	PM	1,660	21,0	31	ND
1	BR-116	402,0	NORTE	Solo (Subleito)		0,0	0,0	0	A-2-4	NA-NS'	PI	2,110	5,0	47	0,00
1	BR-116	405,0	NORTE	Solo (Subleito)		20,1	4,4	0	A-1-b	NS'/NA'	PI	2,160	7,0	35	0,01
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	a	0,0	0,0	0	A-1-b	ND	PM	2,214	6,2	58	0,00
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	b	0,0	0,0	0	A-1-b	ND	PM	2,214	6,2	58	0,00
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	c	0,0	0,0	0	A-1-b	ND	PM	2,214	6,2	58	0,00
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	d	0,0	0,0	0	A-1-b	ND	PM	2,214	6,2	58	0,00
1	BR-116	418,0	NORTE	Solo (Subleito)		0,0	0,0	0	A-1-b	NG'	PI	2,050	9,0	34	0,01
1	BR-116	423,0	NORTE	Solo (Subleito)		0,0	0,0	0	A-1-b	NG'	PI	2,110	8,2	50	0,58
1	BR-116	429,0	NORTE	Solo (Subleito)		19,0	19,0	2	A-2-6	NG'	PI	2,050	7,3	18	0,12
1	BR-116	431,0	NORTE	Solo (Subleito)		23,5	8,2	0	A-2-4	NS'-NA'	PI	2,080	7,9	32	0,01
1	BR-116	434,0	NORTE	Solo (Subleito)		20,0	3,6	0	A-1-b	NS'-NA'	PI	2,090	7,8	47	0,02
1	BR-116	456,0	NORTE	Solo (Subleito)		27,0	9,0	0	A-2-4	NS'-NG'	PI	2,000	8,2	16	0,74
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	a	44,0	15,7	7	A-7-6	LG'	PI	1,730	20,2	5	0,26
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	b	44,0	15,7	7	A-7-6	LG'	PI	1,730	20,2	5	0,26
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		63,7	26,7	14	A-7-5	NG'	PN	1,493	20,3	2	6,30
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		0,0	0,0	0	A-1-b	NS'/NA'	PN	2,035	10,5	7	0,70
2	BR-116	413,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		0,0	0,0	0	A-1-b	NS'-NG'	PN	2,016	10,6	9	0,80
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		52,5	19,5	5	A-7-5	NS'-NG'	PN	1,514	18,0	4	4,20
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa (Subleito)		41,0	14,0	4	A-7-6	NS'/NA'	PN	1,684	17,5	3	4,10
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		0,0	0,0	0	A-1-b	NS'-NA'	PN	2,041	8,7	28	0,00
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela (Subleito)		66,9	24,9	20	A-7-5	NG'	PN	1,449	19,9	3	1,90
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa (Subleito)		50,5	22,5	6	A-7-6	NS'-NG'	PN	1,626	20,5	3	3,70
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado (Subleito)		36,1	16,1	2	A-6	NS'/NA'	PN	1,630	18,5	5	3,40
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela (Subleito)		53,2	25,2	6	A-7-6	LG'	PN	1,532	23,8	7	0,10
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo (Subleito)		35,2	16,2	2	A-6	NS'/NA'	PI	1,641	18,1	2	3,70
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho (Subleito)		45,2	8,2	4	A-5	NS'-NG'	PI	1,740	16,6	2	7,20

Tabela 3.14: Resultados dos ensaios de módulo de resiliência em laboratório

Amostras						Class.	Class.	Ensaio MR (σ_3 e σ_d)										
Cam- panha	Rodovia	km	Pista	Material	Amostra	HRB	MCT	MR = $k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$ MR = $k_3 \times (\sigma_d)^{k_4}$										
								h	h	y _d	En.	coef.	coef.	R ₂	coef.	coef.	R ₂	MR
								mold.	pós	(g/cm ³)	mold.	k ₁	k ₂		k ₃	k ₄		referência*
								(%)	(%)									(MPa)
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	a	A-7-5	ND	26,5	-	1,450	N	169	-0,185	0,47	182	-0,203	0,840	348
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	b	A-7-5	ND	26,5	-	1,450	N	209	-0,176	0,40	220	-0,199	0,770	415
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	c	A-7-5	ND	26,5	-	1,450	N	210	-0,212	0,40	216	-0,255	0,870	488
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	d	A-7-5	ND	25,0	-	1,560	I	399	0,004	0,00	361	-0,039	0,210	409
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	e	A-7-5	ND	25,0	-	1,560	I	621	0,067	0,22	518	0,005	0,002	510
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	f	A-7-5	ND	25,0	-	1,560	I	392	-0,056	0,12	369	-0,099	0,540	506
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	g	A-7-5	ND	21,0	-	1,660	M	446	-0,072	0,14	412	-0,127	0,630	618
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	h	A-7-5	ND	21,0	-	1,660	M	403	-0,041	0,07	377	-0,081	0,410	488
1	BR-381	6,0	SUL	Solo (Subleito)	i	A-7-5	ND	21,0	-	1,660	M	386	-0,051	0,12	364	-0,091	0,560	487
1	BR-116	402,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-2-4	NA-NS'	5,0	-	2,050	I	1.194	0,560	0,98	609	0,412	0,77	109
1	BR-116	405,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-1-b	NS/NA'	7,0	-	2,160	I	1.382	0,610	0,95	652	0,440	0,74	102
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	a	A-1-b	ND	6,2	-	2,214	M	745	0,531	-	545	0,396	-	77
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	b	A-1-b	ND	6,2	-	2,214	M	711	0,509	-	482	0,348	-	81
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	c	A-1-b	ND	7,7	7,7	2,214	M	814	0,586	-	515	0,397	-	67
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho (Reforço SL)	d	A-1-b	ND	4,2	4,2	2,214	M	596	0,092	-	535	0,051	-	402
1	BR-116	418,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-1-b	NG'	9,3	-	2,070	I	876	0,517	0,96	452	0,362	0,70	96
1	BR-116	423,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-1-b	NG'	8,9	-	2,120	I	1.115	0,627	0,95	542	0,477	0,80	77
1	BR-116	429,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-2-6	NG'	7,7	-	2,080	I	754	0,481	0,96	388	0,292	0,550	97
1	BR-116	431,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-2-4	NS'-NA'	6,6	-	2,080	I	864	0,480	0,92	461	0,330	0,65	111
1	BR-116	434,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-1-b	NS'-NA'	7,9	-	2,090	I	761	0,470	0,98	420	0,330	0,72	102
1	BR-116	456,0	NORTE	Solo (Subleito)		A-2-4	NS'-NG'	9,3	-	2,000	I	225	0,160	0,27	139	-0,010	0,00	114
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	a	A-7-6	LG'	19,3	-	1,730	I	278	-0,284	0,54	327	-0,287	0,82	818
1	BR-116	460,0	SUL	Solo (Subleito)	b	A-7-6	LG'	19,3	-	1,730	I	88	-0,450	0,73	128	-0,410	0,88	474
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		A-7-5	NG'	20,3	-	1,493	N	16	-0,530	0,56	18	-0,620	0,93	130
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		A-1-b	NS/NA'	10,5	-	2,035	N	589	0,410	0,95	323	0,250	0,52	102
2	BR-116	413,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		A-1-b	NS'-NG'	10,6	-	2,016	N	427	0,290	0,72	250	0,140	0,230	124
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha (Subleito)		A-7-5	NS'-NG'	18,0	-	1,514	N	23	-0,510	0,58	33	-0,500	0,83	163
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa (Subleito)		A-7-6	NS/NA'	17,5	-	1,684	N	60	-0,090	0,08	55	-0,150	0,32	89
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado (Subleito)		A-1-b	NS'-NA'	8,7	-	2,041	N	407	0,390	0,91	221	0,230	0,45	77
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela (Subleito)		A-7-5	NG'	19,9	-	1,449	N	24	-0,430	0,35	18	-0,640	0,93	139
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa (Subleito)		A-7-6	NS'-NG'	20,5	-	1,626	N	28	-0,310	0,38	31	-0,350	0,73	95
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado (Subleito)		A-6	NS/NA'	18,5	-	1,630	N	75	0,050	0,03	56	-0,060	0,05	68
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela (Subleito)		A-7-6	LG'	23,8	-	1,532	N	54	-0,470	0,58	68	-0,490	0,92	325
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo (Subleito)		A-6	NS/NA'	18,1	-	1,641	N	48	-0,010	0,00	41	-0,080	0,09	53
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho (Subleito)		A-5	NS'-NG'	16,6	-	1,740	N	23	-0,430	0,54	29	-0,440	0,82	118

Obs.: (*) os valores de módulo de referência foram calculados utilizando-se os valores de tensão de confinamento e tensão desvio recomendados pelo manual da AASHTO/2002, sendo: $\sigma_3=0,014$ MPa e $\sigma_d=0,041$ MPa.

Pode-se observar que há uma tendência de a umidade do subleito estar mais baixa que a ótima de compactação, fato comum em território brasileiro, já comprovado por várias pesquisas, porém mostra-se claramente que a energia de compactação empregada nos serviços são baixas e não chegam a atingir as de laboratório. A prática

de não atingir estado compactado adequado no campo é um dos graves problemas da prática executiva de pavimentos brasileira. Outro problema a ser destacado é ainda a ausência de prática das empresas de controle de realizarem a classificação *MCT*, imprescindível nas diversas regiões brasileiras para melhor caracterizar os solos e poder tratá-los quando for o caso.

3.7 Comparativo peso específico aparente e umidade *in situ* versus condição de laboratório

A Figura 3.10 apresenta os gráficos comparativos entre as condições de peso específico aparente e umidade encontradas em campo e os pontos ótimo de umidade e máximo de peso específico aparente obtido das curvas de compactação de laboratório para a energia de compactação adotada (normal para solos finos e intermediária para granulares).

A Tabela 3.15 a seguir apresenta o resumo das informações das condições de umidade e peso específico aparente obtidos em campo e em laboratório.

Tabela 3.15: Comparativo entre ensaios de umidade e peso específico aparente *in situ* e laboratório

km	Pista	Classificação HRB / MCT	Método fogareiro		Método estufa		Laboratório		Relação campo/lab.	
			Teor de Umidade (%)	Massa específica seca (g/cm ³)	Teor de Umidade (%)	Massa específica seca (g/cm ³)	Umidade ótima (%)	Massa específica seca máx. (g/cm ³)	Teor de Umidade	Massa específica seca (g/cm ³)
402	Norte	A-2-4 / NA-NS'	5,5	2,128	4,5	2,143	5,0	2,110	0,9	1,0
405	Norte	A-1-b / NS'/NA'	4,0	2,074	-	-	7,0	2,160	0,6	1,0
414	Sul	A-1-b / -	4,4	2,227	4,5	-	6,2	2,214	0,7	1,0
418	Norte	A-1-b / NG'	7,2	2,163	6,5	2,179	9,0	2,050	0,7	1,1
423	Norte	A-1-b / NG'	3,7	2,429	4,3	2,416	8,2	2,110	0,5	1,1
429	Norte	A-2-6 / NG'	7,1	2,423	5,1	2,470	7,3	2,053	0,7	1,2
431	Norte	A-2-4 / NS'-NA'	7,9	2,107			2,1	7,912	0,0	0,0
434	Norte	A-1-b / NS'-NA'	10,9	1,880	12,3	1,856	2,1	7,774	5,9	0,2
456	Norte	A-2-4 / NS'-NG'	9,9	1,797	9,7	1,801	8,2	2,000	1,2	0,9
460	Sul	A-7-6 / LG'	16,1	1,566	17,2	1,550	20,2	1,730	0,9	0,9
482	Sul	A-2-4 / -	7,2	2,067	6,9	2,073	4,7	1,980	1,5	1,0
492	Sul	A-1-b / -	(material saturado no momento da coleta)				12,3	1,840	-	-

Como se pode notar, em muitos casos, a energia de compactação utilizada no laboratório não reproduziu com precisão aquela situação em que o solo se encontrava no campo, pois a deficiência de compactação nos serviços de campo é geral, infelizmente, dificultando a reprodução em laboratório das condições de campo, na obtenção do módulo de resiliência de laboratório. Infelizmente a quantidade de recursos destinada a este estudo não permitiu a realização de novos ensaios, com energias de compactação diferenciadas. Para estudos posteriores dessa mesma natureza, o autor recomenda utilizar pelo menos duas energias de compactação nos ensaios de compactação, para então determinar o *CBR* e o módulo de resiliência, sendo: (i) energia Proctor Normal e (ii) energia Proctor Modificado.

Observou-se, como já descrito, que às vezes a energia alcançada em campo não atinge a normal e, em outros casos, ao contrário, pode exceder a de laboratório. No primeiro caso, não se pode afirmar que é um problema de especificação (que em geral aceita como limite mínimo 95% da energia normal, o que deveria ser abolido da especificação de projetos), ou proveniente da falta de controle e fiscalização detalhadas, ou ainda se os numerosos ciclos de secagem e umedecimento pelos quais o solo passa, afetam seu estado, desestruturando os solos, e fazem com que o peso específico aparente de campo seja às vezes tão baixo. No segundo caso, a perda de umidade de certos solos, leva a uma contração e aumento do peso específico aparente seco de campo. Estes fatos demonstram algumas reflexões importantes: maior atenção às especificações e serviços de campo, a drenagem é fundamental para que a umidade de equilíbrio não seja superior à ótima empregada na compactação, que solos sensíveis e expansíveis em presença de água devem ser tratados ou substituídos.

Figura 3.10: Comparativo entre condições de peso específico aparente e umidade de campo versus laboratório (curva de compactação para a energia adotada)

3.8 Resultados de retroanálise dos módulos do subleito dos locais sondados

Os resultados dos ensaios com *FWD* nos locais em estudo foram retroanalizados a partir da equação 3.2, recomendada pelo método da *AASHTO/93*.

Os valores de módulo de resiliência retroanalizados pela equação da *AASHTO/93* são apresentados na Figura 3.11 a seguir.

Figura 3.11: Valores de módulo de subleito retroanalizado através da equação da *AASHTO/93*

Verificam-se variações importantes nos valores de módulo de resiliência retroanalizados, que podem interferir diretamente no comportamento mecânico da estrutura sobrejacente. Para verificar a origem destas variações, recorreu-se aos dados de pluviosidade no período. Os dados são apresentados na sequência.

A Figura 3.12 a seguir apresenta a pluviosidade horária (*Pluvio24H12GMT-mm*) nos períodos de antes e durante os levantamentos deflectométricos com *FWD*. Os dados foram coletados no site da *SINDA/INPE* (Sistema Integrado de Dados Ambientais / Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais), para a Plataforma de Coleta de Dados (*PCD*) localizada no município de Registro/SP. A Tabela 3.16 apresenta a data exata dos levantamentos nos locais em estudo.

Figura 3.12: Precipitação horária (mm) no período do levantamento com FWD (2010 a 2014)

Figura 3.13: Precipitação horária (mm) no período do levantamento com FWD (2008)

Tabela 3.16: Data dos levantamentos em cada local estudado

km	Data dos levantamentos com FWD				
	2010	2011	2012	2013	2014
402	3-jun	29-ago	4-jun	24-fev	3-jun
405	3-jun	29-ago	4-jun	24-fev	2-jun
414	14-abr	8-ago	14-jun	23-fev	5-jun
418	3-jun	29-ago	4-jun	24-fev	2-jun
423	3-mai	26-ago	4-jun	24-fev	2-jun
429	3-mai	21-ago	3-jun	24-fev	2-jun
431	3-mai	21-ago	3-jun	24-fev	2-jun
434	3-mar	21-ago	3-jun	24-fev	2-jun
456	5-abr	23-ago	7-jun	24-fev	2-jun
460	19-abr	23-ago	7-jun	24-fev	2-jun
482	15-abr	8-ago	2-jun	23-fev	28-mai
492	15-abr	8-dez	14-jun	25-fev	29-mai

3.9 Análises comparativas entre os valores de módulo obtidos em campo

A partir dos dados obtidos na pesquisa, inicialmente foi realizada uma comparação entre os valores de módulo de resiliência obtidos para o subleito obtidos em campo.

A Figura 3.14 apresenta o comparativo entre os valores de módulo de resiliência retroanalizados a partir da equação da AASHTO/93 e aqueles obtidos a com o uso do software BAKFAA®. Importante ressaltar que em ambos os casos foi utilizado o coeficiente $C=0,33$ recomendado pelo manual da AASHTO/93 para obtenção de valores de módulo de resiliência do subleito a partir de retroanálise.

A Figura 3.18 apresenta o comparativo entre os valores de módulo de resiliência retroanalizados a partir da equação da *AASHTO/93* e aqueles obtidos através do ensaio de *LWD* realizado diretamente sobre a camada de subleito.

Figura 3.14: Comparativo entre os valores de módulo de resiliência retroanalizados (Equação da *AASHTO/93* versus software *BAKFAA*)

Figura 3.15: Comparativo entre os valores de módulo de resiliência retroanalizados (Equação da *AASHTO/93* versus módulo obtido diretamente com *LWD* sobre a camada)

Em análise aos gráficos, verifica-se que, apesar do uso do coeficiente $C=0,33$ para ambos os métodos (equação da *AASHTO/93* e *BAKFAA*®), os valores retroanalizados com uso do software *BAKFAA*® apresentaram-se, em sua maioria, um pouco

superiores aos valores obtidos pela equação da *AASHTO/93*, mas ainda bem próximos.

Pelo comparativo entre os valores obtidos com uso da equação da *AASHTO/93* e com o uso do *LWD* diretamente sobre a camada, verifica-se bastante dispersão em torno da linha de igualdade e da linha de tendência. Importante ressaltar que são dados de diferentes datas, ou seja, os valores obtidos com a equação da *AASHTO/93* são relativos aos dados de monitoramento do pavimento com *FWD* de diferentes anos enquanto os valores obtidos com uso do *LWD* são da data específica em que o poço de inspeção foi realizado. Conhecendo-se esta premissa, pode-se verificar que, na maior parte dos casos, o valor lido com o *LWD* está dentro do espectro de variação dos valores obtidos com a equação da *AASHTO/93* a partir dos dados de deflexão anuais do pavimento, com algumas poucas exceções. Estes dados novamente corroboram a importância da consideração da drenagem e da pluviosidade nas análises de dados e conclusões acerca do estado das estruturas de pavimentos.

3.10 Comparativo entre valores de Módulo de resiliência (laboratório x retroanalisado)

Com base nos dados obtidos, procurou-se aqui verificar se há uma boa correlação entre os valores de módulo de resiliência dos solos do subleito obtidos no campo e no laboratório. A Figura 3.16 a seguir apresenta os gráficos comparativos entre os valores de módulo de resiliência obtidos em laboratório e em campo a partir dos dados do *FWD* (equação da *AASHTO/93*, com coeficiente $C=0,33$) para a rodovia em estudo.

Figura 3.16: Gráficos comparativos entre os valores de módulo obtidos no campo (eq. AASHTO/93, $C=0,33$) e no laboratório, sendo: (a) todos os dados e (b) valores de módulo limitados em 140 MPa

No primeiro gráfico, verifica-se que, para os valores de módulo de resiliência de laboratório superiores a 120 MPa, os valores de módulo de resiliência retroanalísados em campo ficaram muito distantes (menores) dos valores de laboratório. Atribui-se tal comportamento, a algumas prováveis falhas no procedimento da pesquisa, entre elas: (i) as condições de peso específico aparente e umidade utilizadas na compactação dos corpos de prova no ensaio para obtenção dos valores de módulo de resiliência de laboratório não correspondiam às condições de campo, (ii) a condição de secagem do corpo de prova em laboratório da amostra do km 414 sul, por exemplo, pode ter conduzido a tensões de sucção elevadas, elevando demasiadamente o valor do módulo de laboratório, situação que dificilmente se reproduz no campo (valor de módulo de 402 MPa após secagem), (iii) solos finos podem ser extremamente sensíveis às condições de umidade e, em laboratório, podem dar respostas de módulo muito superior ao real de campo, em grande parte das condições de operação do pavimento, (iv) se houver trincamento da camada superior do subleito por perda de umidade, durante o processo executivo, os ensaios de laboratório não conseguem reproduzir, por uma questão de escala e anisotropia do sistema, a reação do conjunto composto por material e trincas, entre outras razões.

Já no segundo gráfico, verifica-se que em algumas situações os valores de módulo de campo e laboratório chegaram bem próximos da igualdade, muito embora as variações dos valores de módulo obtidos no campo tenham se mostrado bastante relevantes. Ou seja, ao que tudo indica, em muitos dos casos, aquela condição específica do solo em que o módulo de laboratório foi aferido, corresponde a apenas uma das muitas condições verificadas no campo. Em alguns outros casos, a condição

de laboratório provavelmente não correspondeu a nenhuma das situações verificadas no campo.

De qualquer maneira, o gráfico ilustra bem a dificuldade de se prever comportamento do módulo de resiliência em serviço, a partir dos dados de laboratório. Embora se constate esta dificuldade, torna-se relevante e imperioso determinar em laboratório o módulo de resiliência dos solos e materiais de subleito, incentivando-se a se determinar em diferentes condições de compactação (energia) e de umidade, para compreender as possíveis variações que podem ocorrer em campo. A questão de trincamento das camadas de solos finos, por perda de umidade após a compactação, ainda é um desafio para simular as possíveis quedas de módulo de resiliência devido ao processo de contração.

3.11 Previsibilidade do Módulo de Resiliência pelo valor de *CBR*

Com base nos dados obtidos foi possível elaborar o gráfico comparativo entre os modelos de correlação direta *CBR* e *MR* da literatura e os valores da correlação direta *CBR* e *MR* obtidos em laboratório.

A Figura 3.17 apresenta o gráfico obtido para os materiais coletados na primeira campanha, diretamente no subleito da pista de rolamento. Grande parte dos materiais foi identificada como de natureza granular (arenosa) e comportamento não-laterítico (exceto amostra do km 460). As amostras foram compactadas na energia intermediária, apresentando elevado valor de *CBR* (maior parte dos valores acima de 20%) por serem materiais com parcela granular. Os pontos em preto representam os resultados de laboratório para os materiais granulares (arenosos) enquanto os pontos em vermelho representam os resultados para os materiais finos (coesivos). Nota-se, porém, que no caso dos materiais granulares/arenosos, os valores de módulo de laboratório não ultrapassam o patamar de 110 *MPa* (fixando-se $\sigma_3=0,014$ *MPa*, para materiais granulares, conforme recomendado pela *AASHTO*). A única exceção se faz para o solo argiloso de comportamento laterítico (LG') encontrado no poço de inspeção do km 460, que apresentou valor de *CBR* relativamente baixo (da ordem de 5%), porém módulo de resiliência de laboratório da ordem de 900 *MPa* (fixando-se $\sigma_d=0,041$ *MPa*, conforme recomendações da *AASHTO*). Assim sendo, observou-se fraca correlação direta entre os parâmetros *CBR* e *MR* para estas condições, o que corrobora a indicação de alguns pesquisadores brasileiros que recomendam o não emprego do *CBR* para determinação indireta do módulo de resiliência. Conclui-se que não se deve aplicar a correlação direta da *AASHTO/93* para materiais granulares com *CBR* maior que 15%, nem tão pouco para solos lateríticos.

Figura 3.17: Correlações *CBR* x *MR* – campanha 1 – Ensaios na energia Intermediária (modelos da literatura versus resultados obtidos)

O gráfico da Figura 3.18 apresenta o gráfico comparativo para a correlação *CBR* x *MR* para os materiais coletados na 2ª campanha (materiais coletados próximos à faixa de domínio da rodovia). As amostras foram compactadas na energia normal. Os pontos vermelhos representam os resultados para os materiais finos (coesivos) enquanto os pontos em preto representam os resultados dos materiais granulares (arenosos).

Notam-se baixa aderência aos modelos da literatura, bem como fracas correlações diretas entre os valores de *CBR* e *MR* de laboratório. Com base nesta conclusão, serão estudadas, mais adiante nesta tese, correlações para determinação do módulo de resiliência, a partir de mais parâmetros obtidos em ensaios de solos, além do próprio *CBR* de laboratório.

Figura 3.18: Correlações CBR x MR – campanha 2 – Ensaios na energia Normal (modelos da literatura versus resultados obtidos)

A Figura 3.19 apresenta os gráficos do tipo *boxplot* para os valores de módulo de resiliência de laboratório obtidos nesta pesquisa, por tipo de solo (classificações *HRB* e *MCT*) e diferentes energias de compactação, enquanto a Figura 3.20 apresenta os gráficos do tipo *boxplot* para os valores da relação direta MR/CBR por tipo de solo (classificação *HRB* e *MCT*) e por energias de compactação utilizadas. Nota-se a elevada dispersão de valores de módulo e da relação direta MR/CBR.

Figura 3.19: Gráficos *boxplot* dos valores de módulo de resiliência por tipo de solo e energia de compactação (estudo BR-116)

Figura 3.20: Gráficos *boxplot* dos valores individuais da relação MR/CBR por tipo de solo e energia de compactação (estudo BR-116)

Com base nos gráficos apresentados, nota-se a elevada dispersão de valores de módulo de laboratório, ainda que para um mesmo tipo de material bem como elevada dispersão da relação direta MR/CBR. Por este motivo, serão estudados nos itens

subsequentes modelos que contemplam outros parâmetros do solo além do valor de *CBR* de laboratório.

3.12 Correlações para solos de graduação grossa

Com base no estudo anterior, optou-se por estudar se há boa correlação entre os valores de módulos de resiliência de laboratório e os parâmetros obtidos nos diversos ensaios. Para os materiais de graduação grossa (arenosos), verificaram-se forte correlação direta entre o parâmetro k_1 e: peso específico aparente seco máximo, fraca correlação entre k_1 e teor de umidade, e não apresenta correlação com o percentual passante na peneira 200 (Figura 3.21). Já o parâmetro k_2 , apresentou igualmente forte correlação com o peso específico aparente seco máximo, fraca correlação com o teor de umidade, e com valor de *CBR* (Figura 3.22).

Figura 3.21: Correlações diretas entre o parâmetro k_1 e demais parâmetros de solos de graduação grossa não lateríticos

Figura 3.22: Correlações diretas entre o parâmetro k_2 e demais parâmetros de solos de graduação grossa não lateríticos

Assim sendo, com base nos gráficos apresentados e em estudos de regressões estatísticas realizadas, propõem-se os seguintes modelos de correlação para os solos estudados na presente pesquisa de graduação grossa (arenosos) não lateríticos, por serem aqueles que melhores resultados apresentaram, diferentemente dos solos finos lateríticos, onde não se constata boas correlações para determinação do módulo de resiliência:

$$Mr(MPa) = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$$

$$k_1 = -10240 + 5584,4 \cdot \gamma_d - 67,676 \cdot w + 1,9511 \cdot P_{200}; R^2=0,72$$

$$k_2 = -3,5916 + 1,9505 \cdot \gamma_d - 0,0068 \cdot w + 0,0024 \cdot CBR; R^2=0,70$$

3.13 Correlações para os solos finos

Estudo semelhante ao do item anterior foi realizado para os solos de graduação fina (coesivos) da presente pesquisa. Determinaram-se correlações entre parâmetros k_3 : valor de CBR (Figura 3.23); e k_4 : valores de CBR , peso específico aparente seco máximo, e teor de umidade (Figura 3.24).

Figura 3.23: Correlações diretas entre o parâmetro k_3 e demais parâmetros de solos de graduação fina não lateríticos

Figura 3.24: Correlações diretas entre o parâmetro k_4 e demais parâmetros de solos de graduação fina não lateríticos

Com base nos gráficos acima e estudos de regressões estatísticas, propõem-se os seguintes modelos de correlação para os solos estudados na presente pesquisa, de graduação fina (coesivos) não lateríticos:

$$Mr(MPa) = k_3 \cdot \sigma_d^{k_4}$$

$$k_3 = 13,192 \cdot CBR - 9,3081; R^2=0,95$$

$$k_4 = -3,357 + 0,0058 \cdot CBR + 1,5046 \cdot \gamma_d + 0,0303 \cdot w; R^2=0,52$$

3.14 Análise comparativa dos modelos propostos

Como uma tentativa de validar os modelos propostos, nos itens 3.12 e 3.13, as fórmulas para determinação de k_1 , k_2 , k_3 e k_4 , bem como a determinação do valor do módulo do subleito, as formulações foram aplicadas em um banco de dados de ensaios de subleito contendo dados de um total de 49 rodovias do estado de São Paulo (banco de dados *BD1*, como será descrito mais adiante no item 4.1). O banco de dados também contém dados de módulo de resiliência retroanalisado do subleito a partir de dados do *FWD* para alguns dos pontos que puderam ser encontrados a partir do seu posicionamento. Para esta análise, foram utilizados cerca de 96 registros – 20 registros para o solo de graduação grossa não lateríticos e 76 registros para os solos de graduação fina não-lateríticos. Os resultados são apresentados na Figura 3.25.

Figura 3.25: Tentativa de validação dos modelos propostos para (a) solos de graduação grossa e (b) solos de graduação fina

Obs.: No caso do modelo para solos de graduação grossa, fixaram-se os valores de k_1 como sendo, no mínimo, igual a 10, tendo em vista que a aplicação do modelo resultou em muitos valores negativos do parâmetro e, consequentemente, valores negativos de módulo.

Como se pode verificar, a aplicação dos modelos obtidos no estudo de caso não aderiu adequadamente para solos de outras regiões e/ou natureza, mesmo observando-se as questões de tipo de graduação (fina ou grossa) e da natureza não-laterítica do solo.

Conclui-se que este tipo de metodologia de modelagem só possa ser aplicada regionalmente, desde que reservada uma amostragem representativa para o local em questão, porém deve-se ter cuidado ao se aplicar para outros tipos de solos, de outras regiões e/ou de outra natureza.

3.15 Estudo do comportamento do *MR* em campo

O gráfico da Figura 3.26 a seguir ilustra a variação dos valores de módulos retroanalizados a partir da equação da *AASHTO/93* para os dados disponíveis dos

levantamentos com *FWD* dos meses: mar/2008 ; mai/2010; ago/2011; jun/2012; fev/2013 e jun/2014.

Figura 3.26: Gráficos *boxplot* dos valores de módulo de resiliência retroanalizados (AASHTO/93) por tipo de solo (estudo BR-116)

Os gráficos da Figura 3.27 a seguir ilustram a variação dos valores de módulos retroanalizados a partir da equação da AASHTO/93 para os dados disponíveis dos levantamentos com *FWD* para as condições de semana seca (pluviosidade horária máxima menor que 100 mm e pluviosidade horária média menor que 30 mm – 5 dias consecutivos antes dos ensaios com *FWD*) e semana chuvosa.

Figura 3.27: Gráficos *boxplot* dos valores de módulo de resiliência retroanalizados (AASHTO/93) por tipo de solo: (a) semana seca e (b) semana chuvosa

3.16 Conclusões parciais do estudo de caso

Com base nos dados coletados e nas análises realizadas na presente pesquisa, podem-se tecer algumas conclusões, entre elas:

- a) Verificou-se bastante razoabilidade na aplicação do coeficiente $c=0,33$, proposto pela *AASHTO/93*, na determinação de valores de módulos do subleito retroanalizados a partir dos ensaios de *FWD*, com base nos estudos comparativos entre as diversas metodologias de avaliação da estrutura. A não utilização desta correção pode levar a um cenário bastante desfavorável, pois sobrestima, quando das avaliações da capacidade estrutural do pavimento e dimensionamento de soluções de restauração.
- b) Não é recomendável a utilização de relações diretas *MR/CBR* nos casos de materiais granulares com *CBR* superior a 12%. Nestes casos, é recomendável a determinação do módulo de resiliência em laboratório dos solos e materiais de subleito, bem como o estudo da influência para diferentes condições de compactação (energia) e de umidade, para compreender as possíveis variações que podem ocorrer em campo. Também não foi verificada uma correlação direta adequada nos demais casos estudados (solos finos e granulares, independentemente do valor de *CBR*).
- c) Os modelos da literatura que melhor representaram os valores obtidos em campo e laboratório na presente pesquisa foram os seguintes:
  - modelo de Rada & Witczak (1981) para determinação do módulo de materiais granulares nas condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativo à energia intermediária de compactação;
  - modelos da *AASHTO/2002* e Malla & Joshi (2006) para reproduzir os efeitos das variações das condições de umidade e peso específico aparente seco de campo para materiais granulares (arenosos).
- d) Os modelos propostos na presente pesquisa podem ser utilizados para determinação dos módulos de subleito para materiais granulares e solos finos ocorrentes ao longo do eixo da rodovia em estudo, desde que utilizados com critério e sempre comparando com outros valores e modelos de referência.

e) Deverá ser aumentado o universo amostral para cada tipo de solo em análise para o entendimento correto do comportamento dos materiais em campo.

Ao longo dos estudos percebe-se cada vez mais que é bem difícil obter correlações válidas entre os parâmetros do solo e o módulo de resiliência do subleito. Além disso, também se nota que o comportamento do módulo em campo (valores retroanalisados) podem ter tendências diferentes para um mesmo tipo de solo, o que leva a crer que o comportamento mecânico aferido “*in situ*” por retroanálise, venha a ter forte influência de outras características físicas do local em que foi implantado, além simplesmente das características dos solos do subleito. Infere-se que algumas características físicas do local possam ser bastante relevantes tais como: características geológicas e pedológicas locais, regime de chuvas e as características e potencial de drenagem do pavimento e dos tipos de solos; o tipo de seção (corte, aterro ou mista) entre outros. O segundo estudo de caso, realizado em rodovias do estado de São Paulo, objetivará avaliar estas características de campo.

4 ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO – ESTUDO DE CASOS DE RODOVIAS DO ESTADO DE SÃO PAULO

Tendo em vista o capítulo 3 e as conclusões parciais obtidas com o estudo de caso realizado em concessão federal, observou-se que para um estudo mais abrangente, dever-se-ia ampliar a gama de solos pesquisados para melhor compreender a importância do subleito e de suas variações nos projetos de pavimentação. Assim sendo, ampliou-se o estudo, inserindo uma coleta complementar de dados de modo a verificar a aplicabilidade das correlações estudadas no âmbito de uma rodovia para as demais e tornar as análises mais abrangentes.

O presente estudo de casos foi realizado com o objetivo de coletar dados de ensaios de campo e laboratório existentes, pertencente à *ARTESP* – Agência Reguladora de Transportes do Estado de São Paulo, para verificar correlações entre índices dos solos e variações no comportamento mecânico dos subleitos de pavimentos sujeitos a tráfego pesado e muito pesado do Estado de São Paulo. Para realização da pesquisa, foram coletados dados históricos de ensaios de subleito realizados na fase de projeto, bem como os dados de deflexão realizados com *FWD* ao longo do período de Concessão para algumas rodovias concedidas do estado de São Paulo. Deve-se ressaltar que infelizmente não há um banco de dados organizado e conjunto da Agência, e os dados estão em geral em documentos separados e dispersos, com conteúdos e forma de apresentação bastante diferentes de concessão para concessão, o que torna a coleta de dados muito complexa. Outras fontes também foram pesquisadas com o objetivo de obterem-se informações das formações geológicas e pedológicas dos locais pesquisados, bem como outras características relevantes ao estudo, com base na experiência do autor.

4.1 Montagem de um banco de dados de ensaios de subleito (*BD1*)

O primeiro passo para realização deste estudo foi a montagem de um banco de dados consolidado com os resultados de ensaios de campo e laboratório de materiais de subleito (*BD1*) coletados em documentações de projeto e outras fontes. Grande parte destes ensaios foi realizado com o intuito de subsidiar os projetos de implantação de novas estruturas de pavimento.

Os ensaios de laboratório normalmente realizados para fins de projeto de subleito, conforme preconizado nas instruções de projeto do *DER/SP* são ensaios físicos e de determinação de propriedades mecânicas:

- peneiramento (granulometria);
- índices físicos: limites de liquidez e plasticidade;
- compactação;
- *CBR* e expansão;
- Identificação de classe *MCT* pelo método das pastilhas.

Outros ensaios recomendados, que deveriam ser incluídos para melhor seleção de solos e adequada caracterização são:

- módulo de resiliência no equipamento triaxial, em diferentes condições de estado;
- umidade natural;
- peso específico aparente natural;
- peso específico real dos grãos.

Infelizmente no material pesquisado, foram poucos os locais onde foram realizados os ensaios de maneira completa (todos os ensaios requeridos e recomendados). Além do que, em muitos dos projetos pesquisados, faltaram dados básicos de localização (quilometragem, pista, coordenadas, etc.) das sondagens para retirada das amostras,

o que dificultou e muitas vezes impediu o emprego, causando prejuízo do potencial do uso das informações. Ainda assim, muitas informações puderam ser aproveitadas.

O banco de dados *BD1* contou com dados de ensaios de um total de 49 rodovias do estado de São Paulo, somando um total de 3.894 registros de amostras ensaiadas. Como já citado anteriormente, nem todos os registros puderam ser aproveitados por incompletude nas informações.

4.2 Correlações obtidas entre os resultados dos ensaios de laboratório

De posse de um banco de dados organizado pelo autor, a partir de centenas de documentos pesquisados, foi possível trabalhar com os resultados e pesquisar relações entre dados. Já com os dados de 3.894 registros de ensaios de laboratório consolidados, foi possível obter informações relevantes para cada tipo de solo e suas respectivas classificações *MCT* e *HRB*.

Na sequência apresentam-se as relações obtidas. Os dados utilizados foram aqueles que obtiveram um número de amostras considerado relevante. Deve ser ressaltado que grande parte dos dados não foi possível de ser utilizada, pois havia evidências de falhas de classificação. Esta é uma informação relevante e será comentada nesta tese.

Figura 4.1: Resultados de CBR em função da classificação MCT

Figura 4.2: Resultados de expansão em função da classificação MCT

Figura 4.3: Resultados de *CBR* em função da classificação *HRB* (solos classificados como não-lateríticos)

Figura 4.4: Resultados de *CBR* em função da classificação *HRB* (solos classificados como lateríticos)

Obs.: ND = não disponível

Figura 4.5: Resultados de *CBR* em função da classificação *HRB* (solos lateríticos e não-lateríticos)

É possível verificar que é controversa a relação de *CBR* com as classes. De posse das classes, não é possível inferir valores de *CBR*. Há tendências de mais arenosos e areno-argilosos apresentarem *CBR* maiores que os solos finos (siltosos e argilosos, de classe em geral A-4 a A-7). O *CBR* tende a ser maior para solos de classe L na *MCT* e de classe NA ou NA', que são os arenosos, em comparação com os demais de classe N. O marcante e importante quanto ao comportamento é a expansão: os solos de classe L e de classes arenosas dos não-lateríticos (menos plásticos) tendem a apresentar baixa expansão e os solos de classe NS' e NG' são expansivos, em contraposição. Confirma-se, portanto, a tendência de solos expansivos apresentarem menores valores de *CBR*, porém a relação não é direta de valores, ou seja, a correlação é fraca.

Mais uma vez confirma-se aqui a dificuldade ou restrição de uso de *CBR* para inferir propriedades de solos de comportamento lateríticos e, igualmente, de alguns não-lateríticos.

Também foi possível extraírem-se valores estatísticos de *CBR* e expansão a partir de uma matriz de combinação entre classificações *HRB* e *MCT*. A Tabela 4.1 a seguir apresenta a análise realizada para o *CBR* e a Tabela 4.2 para os valores de expansão. Como se pode notar, o autor tomou o cuidado de não realizar o cálculo estatístico para

relações com baixo número de amostras (número de amostras inferior a 7 nestes casos).

Tabela 4.1: (a) Média menos desvio-padrão e (b) número de amostras dos valores de *CBR* para cada combinação de classes de solos (*HRB* e *MCT*)

Class. HRB	A-1-b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6	Total
LA	-	9	-	-	17	-	10	-	-	-	-	81
LA'	-	13	-	15	20	-	12	-	9	-	-	127
LA-LA'	-	-	-	-	-	-	7	-	-	-	-	16
LA'-LG'	-	-	-	-	-	-	-	11	-	-	-	45
LG'	-	-	-	-	-	-	-	11	9	8	-	81
NA	-	8	-	-	5	-	8	-	-	-	-	87
NA'	-	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	73
NA'/(NG'-NS')	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7
NA'-NS'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13
NG'	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	63
NS'	-	-	-	-	-	8	-	-	-	-	-	87
NS'/NA'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18
NS'/NA'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
NS'/NG	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
NS'-NA'	-	-	-	-	-	3	-	3	3	3	-	82
NS-NA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53
NS-NA'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4
NS'-NG'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3	29
NS-NG'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Total	-	70	-	22	38	-	223	1	105	67	51	869

Tabela 4.2: (a) Média mais desvio-padrão e (b) número de amostras dos valores de expansão para cada combinação de classes de solos (*HRB* e *MCT*)

Class. HRB	A-1-b	A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7	A-3	A-4	A-5	A-6	A-7-5	A-7-6	Total
LA	-	0,4	-	0,0	-	0,4	-	-	-	-	-	81
LA'	-	0,4	-	0,1	0,0	-	0,3	-	0,4	-	-	127
LA-LA'	-	-	-	-	-	-	0,4	-	-	-	-	16
LA'-LG'	-	-	-	-	-	-	-	0,3	-	-	-	45
LG'	-	-	-	-	-	-	-	0,3	0,4	0,4	-	81
NA	-	0,4	-	-	0,0	-	0,5	-	-	-	-	87
NA'	-	0,1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	73
NA'/(NG'-NS')	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	7
NA'-NS'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13
NG'	-	-	-	-	-	-	-	-	5,3	-	-	63
NS'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	87
NS'/NA'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	18
NS'-NA'	-	-	-	-	-	-	2,6	-	3,2	5,1	5,3	82
NS-NA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	53
NS-NA'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4
NS'-NG'	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,4	29
Total	-	70	-	22	38	-	222	1	105	67	51	862

A partir de uma consulta, a um banco de dados de deflexões, de rodovias estaduais concedidas, para alguns registros de ensaios (locais ensaiados), contido no banco de dados *BD1*, foi possível obterem-se dados módulo de resiliência retroanalisado do subleito – *Esl,retro* (equação da *AASHTO/93*).

A partir desta consulta, foi possível elaborar os gráficos apresentados na sequência.

Figura 4.6: Resultados de *Esl, retro* em função da classificação *MCT*

Obs.: ND = não disponível

Figura 4.7: Resultados de *Esl, retro* em função da classificação *HRB* (solos classificados como não-lateríticos)

Figura 4.8: Resultados de *Esl,retro* em função da classificação *HRB* (solos classificados como lateríticos)

Obs.: ND = não disponível

Figura 4.9: Resultados de *Esl,retro* em função da classificação *HRB* (solos lateríticos e não-lateríticos)

Com base nos gráficos notam-se os solos do tipo NS' apresentam maior dispersão de valores de módulo de resiliência do subleito (retroanalísado). Verificam-se que a maior média dos valores de módulo foram obtidas para os solos tipo NG'. Notam-se que os valores de módulo para os solos lateríticos muitas vezes apresentam valores inferiores em relação aos não-lateríticos, porém apresentam menores dispersão de valores.

Infere-se que isto se dê por conta da menor suscetibilidade destes tipos de materiais à umidade decorrente dos períodos de chuva.

Os tipos de solos NA e NA', apresentaram tendência semelhante à dos solos lateríticos (menor variabilidade nos valores de módulo de resiliência do subleito retroanalisado).

A exemplo da análise estatística que foi realizada para os valores de *CBR* e expansão, também foram extraídos valores estatísticos do valor de módulo de resiliência retroanalisado do subleito para cada combinação de classes *MCT* e *HRB*, conforme apresentado na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: (a) Média menos desvio-padrão dos valores de *E_{sl,retro}* para cada combinação de classes de solos (*HRB* e *MCT*)

Class. HRB	A-2-4	A-2-7	A-4	A-6	A-7-6
LA	53	57	47	-	-
LA'	54	42	53	52	-
LA-LA'	-	-	50	-	-
LA'-LG'	-	-	-	51	-
LG'	-	-	-	-	47
NA	57	-	51	-	-
NA'	-	-	-	-	-
NG'	-	-	-	-	-
NS'	-	-	48	-	-
NS'-NA'	-	-	-	68	-

4.3 Estudo teórico para verificação da influência da estrutura no valor o módulo retroanalísado do subleito

O breve estudo realizado a seguir, teve por objetivo pesquisar, a partir de modelos teóricos, a influência dos parâmetros mecânicos no valor do módulo retroanalísado do subleito, a partir do uso da correlação proposta pelo método da *AASHTO/2002*, uma vez que tal modelo será utilizado para a sequência dos estudos.

Para realização deste estudo, utilizou-se um banco de dados contendo 21.127 estruturas simuladas com o software *Elsym-5*, para um modelo estrutural composto por 3 camadas elásticas.

Os valores utilizados nas simulações foram:

- Módulo do subleito ou infraestrutura ($E1$) em *MPa* variando entre os seguintes valores 50, 70, 100, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500;
- Módulo de resiliência da camada de base ($E2$) em *MPa* variando entre os seguintes valores: 50, 100, 200, 250, 300, 400, 500, 1.000, 2.500, 5.000, 7.500, 10.000;
- Módulo de resiliência da camada de revestimento ($E3$) em *MPa* variando entre os seguintes valores: 1.000, 2.000, 3.500, 5.000;
- Espessura da camada de base ($h2$) em *cm* variando entre os seguintes valores: 10,12, 15, 17 e 20;
- Espessura da camada de revestimento ($h3$) em *cm* variando entre os seguintes valores: 3, 5, 7, 10, 12, 15, 17, 20;

Como se pode verificar, neste primeiro estudo teórico, a espessura total física do pavimento, considerando a base e o revestimento variou entre 13 e 40 *cm*.

Nas simulações, foram coletadas as deflexões na superfície do pavimento, às distâncias de 0, 20, 25, 30, 45, 60, 90 e 120 *cm* do ponto de aplicação das cargas. Foi utilizado o carregamento padrão do *FWD* (carga de 410 *kN* e raio de contato de 15 *cm*).

A partir das deflexões, foram calculados os parâmetros: Raio de curvatura da bacia (*RC*) em metros, Parâmetro AREA (ou Área/ $D0$) em centímetros, e módulo do subleito

retroanalísado a partir da equação proposta pelo guia da *AASHTO/93* ($E_{sl,retro}$), em *MPa*.

A Figura 4.10 a seguir ilustra a relação obtida no estudo teórico para Módulo de resiliência do subleito e Módulo retroanalísado a partir da equação da *AASHTO/93*. Para este caso, em específico, utilizou-se coeficiente para a equação de $c=0,33$, por se tratar de um estudo puramente teórico.

Figura 4.10: Relação obtida no estudo teórico para Módulo de resiliência do subleito (E_1) e Módulo retroanalísado a partir da equação da *AASHTO/93*

Verificou-se, no universo de casos simulados que a dispersão do valor do módulo retroanalísado pela equação da *AASHTO/93* aumenta com o acréscimo do valor do módulo resiliência real do subleito (E_1).

Também se observou uma relação de módulos ($E_{sl,retro} / E_1$) variando entre 0,79 e 1,16.

Para pesquisar a influência de cada parâmetro nesta variação, em relação ao valor ideal (1,0), elaborou-se a Tabela 4.4 apresentada a seguir, que apresenta os valores mínimos e máximos dos parâmetros obtidos nas simulações, que resultaram em cada um dos intervalões de relação de módulo apresentados à esquerda na tabela.

Tabela 4.4: Parâmetros mínimos e máximos das estruturas em função da relação de módulo ($E_{sl,retro} / E1$)

Relação ($E_{sl,retro} / E1$)		E1 (MPa)		E2 (MPa)		Relação ($E1_{min} / E2_{min}$)	E3 (MPa)		h2 (cm)		h3 (cm)		Ht (cm)		Rc (m)		D0 (0,01mm)		Parâmetro AREA (cm)	
min	máx	min	máx	min	máx		min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx	min	máx
0,79	0,80	50	150	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	5	20	20	40	498	674	29	51	61	72
0,80	0,81	50	250	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	15	40	272	1.542	11	60	52	75
0,81	0,82	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	15	40	233	1.572	6	63	44	76
0,82	0,83	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	15	40	191	1.599	7	70	39	76
0,83	0,84	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	168	1.575	8	74	39	77
0,84	0,85	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	152	1.595	8	79	39	77
0,85	0,86	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	128	1.563	8	86	39	76
0,86	0,87	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	110	1.497	8	93	39	76
0,87	0,88	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	94	1.361	9	102	38	76
0,88	0,89	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	79	1.272	9	111	38	76
0,89	0,90	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	66	1.216	10	122	38	76
0,90	0,91	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	56	1.112	10	133	38	75
0,91	0,92	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	50	998	11	148	37	75
0,92	0,93	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	32	936	11	186	30	74
0,93	0,94	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	19	817	12	264	22	75
0,94	0,95	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	21	930	14	250	22	74
0,95	0,96	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	7	20	19	40	62	777	15	110	33	75
0,96	0,97	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	7	20	20	40	83	657	17	92	35	73
0,97	0,98	50	500	50	7.500	1,0	1.000	5.000	10	20	10	20	20	40	85	739	17	77	34	74
0,98	0,99	150	500	50	100	3,0	1.000	5.000	10	20	10	20	22	40	89	467	19	69	33	49
0,99	1,00	50	500	50	10.000	1,0	1.000	5.000	10	20	10	20	22	40	114	736	20	63	35	74
1,00	1,01	200	500	50	100	4,0	1.000	5.000	10	20	10	20	22	40	122	433	21	59	36	48
1,01	1,02	250	500	50	100	5,0	1.000	5.000	12	20	10	20	24	40	116	450	20	59	36	48
1,02	1,03	250	500	50	100	5,0	1.000	5.000	12	20	10	20	24	40	117	418	23	57	35	47
1,03	1,04	300	500	50	50	6,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	37	118	397	26	55	36	47
1,04	1,05	300	500	50	50	6,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	40	137	410	24	51	37	46
1,05	1,06	300	500	50	50	6,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	37	119	369	26	53	36	46
1,06	1,07	350	500	50	50	7,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	37	119	399	25	52	36	47
1,07	1,08	350	500	50	50	7,0	1.000	5.000	17	20	12	20	29	40	120	300	28	51	35	45
1,08	1,09	400	500	50	50	8,0	1.000	5.000	17	20	10	17	29	37	139	312	28	48	38	43
1,09	1,10	400	500	50	50	8,0	1.000	5.000	17	20	12	20	29	40	168	279	30	42	38	44
1,10	1,11	400	450	50	50	8,0	1.000	5.000	20	20	10	17	30	37	140	302	30	47	37	44
1,11	1,12	450	450	50	50	9,0	2.000	2.000	20	20	17	17	37	37	237	237	34	34	42	42
1,12	1,13	450	500	50	50	9,0	1.000	5.000	20	20	10	20	30	40	140	269	33	46	37	43
1,13	1,14	500	500	50	50	10,0	3.500	3.500	20	20	15	15	35	35	304	304	29	29	44	44
1,14	1,15	500	500	50	50	10,0	3.500	3.500	20	20	12	12	32	32	209	209	37	37	40	40
1,15	1,16	500	500	50	50	10,0	1.000	5.000	20	20	12	20	32	40	169	271	32	40	38	43

Com base na tabela é possível notar que nos casos de estruturas semirrígidas, (valores de módulo de resiliência da base, $E2$, entre 1.000 e 10.000 MPa), a relação de módulo ($E_{sl,retro} / E1$) é predominantemente inferior à unidade. Tal tendência pode ser confirmada filtrando-se as simulações com módulo de base superior a 1.000 MPa (Figura 4.11) e a dispersão de valores em relação à linha de igualdade é tanto maior quanto maior o módulo de resiliência do subleito ($E1$), apesar de notarem-se outras influências, além desta.

O mesmo não se pode afirmar para estruturas tipicamente flexíveis, pois se filtrando os valores de módulos de resiliência de base iguais ou inferiores a 500 MPa, ainda assim, obtêm-se muitos valores oscilando para cima e para baixo da linha de igualdade.

Figura 4.11: Relação obtida no estudo teórico para Módulo de resiliência do subleito (E_1) e Módulo retroanalisado a partir da equação da AASHTO/93 – Pavimentos tipicamente semirrígidos (Módulo E_2 igual ou superior a 1.000 MPa)

Para se pesquisar os parâmetros de influência na relação de módulo ($E_{rs,retro} / E_1$) nos pavimentos tipicamente flexíveis, revisou-se a tabela anterior, agora filtrando-se apenas as estruturas com valor de E_2 igual ou inferior a 500 MPa. Os resultados são apresentados na tabela a seguir.

Tabela 4.5: Parâmetros mínimos e máximos das estruturas em função da relação de módulo ($E_{sl,retro} / E_1$) – Pavimentos tipicamente flexíveis (E_2 igual ou inferior a 500 MPa)

Relação ($E_{sl,retro} / E_1$)		E1 (MPa)		E2 (MPa)		Relação ($E1_{mín} / E2_{mín}$)	E3 (MPa)		h2 (cm)		h3 (cm)		Ht (cm)		Rc (m)		D0 (0,01mm)		Parâmetro AREA (cm)	
mín	máx	mín	máx	mín	máx		mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx	mín	máx
0,79	0,80	50	150	50	50	1,0	5.000	5.000	10	20	20	20	30	40	576	582	29	51	61	70
0,80	0,81	50	250	50	200	1,0	3.500	5.000	10	20	17	20	27	40	411	612	23	59	56	71
0,81	0,82	50	300	50	500	1,0	2.000	5.000	10	20	15	20	25	40	331	708	22	58	55	71
0,82	0,83	50	400	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	12	20	25	40	191	745	20	70	53	72
0,83	0,84	50	450	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	10	20	24	40	168	760	19	74	52	72
0,84	0,85	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	7	20	22	40	152	776	18	79	51	63
0,85	0,86	50	450	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	5	20	22	40	128	789	16	86	52	62
0,86	0,87	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	20	40	110	804	15	93	49	61
0,87	0,88	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	20	40	94	816	13	102	46	59
0,88	0,89	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	19	40	79	827	13	111	44	58
0,89	0,90	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	17	40	66	845	11	122	42	57
0,90	0,91	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	17	40	56	845	11	133	40	56
0,91	0,92	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	15	40	50	803	12	148	37	54
0,92	0,93	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	32	715	13	186	30	53
0,93	0,94	50	500	50	500	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	19	670	13	264	22	51
0,94	0,95	50	500	50	300	1,0	1.000	5.000	10	20	3	20	13	40	21	635	14	250	22	51
0,95	0,96	70	500	50	250	1,4	1.000	5.000	10	20	7	20	19	40	62	605	15	110	33	51
0,96	0,97	100	500	50	200	2,0	1.000	5.000	10	20	7	20	20	40	83	563	17	92	35	50
0,97	0,98	150	500	50	100	3,0	1.000	5.000	10	20	10	20	20	40	85	555	17	77	34	48
0,98	0,99	150	500	50	100	3,0	1.000	5.000	10	20	10	20	22	40	89	467	19	69	33	49
0,99	1,00	200	500	50	100	4,0	1.000	5.000	10	20	10	20	22	40	114	460	20	63	35	47
1,00	1,01	200	500	50	100	4,0	1.000	5.000	10	20	10	20	22	40	122	433	21	59	36	48
1,01	1,02	250	500	50	100	5,0	1.000	5.000	12	20	10	20	24	40	116	450	20	59	36	48
1,02	1,03	250	500	50	100	5,0	1.000	5.000	12	20	10	20	24	40	117	418	23	57	35	47
1,03	1,04	300	500	50	50	6,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	37	118	397	26	55	36	47
1,04	1,05	300	500	50	50	6,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	40	137	410	24	51	37	46
1,05	1,06	300	500	50	50	6,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	37	119	369	26	53	36	46
1,06	1,07	350	500	50	50	7,0	1.000	5.000	15	20	10	20	27	37	119	399	25	52	36	47
1,07	1,08	350	500	50	50	7,0	1.000	5.000	17	20	12	20	29	40	120	300	28	51	35	45
1,08	1,09	400	500	50	50	8,0	1.000	5.000	17	20	10	17	29	37	139	312	28	48	38	43
1,09	1,10	400	500	50	50	8,0	1.000	5.000	17	20	12	20	29	40	168	279	30	42	38	44
1,10	1,11	400	450	50	50	8,0	1.000	5.000	20	20	10	17	30	37	140	302	30	47	37	44
1,11	1,12	450	450	50	50	9,0	2.000	2.000	20	20	17	17	37	37	237	237	34	34	42	42
1,12	1,13	450	500	50	50	9,0	1.000	5.000	20	20	10	20	30	40	140	269	33	46	37	43
1,13	1,14	500	500	50	50	10,0	3.500	3.500	20	20	15	15	35	35	304	304	29	29	44	44
1,14	1,15	500	500	50	50	10,0	3.500	3.500	20	20	12	12	32	32	209	209	37	37	40	40
1,15	1,16	500	500	50	50	10,0	1.000	5.000	20	20	12	20	32	40	169	271	32	40	38	43

Percebe-se que esta análise para os pavimentos flexíveis não é tão trivial, sendo que, aparentemente, quem causa a dispersão da relação é a combinação dos parâmetros. De qualquer modo, percebeu-se que para espessura total do pavimento entre 13 e 20 cm, os valores ficam predominantemente abaixo da linha de igualdade, como ilustra a Figura 4.12.

Figura 4.12: Relação obtida no estudo teórico para Módulo de resiliência do subleito (E_1) e Módulo retroanalisado a partir da equação da AASHTO/93 – Pavimentos tipicamente flexíveis (Módulo E_2 igual ou inferior a 500 MPa) e espessura física total do pavimento entre 13 e 20cm

Um segundo estudo teórico foi realizado agora para verificar a influência da espessura física total do pavimento na determinação do valor do módulo retroanalisado, em relação ao módulo da camada. Para este estudo foram simulados 27 casos, utilizando-se uma estrutura flexível padrão composta por Revestimento asfáltico (módulo de resiliência de 3.500 MPa, espessura de 10 cm), base granular (módulo de resiliência de 350 MPa e espessura variando entre 30 e 140 cm) e subleito/infraestrutura (módulo de resiliência de 40 MPa). Foi utilizada novamente a equação da AASHTO/93 para realizar a retroanálise dos valores. Foram realizadas 3 retroanálises para cada caso simulado, sendo a primeira utilizando do parâmetro D_{90} , a segunda, o parâmetro D_{120} e a terceira, o parâmetro D_{150} .

O gráfico da Figura 4.13 a seguir ilustra os resultados desta análise.

Figura 4.13: Relação $(Esl,reto / E1)$ em função da espessura total do pavimento (segundo estudo teórico)

Como se pode verificar, constatou-se no segundo estudo teórico que, para pavimentos tipicamente flexíveis, quanto maior a espessura física total do pavimento, maior será a relação $(Esl,reto / E1)$, sendo que para espessuras totais abaixo de 50 cm, basicamente se tem uma relação entre 0,8 e 1,0, independente de qual deflexão (*D90*, *D120* ou *D150*) tenha sido utilizada na retroanálise. Para espessuras superiores a 50cm, cada uma das respectivas curvas de relação $(Esl,reto / E1)$ para os diversos parâmetros de deflexão, cruzam o valor desejável da relação (1,0) em um determinado ponto, sendo:

- Curva *D90* no valor de espessura total de 55 cm;
- Curva *D120* no valor de espessura total de 75 cm;
- Curva *D150* no valor de espessura total de 95 cm.

Muito provavelmente, para estruturas diferentes daquelas que foram estudadas nas simulações acima, em termos de módulo de resiliência e espessuras dos materiais, também diferentes serão os formatos das curvas e o ponto de cruzamento do valor ideal (1,0). Assim sendo, considera-se bastante importante, para a retroanálise dos valores de módulo de resiliência do subleito, o conhecimento prévio da espessura total do pavimento, bem como as características das suas camadas, para se que possa realizar o estudo prévio para calibração das curvas e aplicação de um fator de

correção, com base nas equações de tendência, a partir de estudo teórico semelhante ao realizado.

4.4 Proposição de metodologia para avaliação de dados de Módulo de Subleito retroanalisado – rodovias estaduais (SP)

Para elaboração do presente estudo de caso, foram coletados dados históricos de resultados de *FWD*, de algumas rodovias do estado de São Paulo sob Concessão. Mais uma vez ressalta-se que os dados estão contidos de forma dispersa e nem sempre seguem padrão de apresentação, o que dificulta sua análise e correlação com demais dados.

As rodovias selecionadas para o estudo foram as seguintes: SP 021, SP 070, SP 099, SP 147, SP 150, SP 270, SP 280, SP 318 e SP 340. Tais dados foram consolidados em um banco dados deflectométricos, concebido pelo autor, conforme será detalhado mais à frente.

A partir disso, para as rodovias selecionadas para o estudo, buscou-se conhecer as seguintes características / informações:

- (i) Sítios geológicos atravessados pelas rodovias;
- (ii) Sítios pedológicos atravessados pelas rodovias;
- (iii) Precipitação volumétrica histórica acumulada de três dias anteriores à data registrada no levantamento com *FWD*;
- (iv) Tipo de seção de terraplenagem (corte, mista ou aterro).

A seguir são explicados cada um dos passos para obtenção das informações pesquisadas.

4.4.1 Mapeamento Geológico

Para realizar a caracterização geológica das rodovias em estudo, foi consultado o sistema *GeoSGB* - Sistema de Geociências do Serviço Geológico do Brasil (CPRM), disponível no site <http://geosgb.cprm.gov.br/>.

O serviço do sistema *GeoSGB* disponibiliza um arquivo tipo *kmz* do mapeamento geológico digital do estado de São Paulo para visualização no software Google Earth®. Com base nesse mapa e no mapeamento dos marcos quilométricos da rodovia em estudo, foi possível segmentar a rodovia em estudo para cada sítio geológico por ela atravessado.

O mapeamento geológico da região em estudo é apresentado na Figura 4.14 a seguir e a segmentação resultante das rodovias em estudo, de acordo com este critério, é apresentada na Tabela 4.6. A Tabela 4.7 por sua vez apresenta a descrição dos sítios geológicos identificados no âmbito deste estudo.

Figura 4.14: Mapeamento dos sítios geológicos de acordo com *CPRM* (fonte: autor adaptado de GeoSGB e Google Earth®)

A legenda de cores para os sítios pedológicos do mapa da Figura 4.14 é apresentada na Figura 4.15 a seguir.

Do ponto de vista mais simplista, empregado muito pelos engenheiros de pavimentação, pode-se observar que uma parte dos estudos foram realizados nas proximidades da capital, no cristalino brasileiro, incluindo rodovias próximas à bacia do Paraíba. Estas regiões são conhecidas por apresentarem presença de rocha e pedreiras em abundância, e em alguns locais, ocorrências de dezenas de metros de saprólito e solo saprolítico, e apenas espessura de um a dois metros de solos de comportamento laterítico ou transicional. Alguns estudos foram realizados nas regiões do derrame basáltico, muitas vezes com as ocorrências de arenitos intercalados, mais na direção do interior do estado de São Paulo. Estes locais em geral contam com maiores espessuras de solos de comportamento laterítico.

LEGENDA DE CORES PARA O MAPA GEOLÓGICO:

A4PPr	N1pq	NPvm
A4sn	NP2r_gamma_1lrn	NPvog
C2P1i	NP3_C_cortado_1e	P2i
C_cortado_1a_gamma_4lgt	NP3a_gamma_1lia	P3T1c
C_cortado_a_delta_4bm	NP3a_gamma_1Sar	P3T1p
D1f	NP3a_gamma_2l	P3T1rr
ENrc	NP3a_gamma_2lnas	P3t
Er	NP3ab	PP2ita
Et	NP3e_gamma_1	PPam_mu
J3K1bt	NP3e_gamma_1lps	PPams
K1_delta_sg	NP3e_gamma_1lsp	PPsg
K1_lambda_ja	NP3e_gamma_1Sqc	PPsn
K2Eit	NP3e_gamma_1pi	Q1c
K2_lambda_se	NP3e_gamma_2lsi	Q2a
K2ar	NP3e_gamma_2Sma	Traçado das Rodovias em estudo
K2m	NP3ipb	
K2rp	NP3ipcg	
K2sa	NP3p_delta_a	
K2vp	NP3p_gamma_1lbc	
MP1nh	NP3p_gamma_2Sap	
MP1pe	NP3s_gamma_1Cpc	
MP1vot	NP3s_gamma_2Cfx	
MP2si	NP3s_gamma_cc	
MPb	NP3srpc	
MPbv	NP3srpi	
MPflt	NP3srpv	
MPg	NPaq	
MPma	NPccgm	
MPpv	NPccog	
MPsapc	NPeog	
	NPeq	
	NPexm	
	NPtcp	
	NPtcq	

Figura 4.15: Legenda para o mapa dos sítios geológicos de acordo com CPRM (fonte: autor adaptado de GeoSGB e Google Earth®)

Tabela 4.6: Segmentação das rodovias em estudo pelo critério do sítio geológico (fonte: autor adaptado de *GeoSGB/CPRM*)

Rodovia	km inicial	km final	Sigla (CPRM)	Rodovia	km inicial	km final	Sigla (CPRM)	Rodovia	km inicial	km final	Sigla (CPRM)
SP 150	9,750	12,700	Npepg	SP 340	118,650	122,170	C2P1i	SP 270	54,600	61,000	NP3s_gamma_1lsr
SP 150	12,700	22,510	Er	SP 340	122,170	125,450	k1_delta_sg	SP 270	61,000	63,500	MP2si
SP 150	22,510	26,510	Npexm	SP 340	125,450	127,890	NP3s_gamma_1ljg	SP 270	63,500	64,500	NP3s_gamma_1lsr
SP 150	26,510	30,650	NPepeg	SP 340	127,890	128,960	ENrc	SP 270	64,500	67,100	MP2si
SP 150	30,650	41,260	Npexm	SP 340	128,960	129,790	k1_delta_sg	SP 270	67,100	88,400	NP3srpi
SP 150	41,260	49,870	Npeog	SP 340	129,790	131,050	ENrc	SP 270	88,400	102,800	NP3s_gamma_2lso
SP 150	49,870	53,100	NP3ml	SP 340	131,050	131,400	NP3s_gamma_1ljg	SP 270	102,800	115,500	C2P1i
SP 150	53,100	53,620	Q2a	SP 340	131,400	136,280	C2P1i	SP 021	30,000	39,700	NPexm
SP 150	53,620	62,500	Qdi	SP 340	136,280	138,160	ENrc	SP 021	39,700	47,120	NPepeg
SP 150	62,500	65,600	Qli	SP 340	138,160	148,210	C2P1i	SP 021	47,120	47,880	Q2a
SP 070	11,190	25,200	Q2a	SP 340	148,210	150,000	k1_delta_sg	SP 021	47,880	48,930	Er
SP 070	25,200	32,000	NPepeg	SP 340	150,000	154,170	C2P1i	SP 021	48,930	53,470	NPexm
SP 070	32,000	35,090	Q2a	SP 340	154,170	158,590	Q1c	SP 021	53,470	62,880	NP3e_gamma_2Stl
SP 070	35,090	37,200	NPepeg	SP 340	158,590	162,000	C2P1i	SP 021	62,880	63,880	NPexm
SP 070	37,200	40,000	Er	SP 340	162,000	164,120	Q1c	SP 021	63,880	70,310	NP3e_gamma_2Stl
SP 070	40,000	45,000	NPepeg	SP 340	164,120	164,590	C2P1i	SP 021	70,310	74,590	NPexm
SP 070	45,000	72,800	Er	SP 340	164,590	165,770	ENrc	SP 021	74,590	86,400	NPepeg
SP 070	72,800	74,080	Esp	SP 340	165,770	166,790	C2P1i	SP 147	41,000	41,800	PPsg
SP 070	74,080	75,930	Npepg	SP 340	166,790	168,820	ENrc	SP 147	41,800	42,800	NPaq
SP 070	75,930	77,370	Q2a	SP 340	168,820	170,000	Q2a	SP 147	42,800	47,700	PPsn
SP 070	77,370	81,420	Npepg	SP 340	170,000	179,070	C2P1a	SP 147	47,700	52,000	NPvog
SP 070	81,420	110,000	Er	SP 340	179,070	180,000	Q2a	SP 147	52,000	55,000	C2p1i
SP 070	110,000	112,840	Et	SP 340	180,000	203,450	C2P1a	SP 147	55,000	56,200	Q1c
SP 070	112,840	129,350	Er	SP 340	203,450	203,780	Q2a	SP 147	56,200	86,000	C2p1i
SP 070	129,350	130,400	Np	SP 340	203,780	204,890	k1_delta_sg	SP 147	86,000	87,700	P1tt
SP 099	0,000	6,400	Np	SP 340	204,890	210,500	C2P1a	SP 147	87,700	91,800	K1_delta_sg
SP 099	6,400	10,760	Er	SP 340	210,500	212,930	Q2a	SP 147	91,800	92,700	P2i
SP 099	10,760	14,000	Npepg	SP 340	212,930	214,710	k1_delta_sg	SP 147	92,700	99,000	P1tt
SP 099	14,000	15,000	A4PPr	SP 340	214,710	216,370	C2P1a	SP 147	99,000	103,900	C2p1i
SP 099	15,000	15,500	Npepg	SP 340	216,370	225,860	Q1c	SP 147	103,900	106,000	P1tt
SP 099	15,500	17,680	A4PPr	SP 340	225,860	231,410	C2P1a	SP 147	113,000	123,500	P1tt
SP 099	17,680	19,420	Npepg	SP 340	231,410	241,710	Q1c	SP 147	123,500	123,900	P2i
SP 099	19,420	24,000	A4PPr	SP 340	241,710	256,000	C2P1a	SP 147	123,900	124,500	K1_delta_sg
SP 099	24,000	26,220	Npepg	SP 340	256,000	257,500	Q2a	SP 147	124,500	125,400	P2i
SP 099	26,220	26,800	Npeog	SP 340	257,500	261,010	C2P1a	SP 147	125,400	129,000	P1tt
SP 099	26,800	28,700	NPexm	SP 340	261,010	259,130	Q1c	SP 147	129,000	131,700	P2i
SP 099	28,700	30,400	NP3e_gamma_1Ssl	SP 340	259,130	263,540	C2P1a	SP 147	131,700	135,100	P1tt
SP 099	30,400	32,500	NPexm	SP 340	263,540	268,640	Q1c	SP 147	0,000	136,100	P2i
SP 099	32,500	33,600	NP3a_gamma_2lnas	SP 340	268,640	280,000	C2P1a	SP 147	136,100	140,700	P1tt
SP 099	33,600	36,200	NPexm	SP 340	280,000	281,500	Q2a	SP 147	140,700	141,100	K1_delta_sg
SP 099	36,200	40,700	NP3a_gamma_2lnas	SP 280	13,460	17,800	Q2a	SP 147	141,100	143,000	P3T1c
SP 099	40,700	43,100	NPccq	SP 280	17,800	19,000	MP1vot	SP 318	235,400	238,230	K2Eit
SP 099	43,100	43,720	Npccog	SP 280	19,000	42,000	NP3s_gamma_1lit	SP 318	238,230	241,410	Q1c
SP 099	43,720	52,200	NPccgp	SP 280	42,000	49,000	MP2si	SP 318	241,410	244,920	K2Eit
SP 099	52,200	57,700	NPccgm	SP 280	49,000	54,200	NP3s_gamma_1lsr	SP 318	244,920	247,630	J3K1bt
SP 099	57,700	58,600	NPccgp	SP 280	54,200	68,600	NP3srer	SP 318	247,630	250,400	K1_delta_sg
SP 099	58,600	62,200	Npccog	SP 280	68,600	76,200	NP3s_gamma_2lso	SP 318	250,400	270,000	J3K1bt
SP 099	62,200	64,300	NPccgm	SP 280	76,200	78,200	NP3srer	SP 318	270,000	270,720	K1_delta_sg
SP 099	64,300	82,000	NP3a_gamma_1lpp	SP 280	78,200	79,380	C2P1i	SP 318	270,720	270,930	J3K1bt
SP 099	82,000	83,200	Qdi	SP 270	34,000	46,200	NP3p_gamma_1lib	SP 318	270,930	278,740	Q1c
SP 099	83,200	83,400	Qli	SP 270	46,200	51,300	NP3p_gamma_1iv	SP 318	278,740	280,200	Q2a
SP 340	114,300	118,650	NP3s_gamma_1ljg	SP 270	51,300	54,600	MP1vot				

Tabela 4.7: Descrição dos sítios geológicos identificados (fonte: autor adaptado de *GeoSGB/CPRM*)

Sigla	Abreviação para fins do presente trabalho	Descrição
A4PPr	A4PPr	Rio Capivari: Migmatito, Trondhjemitó, Gnaiss, Ortognaiss
C2P1a	C2P1a	Aquidauana: Diamictito, Folhelho, Arenito, Siltito
C2P1i	C2P1i	Itararé: Arenito, Folhelho, Diamictito, Ritmito
ENrc	ENrc	Rio Claro:
Er	Er	Resende: Conglomerado, Arenito, Diamictito, Lamito
Esp	Esp	São Paulo: Argilito, Arenito conglomerático, Arenito, Siltito
Et	Et	Tremembé: Calcário dolomito, Folhelho, Argilito, Marga
J3K1bt	J3K1bt	Botucatú: Arenito
k1_delta_sg	k1_delta_sg	Serra Geral: Dacito
K2Eit	K2Eit	Itaqueri: Arenito, Arenito conglomerático
MP1vot	MP1vot	Votuverava, unidade terrígena: Metasiltito, Filito, Metaconglomerado, Metarenito
MP2si	MP2si	Serra do Itaberaba: Xisto, Rocha metapelítica
Np	Np	Pindamonhangaba: Arenito, Argilito, Arenito conglomerático, Siltito, Ortoconglomerado
NP3a_gamma_1lpp	NP3a_g_1lpp	Complexo Pico do Papagaio: Biotita granito
NP3a_gamma_2lnas	NP3a_g_2lnas	Granito Natividade da Serra, tipo I: Biotita granito, Monzogranito
NP3e_gamma_1Ssl	NP3e_g_1Ssl	Granito Salto: Biotita granito
NP3e_gamma_2Sma	NP3e_g_2Sma	Granito Mauá: Sienogranito, Monzogranito
NP3e_gamma_2Stl	NP3e_g_2Stl	Granito Tres Lagos: Granito
NP3ml	NP3ml	Rochas miloníticas: Protomilonito, Milonito, Ultramilonito
NP3p_gamma_1iv	NP3p_g_1iv	Granito Itapevi: Biotita monzogranito, Monzogranito
NP3p_gamma_1lib	NP3p_g_1lib	Granito Ibiúna: Monzogranito, Granodiorito, Quartzó monzonito
NP3s_gamma_1lit	NP3s_g_1lit	Granitóide Itaqui: Granodiorito, Granito
NP3s_gamma_1ljg	NP3s_g_1ljg	Jaguariúna: Granito
NP3s_gamma_1lsr	NP3s_g_1lsr	Granitóide São Roque: Granodiorito, Biotita monzogranito
NP3s_gamma_2lso	NP3s_g_2lso	Granito Sorocaba: Monzogranito, Sienogranito, Granodiorito, Granito
NP3srer	NP3srer	São Roque, Formação Estrada dos Romeiros: Metarenito, Metaritimto, Rocha metapelítica
NP3srpi	NP3srpi	São Roque, Formação Piragibu: Filito, Metaconglomerado, Metabasito, Metabrecha
NPaq	NPaq	Andrelândia, unidade quartzítica: Muscovita quartzito, Quartzito
NPccgm	NPccgm	Costeiro, unidade granito-gnaissica migmatítica: Migmatito, Gnaiss, Augen gnaiss
NPccgp	NPccgp	Costeiro, unidade de gnaisses peraluminosos: Gnaiss, Paragnaiss
Npccog	Npccog	Costeiro, unidade ortognaissica: Migmatito, Biotita gnaiss, Gnaiss, Ortognaiss
NPccq	NPccq	Costeiro, unidade quartzítica:
Npeog	Npeog	Ortognaissica: Biotita gnaiss, Ortognaiss
Npepg	Npepg	Paragnaissica: Biotita gnaiss
Npexm	Npexm	Xistos, localmente migmatíticos: Xisto
NPvog	NPvog	Varginha-Guaxupé, unidade ortognaissica migmatítica intermediária: Migmatito estromático, Albita anateixito, Tonalito gnaiss, Granito gnaiss
P1tt	P1tt	Tatuí: Siltito
P2i	P2i	Irati: Folhelho
P3T1c	P3T1c	Corumbataí: Arenito, Siltito
PPsg	PPsg	São Gonçalo do Sapucaí: Biotita gnaiss, Xisto, Hornblenda gnaiss, Ortognaiss
PPsn	PPsn	Amparo, unidade de migmatitos tonalito-trondhjemiticos: Ortognaiss, Migmatito estromático, Trondhjemitó
Q1c	Q1c	Depósitos Colúvio-Eluvionares: Depósitos elúvio-coluvionares
Q2a	Q2a	Depósitos aluvionares: Depósitos de areia, Depósitos de cascalho
Qdi	Qdi	Coberturas detríticas indiferenciadas: Depósitos de areia, Depósitos de cascalho, Depósitos de argila
Qli	Qli	Depósitos litorâneos indiferenciados: Depósitos de argila, Depósitos de areia

4.4.2 Mapeamento Pedológico

O mapeamento pedológico foi realizado com base no mapa pedológico digital, também em formato *kmz* disponibilizado pelo site da *SIGEL* (Sistema de Informações Geográficas do Setor Elétrico) da *ANEEL* (Agência Nacional de Energia Elétrica), disponível no site <http://sigel.aneel.gov.br/arcgis/rest/services/SIGEL/Tematicos/MapServer/generatekml>, a partir do mapeamento pedológico de solos realizado pela *EMBRAPA* (Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária). O arquivo original baixado do site da *EMBRAPA* trazia as informações de cada sítio pedológico quando apontados os locais no mapa, porém todos eles estavam indicados graficamente com a mesma cor.

Neste sentido, uma adaptação foi realizada pelo autor para fins deste trabalho com o objetivo de separar as ‘macro classes’ dos sítios pedológicos diversos por cores. A Figura 4.16 na sequência ilustra o mapa de cores gerado e a Figura 4.17 apresenta as legendas de cada macro classe de natureza pedológica dos solos, de acordo com a classificação utilizada pela *EMBRAPA*.

Figura 4.16: Mapeamento dos sítios pedológicos de acordo com *EMBRAPA* (fonte: autor adaptado de *EMBRAPA* e Google Earth®)

Figura 4.17: Legenda de cores para o mapa pedológico

Transpondo-se então o mapa pedológico com o mapa do traçado das rodovias em estudo, foi possível realizar a segmentação por este critério. Os segmentos resultantes deste trabalho são apresentados na Tabela 4.8 a seguir. A Tabela 4.9 apresenta a descrição da composição das camadas e demais características para os sítios pedológicos descritos na Tabela 4.8.

Pode-se observar que parte importante das rodovias estudadas próximas à capital apresentam ocorrências importantes de cambissolos e argissolos que são em geral solos de comportamento não-laterítico, com ocorrências de dezenas de metros de saprolito e de solo saprolítico, muitos arenosos, alguns silto-arenosos muito expansivos e alguns finos argilosos expansivos. Há ocorrência de pequena espessura de solos de comportamento laterítico ou transicional. Nas regiões das rodovias mais para o interior do estado, nas regiões dos derrames basálticos, pode-se observar a presença de latossolos, em geral em espessuras de metros, de comportamento em geral laterítico, entre LA, LA' e LG', dependendo da quantidade de fração areia presente, proveniente da presença de arenito com basalto na origem da formação dos solos.

Tabela 4.8: Segmentação da rodovia pelo sítio pedológico atravessado (fonte: autor adaptado de *EMBRAPA*)

Rodovia	km inicial	km final	Sítio Pedológico	Rodovia	km inicial	km final	Sítio Pedológico
SP 099	0,000	4,000	LVAd7	SP 270	34,000	103,000	PVAd9
SP 099	4,000	57,500	PVAd39	SP 270	103,000	115,500	LVd9
SP 099	57,500	83,640	CXbd3	SP 280	13,460	79,380	PVAd9
SP 070	11,190	120,500	PVAd39	SP 340	114,300	118,500	LVAd3
SP 070	120,500	130,400	LVAd7	SP 340	118,500	133,000	PVAd9
SP 147	41,000	52,000	PVAe10	SP 340	133,000	165,340	LVAd3
SP 147	52,000	90,000	LVAd3	SP 340	165,340	168,540	OXy2
SP 147	90,000	118,500	LVd2	SP 340	168,540	196,200	LVAd3
SP 147	118,500	123,000	PVAd9	SP 340	196,200	278,360	LVd1
SP 147	123,000	143,000	LVd2	SP 340	278,360	281,500	PVAd44
SP 150	9,750	24,000	PVAd39	SP 318	235,400	269,000	LVdf3
SP 150	24,000	26,500	Água	SP 318	269,000	280,200	LVd1
SP 150	26,500	28,680	CXbd1	SP 021	30,000	36,850	PVAd39
SP 150	28,680	31,280	Água	SP 021	36,850	63,890	CXbd1
SP 150	31,280	40,000	CXbd1	SP 021	63,890	76,000	Água
SP 150	40,000	54,500	CXbd3	SP 021	76,000	82,700	CXbd1
SP 150	54,500	65,600	GZn2	SP 021	82,700	86,400	Água

Tabela 4.9: Composição e características dos sítios pedológicos citados (fonte: *EMBRAPA*)

Código EMBRAPA	Parâmetro	Descrição	Código EMBRAPA	Parâmetro	Descrição
CXbd1	Composição Solo 1	Cambissolos Haplicos Tb Distróficos	LVd15	Composição Solo 1	Latossolos Vermelhos Distróficos
	Composição Solo 2	-		Composição Solo 2	Latossolos Vermelhos Eutroférricos
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	Argissolos Vermelhos Eutróficos
	Área total (km2)	1.854.013.796		Área total (km2)	1.046.756.789
CXbd3	Composição Solo 1	Cambissolos Haplicos Tb Distróficos	LVef1	Composição Solo 1	Latossolos Vermelhos Eutroférricos
	Composição Solo 2	Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos		Composição Solo 2	-
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	-
	Área total (km2)	9.390.851.951		Área total (km2)	4.061.243.262
GZn2	Composição Solo 1	Gleissolos Salicos Sódicos	NVe2	Composição Solo 1	Nitossolos Vermelhos Eutróficos
	Composição Solo 2	Gleissolos Tiomorficos Orticos		Composição Solo 2	Latossolos Vermelhos Eutroférricos
	Composição Solo 3	Espodossolos Ferriluvicos Hidromorficos		Composição Solo 3	-
	Área total (km2)	421.851.074		Área total (km2)	570.204.445
LVAd3	Composição Solo 1	Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos	OXY2	Composição Solo 1	Organossolos Haplicos Hemicos
	Composição Solo 2	Latossolos Vermelhos Distróficos		Composição Solo 2	Gleissolos Melanicos Tb Distróficos
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	Gleissolos Haplicos Tb Distróficos
	Área total (km2)	2.316.256.312		Área total (km2)	457.944.314
LVAd7	Composição Solo 1	Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos	PVAd39	Composição Solo 1	Argissolos Vermelho-Amarelos Distróficos
	Composição Solo 2	Cambissolos Haplicos Tb Distróficos		Composição Solo 2	Argissolos Vermelhos Eutróficos
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos
	Área total (km2)	8.954.070.131		Área total (km2)	6.257.355.305
LVAd19	Composição Solo 1	Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos	PVAd4	Composição Solo 1	Argissolos Vermelho-Amarelos Distróficos
	Composição Solo 2	Latossolos Vermelhos Distróficos		Composição Solo 2	Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos
	Composição Solo 3	Neossolos Quartzarenicos Orticos		Composição Solo 3	-
	Área total (km2)	3.331.818.278		Área total (km2)	5.998.386.448
LVAd44	Composição Solo 1	Latossolos Vermelho-Amarelos Distróficos	PVAd44	Composição Solo 1	Argissolos Vermelho-Amarelos Distróficos
	Composição Solo 2	Neossolos Quartzarenicos Orticos		Composição Solo 2	Argissolos Vermelho-Amarelos Eutróficos
	Composição Solo 3	Argissolos Vermelho-Amarelos Distróficos		Composição Solo 3	Latossolos Vermelhos Distróficos
	Área total (km2)	850.307.513		Área total (km2)	4.989.848.457
LVd1	Composição Solo 1	Latossolos Vermelhos Distróficos	PVAd9	Composição Solo 1	Argissolos Vermelho-Amarelos Distróficos
	Composição Solo 2	-		Composição Solo 2	Cambissolos Haplicos Tb Distróficos
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	-
	Área total (km2)	3.046.554.504		Área total (km2)	106.958.759
LVd2	Composição Solo 1	Latossolos Vermelhos Distróficos	PVAe10	Composição Solo 1	Argissolos Vermelho-Amarelos Eutróficos
	Composição Solo 2	Latossolos Vermelhos Distroférricos		Composição Solo 2	Argissolos Vermelhos Eutróficos
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	Latossolos Vermelhos Distróficos
	Área total (km2)	3.021.536.958		Área total (km2)	2.055.388.902
LVdf3	Composição Solo 1	Latossolos Vermelhos Distroférricos	PVAe6	Composição Solo 1	Argissolos Vermelho-Amarelos Eutróficos
	Composição Solo 2	Latossolos Vermelhos Distróficos		Composição Solo 2	Neossolos Litólicos Eutróficos
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	-
	Área total (km2)	4.624.007.628		Área total (km2)	3.384.173.974
LVd7	Composição Solo 1	Latossolos Vermelhos Distróficos	RLd17	Composição Solo 1	Neossolos Litólicos Distróficos
	Composição Solo 2	Argissolos Vermelhos Distróficos		Composição Solo 2	Argissolos Vermelho-Amarelos Distróficos
	Composição Solo 3	-		Composição Solo 3	Cambissolos Haplicos Tb Distróficos
	Área total (km2)	4.037.577.838		Área total (km2)	198.316.208
LVd9	Composição Solo 1	Latossolos Vermelhos Distróficos			
	Composição Solo 2	Argissolos Vermelho-Amarelos Distróficos			
	Composição Solo 3	-			
	Área total (km2)	1.267.937.246			

4.4.3 Mapeamento Pluviométrico

Para estudar o histórico de chuvas foi consultado o banco de dados hidrológicos do *DAEE* (Departamento de Águas e Energia Elétrica do Estado de São Paulo), disponível no site <http://www.hidrologia.daee.sp.gov.br/>. A Figura 4.18 a seguir ilustra o mapa das unidades de gerenciamento de Recursos Hídricos do *DAEE/SP*.

Figura 4.18: Mapa das unidades de gerenciamento de recursos hídricos de acordo com o *DAEE/SP*

A partir das coordenadas de geolocalização das estações, os pontos foram, um a um, plotados no software Google Earth® gerando-se um novo arquivo tipo *kmz*, com a localização das estações.

A Figura 4.19 a seguir ilustra mapa contendo o arquivo tipo *kmz* gerado com as estações pluviométricas cadastradas para fins deste estudo.

Os dados históricos das estações pluviométricas cadastradas no mapa foram então consolidados em um banco de dados (planilha eletrônica) específico, para posteriormente serem consultados através de programação de fórmulas.

Figura 4.19: Mapeamento das estações pluviométricas cadastradas para análise

A partir do mapa foi realizada uma filtragem prévia das estações com dados atualizados para potencial utilização. Depois de realizada esta seleção, foi possível adotar áreas de influência de cada estação pluviométrica selecionada para o traçado das rodovias em estudo. O detalhamento das áreas de influências adotadas para as rodovias em estudo é apresentado na Tabela 4.10 a seguir.

Tabela 4.10: Áreas de influência adotadas para as estações pluviométricas nas rodovias em estudo

Código da Estação (DAEE)	Data inicial dos registros	Data final dos registros	Área de influência			
			Rodovia	km inicial	km final	Distância em relação ao eixo da via (km)
E3-136	jan-48	set-16	SP 021	0,000	42,455	1,5
E3-243	set-72	nov-16	SP 021	42,455	66,700	3,1
E3-162	jan-99	dez-16	SP 021	66,700	85,065	4,1
E3-155	jan-99	dez-16	SP 021	85,065	96,820	1,2
E3-245	set-72	out-16	SP 021	96,820	113,065	4,5
E3-108	out-61	nov-16	SP 021	113,065	129,106	7,4
E3-108	out-61	nov-16	SP 070	11,190	62,750	0,7
E2-031	nov-42	dez-16	SP 070	62,750	95,750	5,9
E2-025	jan-43	jul-15	SP 070	95,750	117,320	7,7
E2-095	jun-57	out-16	SP 070	117,320	130,400	11,9
D3-009	jan-37	nov-16	SP 147	41,360	72,000	11,0
D4-099	jun-70	nov-16	SP 147	72,000	94,000	11,0
D4-064	out-65	mai-16	SP 147	94,000	124,500	5,7
D4-104	ago-73	nov-16	SP 147	124,500	143,000	1,8
E3-162	jan-99	dez-16	SP 150	9,700	41,000	1,5
E3-228	ago-39	out-16	SP 150	41,000	65,600	5,1
E3-031	jan-37	mai-16	SP 270	34,000	53,500	6,4
E4-043	jan-42	dez-16	SP 270	53,500	84,500	9,6
E4-128	jun-71	jul-16	SP 270	84,500	110,500	8,6
E4-019	jun-57	nov-16	SP 270	110,500	115,500	22,7
E3-145	nov-55	mar-15	SP 280	13,460	19,500	5,0
E3-031	jan-37	mai-16	SP 280	19,500	47,000	5,0
E4-043	jan-42	dez-16	SP 280	47,000	76,950	1,4
E4-128	jun-71	jul-16	SP 280	76,950	79,380	3,7
D4-075	jan-70	out-16	SP 318	230,000	258,000	1,4
C4-096	set-70	nov-16	SP 318	258,000	280,200	26,3
D3-042	dez-42	nov-16	SP 340	114,100	135,200	3,4
D4-082	ago-50	nov-16	SP 340	135,200	145,700	4,9
D3-009	jan-37	nov-16	SP 340	145,700	186,150	4,0
C4-097	out-70	nov-16	SP 340	186,150	229,550	8,5
C4-072	jun-60	dez-16	SP 340	229,550	281,770	0,5

4.4.4 Segmentação pelo tipo de seção de terraplenagem

Com base nos levantamentos visuais de campo realizados na rodovia, também puderam ser determinados os tipos de seções de terraplenagem (seções em corte, em aterro ou mistas) ao longo do traçado das rodovias em estudo. O resultado desta compartimentação é apresentado no Anexo C.

4.4.5 Consolidação dos dados de levantamento deflectométrico e retroanálise dos valores de módulo de subleito

Como já citado anteriormente, os dados de levantamento deflectométrico foram coletados a partir das planilhas resultantes do monitoramento anual dos pavimentos que a *ARTESP* (Agência Reguladora de Transportes do Estado de São Paulo) realiza junto às Concessionárias de serviços responsáveis pela administração das rodovias. Em geral, os levantamentos de deflexão são realizados a cada 2 anos nas rodovias da malha concedida, normalmente fazendo-se uso do equipamento *FWD*.

Os dados foram consolidados em um só banco de dados concebido pelo autor (planilha eletrônica).

A partir destes dados, foi possível calcular o valor do módulo de resiliência do subleito retroanalisado ($E_{sl,retro}$ ou E_{slr}), para cada registro histórico do levantamento, a partir da equação proposta pelo guia de dimensionamento da *AASHTO* de 1993 (equação 3.2).

4.4.6 Consulta de informações e consolidação do banco de dados deflectométrico (BD2)

Uma vez formatada a planilha inicial consolidada com os dados históricos de deflexões com o uso do *FWD*, e cada uma das planilhas de compartimentação dos trechos a partir das informações coletadas nos mapas, montou-se uma consulta de modo que, em cada ponto do ensaio com *FWD*, pudesse ser definida cada uma das características pesquisas, ou seja, (a) o sítio geológico de cada ponto ensaiado; (b) o sítio pedológico de cada ponto ensaiado; (c) o tipo de seção de terraplenagem (corte, mista ou aterro) de cada ponto ensaiado; (e) o índice pluviométrico acumulado para 1, 2, 4 e 8 dias anteriores à data do levantamento deflectométrico para cada um dos pontos de ensaio contidos no cadastro.

A partir dos pontos de registro do *FWD* também foi possível realizar uma pesquisa prévia no banco de dados de ensaios de subleito (BD1) para se obterem dados qualitativos do material do subleito, se disponível em uma distância máxima de 5 metros do ponto do ensaio (classificação *MCT* e *HRB*). Deve-se fazer uma observação importante quanto a este quesito: foi realizada uma pesquisa simples, onde, se mais de um ensaio estivesse disponível, apenas um dos ensaios seria registrado, de acordo com um determinado critério, para fins de referência. Uma consulta mais completa dos tipos de solos pelas classificações *MCT* e *HRB* foi realizada na composição do banco de dados BD3, como será detalhado no item 4.4.7 a seguir.

A partir deste banco de informações consolidados, denominado nesta tese de Banco de Dados BD2, serão realizados os estudos descritos no item 4.5 em diante.

4.4.7 Consolidação de um novo banco de dados para segmentos homogêneos (*BD3*)

Para efeito de análise e comparação entre os dados históricos dos levantamentos com o *FWD*, foi realizada a segmentação homogênea do trecho, contemplando cada um dos elementos em estudo (sítio pedológico, sítio geológico e tipo de seção de terraplenagem). As características dos segmentos homogêneos adotados para análise são apresentadas no Anexo C – SEGMENTOS HOMOGÊNEOS .

A partir desta segmentação, foi montado outro banco de dados, batizado de Banco de Dados *BD3*, contendo os segmentos homogêneos identificados e seus respectivos parâmetros estatísticos (média e desvio-padrão) dos elementos em estudo: módulo de resiliência retroanalisado, precipitação acumulada para 1, 2, 4 e 8 dias etc.

Além disso, a partir desta segmentação, também foi possível realizar uma consulta mais completa ao banco de dados de ensaios de materiais de subleito (*BD1*) descrito no item 4.1 (pág.183), onde se puderam verificar, em alguns locais, algumas características dos solos locais como classificação *MCT*, classificação *HRB*, estatísticas dos valores de *CBR* e expansão dos solos, entre outras características relevantes.

Obs.: Por se tratar de um banco de dados de segmentos homogêneos, quando da pesquisa dos ensaios de subleito no banco *BD1*, em muitos casos, dentro de um mesmo segmento foram identificados mais de um tipo de classificação *MCT* ou *HRB*. Nestes casos, foram contados quantos ensaios foram identificados para cada uma das respectivas classes. Um resumo desta contagem será apresentado mais adiante no capítulo 5 (Tabela 5.1 e Tabela 5.2).

4.5 Apresentação de resultados da aplicação da metodologia proposta para o trecho piloto (Rodoanel Sul)

Para formatação da metodologia de análise dos dados, optou-se pela seleção de um trecho piloto, no caso o Rodoanel Sul (SP 021). A Figura 4.20 apresenta o mapa da região do Rodoanel Sul. Por sua vez a Figura 4.21 e Figura 4.22 apresentam respectivamente os mapas geológico e pedológico da região atravessada pelo trecho em estudo. Enquanto a Figura 4.23 apresenta a localização das estações pluviométricas utilizadas para fins deste estudo.

Figura 4.20: Mapa da região (fonte: autor, adaptado de Google Earth®)

Figura 4.21: Mapa geológico da região (fonte: autor, adaptado de Google Earth® e GeoSGB)

Figura 4.22: Mapa pedológico da região (fonte: autor, adaptado de Google Earth® e *EMBRAPA*)

Figura 4.23: Mapa com a localização das estações pluviométricas

4.5.1 Análise dos dados pontuais dos valores de módulo e demais características

A Figura 4.24 a seguir apresenta os resultados pontuais dos valores de módulo de resiliência do subleito retroanalizados a partir da equação do guia da *AASHTO/93* para a faixa de rolamento interna (faixa 1).

Verifica-se uma tendência de comportamento razoavelmente coerente entre as duas pistas (crescente e decrescente), excetuando-se alguns segmentos.

significativamente com a de um dia. As deflexões dos quilômetros 51 a 63 demonstram esta afirmação. As deflexões em 2013 eram menores (e os módulos retroanalísados maiores) que em 2011, pois houve chuvas no dia anterior à medida de deflexão no ano de 2011, o que não ocorreu em 2013. No entanto, em 2013, há maior acúmulo de chuvas nos 8 dias anteriores, o que não afetou negativamente as medidas de deflexão.

Para verificar a influência da chuva na variação do comportamento do valor do módulo de resiliência do subleito em serviço, também foram elaborados mais dois gráficos contendo a média e o desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalísado, um para a condição de chuva máxima verificada e outro para a condição seca, ou seja, nenhuma chuva registrada no período de 8 dias.

Figura 4.25: Média e desvio padrão do módulo de resiliência retroanalizado do subleito e média da chuva acumulada (para 1 dia e para 8 dias) para: (a) condição geral; (b) condição de chuva máxima verificada; (c) nenhuma chuva acumulada em 8 dias [BD2]

Figura 4.26: Média e desvio padrão do valor de D120 e média da chuva acumulada (para 1 dia e para 8 dias) para: (a) condição geral; (b) condição de chuva máxima verificada; (c) nenhuma chuva acumulada em 8 dias [BD2]

As regiões no Rodoanel Sul são de ocorrência de solos saprolíticos não-lateríticos, mas a grande movimentação de terra, fazendo com que a maior parte esteja em aterro ou seção mista faz com que o uso de mapas fique, neste caso, limitado para as finalidades desta tese embora algumas conclusões possam ser extraídas. Não deixa de ser válido o uso de mapas geológicos e pedológicos para estudos básicos e planejamento das obras novas e de ressalva para a busca de solos de empréstimo ou de solos estabilizados com cal ou cimento para o subleito da obra. Em análise aos gráficos, verifica-se que, para o segmento onde a geologia foi classificada como *NPepg*, houve diminuição do valor médio dos módulos na situação de chuva máxima, em relação à situação seca, especialmente para a seção mista, onde de fato se espera maior influência por conta da provável maior proximidade do lençol freático em relação à camada de subleito do pavimento. Já para o trecho geológico *NPexm*, ao contrário do que se esperava, a tendência da média se inverteu, apesar de o desvio-padrão ter aumentado bastante especialmente na seção mista, a princípio sem uma explicação coerente.

4.5.2 Análise dos dados médios para os segmentos homogêneos

A Figura 4.27 a seguir apresenta os valores médios obtidos para os valores de módulo de resiliência do subleito retroanalisado para os segmentos homogêneos considerados para a pista sentido crescente (todas as faixas de rolamento). Apresenta também os valores médios, para cada segmento, de chuva acumulada de 1 dia e chuva acumulada de 8 dias, antes dos respectivos levantamentos.

Figura 4.27: Média dos dados de chuva acumulada de (a) 1 dia; (b) 8 dias; (c) média de *Eslr* da pista crescente e (d) *Eslr* da pista decrescente para os anos de 2011 e 2013 e para os segmentos homogêneos [BD3]

A partir destes dados, foi então possível realizar a comparação entre os valores médios de cada ano do levantamento, para cada um dos segmentos homogêneos de análise.

Para fins de comparação entre os dados históricos, foi obtida a relação máxima (relação de módulo) entre os valores médios de módulo de cada segmento homogêneo, de acordo com a seguinte equação:

$$\text{Relação de módulo} = \text{Eslr,máx} / \text{Eslr,mín} \quad (4.1)$$

Onde:

Eslr,máx: valor máximo do módulo de resiliência do subleito calculado para o segmento homogêneo;

Eslr,mín: valor mínimo do módulo de resiliência do subleito calculado para o segmento homogêneo.

Também para fins comparativos, foi realizada uma diferenciação entre as condições de chuva verificadas. Assim, para determinação dos parâmetros estatísticos foi realizada a seguinte categorização:

- **seco**: comparação entre dois períodos secos; ou seja, quando ambos os valores de módulo (mínimo e máximo) são relativos a períodos sem chuva acumulada nos últimos 8 dias anteriores aos respectivos levantamentos;
- **ch1dsu**: comparação entre períodos seco e úmido; ou seja, quando, em um dos períodos houve constatação de chuva acumulada de 1 dia diferente de zero (no outro período não houve chuva acumulada nos últimos 8 dias anteriores aos respectivos levantamentos);
- **ch1duu**: comparação entre dois períodos úmidos; ou seja, quando, em ambos os períodos comparados, houve constatação de chuva acumulada de 1 dia diferente de zero.
- **ch8dsu**: comparação entre períodos seco e úmido; ou seja, quando, em um dos períodos houve constatação de chuva acumulada de 8 dias diferente de zero (no outro período não houve chuva acumulada nos últimos 8 dias anteriores aos respectivos levantamentos);
- **ch8duu**: comparação entre dois períodos úmidos; ou seja, quando, em ambos os períodos comparados, houve constatação de chuva acumulada de 8 dias diferente de zero.

A Figura 4.28 a seguir apresenta a média e o desvio padrão da relação de módulo para as condições de chuva especificadas acima para os diferentes tipos de seções de terraplenagem.

Figura 4.28: Média e desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas [BD3]

Em análise à figura, se pode concluir que, no caso do rodoanel sul, a variação das condições de umidade teve maior efeito no valor do módulo de resiliência do subleito na seção em aterro (em termos de média mais desvio-padrão). Este fato não era de se esperar, pois em aterro tem-se por expectativa que a drenagem esteja favorecida. Porém, a natureza dos solos pode ser mais importante que estar em aterro, e isto deve ser mais pesquisado. No trecho em aterro se verificou valores de relação de módulo mais elevados, em termos de média mais desvio-padrão, nas situações *ch1uu* e *seco*. Já nas seções mistas, os maiores valores, em termos de média e desvio-padrão se apresentaram na situação *ch8dsu*.

A tendência esperada era que, em ambos os casos de tipo de seção de terraplanagem, a situação *ch1dsu* apresentasse maiores valores de relação de módulo. Atribui-se como possibilidade à inversão nas tendências, o número relativamente baixo de amostras para alguns casos ou o fato da natureza do solo que fica de difícil identificação adequada.

A Figura 4.29 a seguir apresenta a média e o desvio padrão da relação de módulo para cada um dos parâmetros em análise separadamente, sendo: (a) classificação geológica, (b) classificação pedológica e (c) tipo de seção de terraplenagem. A Figura 4.30, por sua vez, apresenta a mesma análise, porém agora com os parâmetros citados todos combinados.

Figura 4.29: Estatísticas da relação de módulo ($E_{slr,máx} / E_{slr,mín}$) para cada um dos parâmetros em estudo, sendo: (a) classificação geológica / classificação pedológica e (b) tipo de seção de terraplenagem [BD3]

Em análise aos gráficos, verificou-se que, em geral, a média da relação de módulo variou entre 1,14 e 1,25, ou seja, variou em torno de 1,20 (cerca de 20% de variação nos valores de módulo). Somando-se o desvio padrão, os valores médios de relação de módulo chegam a ser ainda maiores, da ordem de 1,30 a 1,50.

Também se verificou uma menor relação de módulo do subleito nas seções sobre o sítio geológico *NPepg* (média de 1,14), bem como menor dispersão de valores, apesar de o número de amostras ser menor para este sítio. No caso do sítio pedológico, o que apresentou maior relação de módulo foi o sítio *PVAd39* (média de 1,25), apresentando uma elevada dispersão de valores também, apesar do número de

amostras reduzido em relação às demais. Já para a análise do tipo de seção de terraplenagem (aterro ou mista), a seção que apresentou o maior valor de relação de módulo foi a seção em aterro (média de 1,25), bem como maior dispersão de valores.

Figura 4.30: Estatísticas da relação de módulo ($E_{slr,máx} / E_{slr,mín}$) para parâmetros combinados [DB3]

Em análise aos gráficos da Figura 4.30, verificam-se valores médios de relação de módulo variando entre 1,04 e 1,39. Somando-se o desvio-padrão, os valores oscilam entre 1,09 e 1,79.

Também se pode inferir que, para o caso da rodovia em análise, as seções em aterro apresentaram maiores valores médios da relação de módulo, além de apresentarem maior dispersão de valores (maior desvio-padrão de valores em relação à média).

Estes dados comprovam que se deve ter um banco de dados que contenha de forma muito clara a natureza dos solos de aterro, ou de subleito, do estado de compactação dos mesmos, e da eficiência dos sistemas de drenagem, pois estes dados são importantes para serem cruzados com os demais mostrados neste item.

4.6 Discussões, conclusões e recomendações para o trecho piloto

Verificou-se que o padrão do comportamento do módulo de resiliência do subleito varia bastante ao longo da extensão do eixo, apresentando relativamente baixa variação dentro de uma mesma seção (variação que ocorre transversalmente ao eixo, ao se mudar de faixa de rolamento ou de pista). Já a variação que ocorre em uma mesma seção, em períodos diferentes, apesar de tender a seguir um mesmo padrão, apresenta variações que são relevantes e podem prejudicar o desempenho das estruturas de pavimento se não foram devidamente consideradas no dimensionamento.

Também se verifica que alguns padrões de comportamento do módulo de resiliência do subleito muitas vezes não se repetem, e algumas vezes o comportamento é contrário ao que se esperava, por exemplo, no caso da variação de módulo da condição seca (dois períodos sem chuva) ser superior à dos períodos com chuva constatada para as seções em aterro.

Com base em todas as análises do trecho piloto, recomenda-se:

- Levar em conta as variações do valor do módulo do subleito, quando do dimensionamento de pavimentos novos e/ou restauração de pavimentos do rodoanel sul e em sítios geológicos/pedológicos semelhantes, utilizando-se por exemplo, os valores de relação de módulo para cada combinação de parâmetros conhecidos (sítios pedológico/geológico, tipo de seção etc.);
- Armazenar mais dados históricos do mesmo trecho, dentro de metodologia e do formato sugerido, de modo que se possa ter uma amostragem maior, e assim, maior confiabilidade, confirmações e convergências dos valores aqui sugeridos;
- Realizar o mesmo estudo para outras rodovias concedidas do estado de São Paulo, buscando tanto ampliar o espectro de sítios geológicos e pedológicos abrangidos pela pesquisa quanto aumentar a amostragem para os tipos de solos contemplados nesta pesquisa;
- Seguindo a metodologia aqui proposta, incorporar mais dados/variáveis de campo, como por exemplo, resultados de sondagens / poços de inspeção

(materiais e espessuras das camadas) e respectivos dados de ensaios de laboratório e de campo realizados com amostras retiradas do pavimento existente, testes de eficiência dos drenos, etc.;

- Com base nas análises de uma gama maior de dados, propor modelos matemáticos para previsão do módulo ou da variação deste em serviço;
- Elaboração de um sistema de gerenciamento digital para registro e processamento automático dos dados e calibração de relações e modelos.

4.7 Apresentação de resultados da aplicação da metodologia proposta para rodovia SP 318 (Sítios de solos lateríticos)

4.7.1 Análise dos dados pontuais dos valores de módulo e demais características

Os gráficos da Figura 4.31 a seguir apresentam os valores de módulo de resiliência do subleito retroanalisado, para cada combinação de sítio pedológico / sítio geológico e seção de terraplenagem, para três situações distintas de chuva – condição geral, condição de chuva máxima verificada e condição sem chuva acumulada no período de 8 dias.

Figura 4.31: Média e desvio padrão do módulo de resiliência retroanalizado do subleito e média da chuva acumulada (para 1 dia e para 8 dias) para: (a) condição geral; (b) condição de chuva máxima verificada; (c) nenhuma chuva acumulada em 8 dias [BD2]

4.7.2 Análise dos dados médios para os segmentos homogêneos

No Anexo D – DIAGRAMAS RETIGRÁFICOS DOS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS DAS RODOVIAS ESTADUAIS EM ESTUDO são apresentados os valores médios obtidos para os valores de módulo de resiliência do subleito retroanalizado para os segmentos homogêneos considerados para a pista sentido crescente (todas as faixas de rolamento).

A Figura 4.32 a seguir apresenta a média e o desvio padrão da relação de módulo para as condições de chuva especificadas acima para os diferentes tipos de seções de terraplenagem.

Figura 4.32: Média e desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas [BD3]

Em análise à figura, se pode concluir que, no caso da SP 318, a variação das condições de umidade teve maior efeito no valor do módulo de resiliência do subleito na seção em corte (em termos de média mais desvio-padrão). No trecho em aterro se verificou valores de relação de módulo mais elevados, em termos de média mais desvio-padrão, nas situações *ch1uu* e *seco*. Já nas seções em corte, os maiores valores, em termos de média e desvio-padrão se apresentaram na situação *ch8dsu*.

A tendência esperada era que, em ambos os casos de tipo de seção de terraplanagem, a situação *ch1dsu* apresentasse maiores valores de relação de módulo. Atribui-se como possibilidade à inversão nas tendências, o número relativamente baixo de amostras para alguns casos.

A Figura 4.33 a seguir apresenta a média e o desvio padrão da relação de módulo para cada um dos parâmetros em análise separadamente, sendo: (a) classificação geológica, (b) classificação pedológica e (c) tipo de seção de terraplenagem. A Figura 4.34, por sua vez, apresenta a mesma análise, porém agora com os parâmetros citados todos combinados.

Figura 4.33: Estatísticas da relação de módulo ($E_{slr,máx} / E_{slr,mín}$) para cada um dos parâmetros em estudo, sendo: (a) classificação geológica / classificação pedológica e (b) tipo de seção de terraplanagem [BD3]

Em análise aos gráficos, verificou-se que, em geral, a média da relação de módulo variou entre 1,10 e 1,20, ou seja, variou em torno de 1,10 (cerca de 10% de variação nos valores de módulo). Somando-se o desvio padrão, os valores médios de relação de módulo chegam a ser ainda maiores, da ordem de 1,30 a 1,50.

Também se verificou uma menor relação de módulo do subleito nas seções sobre o sítio geológico Q1c (média de 1,10), bem como menor dispersão de valores. No caso

do sítio pedológico, o que apresentou maior relação de módulo foi o sítio *LVd1* (média de 1,18). Já para a análise do tipo de seção de terraplenagem (aterro ou corte), a seção que apresentou o maior valor de relação de módulo foi a seção em corte (média de 1,20), bem como maior dispersão de valores (0,19).

Figura 4.34: Estatísticas da relação de módulo ($E_{slr,máx} / E_{slr,mín}$) para parâmetros combinados [BD3]

Em análise aos gráficos da Figura 4.30, verificam-se valores médios de relação de módulo variando entre 1,06 e 1,24. Somando-se o desvio-padrão, os valores oscilam entre 1,09 e 1,47.

Também se pode inferir que, para o caso da rodovia em análise, as seções em corte apresentaram maiores valores médios da relação de módulo, além de apresentarem maior dispersão de valores (maior desvio-padrão de valores em relação à média).

Estes dados comprovam que se deve ter um banco de dados que contenha de forma muito clara a natureza dos solos de aterro, ou de subleito, do estado de compactação dos mesmos, e da eficiência dos sistemas de drenagem pois estes dados são importantes para serem cruzados com os demais mostrados neste item.

4.8 Estudo para os segmentos homogêneos segundo a classificação *MCT* (*BD4*)

Com base no banco de dados de ensaios (*BD1*) citado no item 4.2, buscaram-se segmentos que apresentassem certa homogeneidade nos resultados em termos de classificação do solo (especialmente em relação à classificação *MCT*), com o objetivo de realizar estudos acerca do comportamento estrutural do pavimento, bem como do subleito isoladamente, através da obtenção do módulo de resiliência do subleito por retroanálise.

Para tanto, procedeu-se à organização dos dados por rodovia e por km sequencial. À medida que foram identificados locais/segmentos sequenciais com a mesma classificação, estes foram separados e agrupados em uma lista, para posterior coleta dos dados de *FWD*.

Os segmentos selecionados para o estudo são aqueles indicados na Tabela 4.11 a seguir.

Tabela 4.11: Dados dos segmentos homogêneos com relação ao tipo de solo pela classificação *MCT*

Segmento	Rodovia	Pista (sentido)	Faixa	km inicial	km final	Extensão (km)	Parâmetros do subleito		
							Classificação MCT	Média de CBR (%)	Média de γ_d (g/cm ³)
1	SP 021	DECRESCENTE	2	50,400	50,700	0,300	NS'	4	1,57
2	SP 099	DECRESCENTE	2	29,950	30,050	0,100	NS'	3	1,70
3	SP 099	DECRESCENTE	2	31,000	31,200	0,200	NS'	3	1,79
4	SP 099	CRESCENTE	2	34,420	34,580	0,160	NS'	2	1,50
5	SP 099	CRESCENTE	2	37,380	37,580	0,200	NG'	11	1,66
6	SP 099	CRESCENTE	2	39,080	39,380	0,300	NA'	10	1,66
7	SP 099	CRESCENTE	2	39,780	39,980	0,200	NG'	11	1,66
8	SP 099	CRESCENTE	2	44,550	44,650	0,100	NA'	14	1,78
9	SP 099	CRESCENTE	2	46,350	46,550	0,200	NA'	13	1,77
10	SP 099	CRESCENTE	2	50,280	50,380	0,100	NA'	10	1,78
11	SP 099	CRESCENTE	2	50,880	51,100	0,220	NA'	21	1,99
12	SP 099	CRESCENTE	2	52,160	52,380	0,220	NA'	13	1,89
13	SP 147	CRESCENTE	2	65,000	65,300	0,300	LA'	15	1,66
14	SP 147	CRESCENTE	2	65,500	65,705	0,205	LA'	10	1,77
15	SP 147	CRESCENTE	2	65,500	65,705	0,205	LA'	8	1,75
16	SP 147	DECRESCENTE	1	67,000	67,300	0,300	LA'	12	1,85
17	SP 147	CRESCENTE	1	69,350	69,550	0,200	LA'	7	1,76
18	SP 147	CRESCENTE	1	70,300	70,455	0,155	LA'-LG'	9	1,82
19	SP 147	CRESCENTE	1	75,255	75,705	0,450	LA'	10	1,82
20	SP 147	CRESCENTE	1	77,205	77,505	0,300	NA'	11	1,76
21	SP 147	CRESCENTE	1	81,705	82,005	0,300	LG'	10	1,74
22	SP 147	CRESCENTE	1	83,400	83,505	0,105	LA'	9	1,74
23	SP 280	CRESCENTE	3	29,150	29,450	0,300	NS'-NA'	8	1,70
24	SP 280	CRESCENTE	3	29,500	29,850	0,350	NS'-NA'	5	1,70
25	SP 280	CRESCENTE	3	29,900	30,300	0,400	NS'-NA'	5	1,72
26	SP 280	CRESCENTE	3	30,750	30,950	0,200	NS'-NA'	9	1,66

4.8.1 Resultados dos estudos do comportamento estrutural nos segmentos homogêneos (BD4)

Os resultados obtidos referentes à análise estrutural dos pavimentos dos segmentos selecionados são apresentados no Anexo B – PARÂMETROS ESTATÍSTICOS DOS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS PELA METODOLOGIA *MCT* (BD4).

5 ANÁLISE CRÍTICA DOS ESTUDOS E PROPOSIÇÃO DE PARÂMETROS PARA FINS DE DIMENSIONAMENTO

Nesta tese, buscou-se em um primeiro estudo de caso, feito na BR 116, estabelecer-se uma metodologia de estudo da influência do subleito no comportamento de pavimentos asfálticos. Foram feitos vários estudos em campo, com abertura de cavas, determinação das condições dos solos *in situ*, extração de amostras e realização de vários ensaios em laboratório. Estes estudos e a metodologia concebida foram apresentados no capítulo 3.

Tendo em vista a grande diversidade de solos no estado de São Paulo e necessidade de ampliar a gama de materiais e solos pesquisados, foram então selecionadas rodovias concedidas do estado de São Paulo e foram pesquisados numerosos documentos sobre o subleito, seja na condição de novos projetos, como nos dados existentes das concessionárias. Estes dados estão dispersos na maior parte das vezes e o autor desta tese teve que fazer uma pesquisa minuciosa e organizar um banco de dados complexo, como dados cruzados de localização, ocorrências geológicas e pedológicas, terraplenagem da via (cortes, aterros ou seção mista), resultados de ensaios de caracterização dos solos, e resultados existentes de resistência (*CBR*) e de deformabilidade (módulo de resiliência). Estes bancos de dados foram complementados com dados pluviométricos, pesquisados em estações próximas, e dados de deflectometria enviados pelas concessionárias responsáveis. Os dados destes novos estudos de caso de rodovias estaduais concedidas foram apresentados no capítulo 4. Buscou-se empregar de forma sistemática a metodologia concebida no capítulo 3 para a organização do banco de dados do capítulo 4, porém observou-se a falta de vários dados em grande parte dos arquivos, incongruência de dados, etc.

Este capítulo traz uma análise dos dados organizados e relação entre eles, buscando melhor compreender as eventuais correlações existentes entre resultados de características e propriedades.

Tabela 5.2: Correspondências encontradas nos estudos para Sítio Pedológico e Classificação *MCT* [BD3]

Classif. MCT Pedologia	LA	LA'	LA/LG	LA-LA	LA-LA'	LA'-LG'	LA-LG	LG'	NA	NA'	NA'/(NG'-NS')	NA/NS	NA'/NS'	NA'-NS'	NA-NS	NA-NS'	NG'	NS'	NS'/NA'	NS'/NA'	NS/NG	NS'-NA'	NS-NA	NS-NA'	NS'-NG'
CXbd1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-
CXbd3	-	-	-	-	-	-	-	-	2	16	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-	-	-	-	-	-
LVAAd3	58	56	-	-	20	24	-	10	52	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LVd2	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
LVd9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-
LVdf3	34	104	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-
PVAAd39	-	2	-	-	-	-	-	2	8	78	-	-	2	-	-	-	62	10	-	2	-	-	-	-	-
PVAAd9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	-	-	2	6	-	-	-	62	-	-	8

O banco de dados mostra que nas regiões de ocorrência geológica *k2Eit* (na engenharia denominado genericamente de Arenito) tem-se uma tendência de solos mais granulares do tipo A-2-4, embora já ocorram considerável número de solos A-4. Nas regiões de *NP3s_gamma* (na engenharia denominados genericamente de Granito) há uma maior ocorrência de solos mais finos, plásticos, de classificação A-7.

Os mapas pedológicos dão maior riqueza de informações pois aumentam as probabilidades de compreensão e inferência do tipo de solo que ocorre, embora os movimentos de terra sejam realizados de forma não totalmente coordenados, não programando muitas vezes a reserva dos solos de comportamento laterítico para serem empregados nas camadas finais de aterros e das camadas de regularização do subleito. Porém, pode-se observar que os sítios pedológicos classificados como *LVA* e *LVd* mostram tendência de ocorrência de solos de comportamento laterítico e sítios pedológicos classificados como *PVAAd* e *CXbd* mostram maior tendência de ocorrência de solos não-lateríticos na camada de fundação dos pavimentos. Estas observações são corroboradas por Nogami e Villibor, 1995.

Obviamente que se fosse realizado um melhor cadastro, controle e gestão das informações de projeto (alturas de corte e aterro, mapeamento tridimensional dos horizontes lateríticos e não-lateríticos identificados nas sondagens etc.) bem como das etapas de execução das obras de terraplenagem (cadastro visual dos horizontes resultantes nos cortes, dados de ensaio de controle tecnológico etc.), poderia se ter uma ideia mais acurada dos materiais, bem como dos horizontes resultantes nas camadas finais de terraplenagem (*CFT*) em cada um dos segmentos. Os estudos adiante mostram que tais informações, apesar de atualmente não serem coletadas,

poderiam ser de relevância determinante para aumentar confiabilidade dos dados utilizados nos estudos realizados no âmbito desta tese, aumentar os níveis de informações dos bancos de dados e, talvez assim, haveria um potencial maior para se chegar em um nível tal de detalhamento que permita o desenvolvimento de equações ou modelos matemáticos para previsão de comportamentos. Aqui também se deve frisar a importância da consciência em se programar a terraplenagem de modo que se possam estocar os solos superficiais dos sítios lateríticos para utilização na camada final de terraplenagem.

5.2 Avaliação da influência da pluviosidade no valor do módulo de resiliência retroanalizado do subleito

Como já citado anteriormente, foram coletados dados de pluviosidade relativos à chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias imediatamente anteriores à data do levantamento defletoométrico realizado em cada ponto cadastrado no banco de dados histórico de resultados de ensaios com o *FWD* (*BD2*). Tais valores foram gravados em 4 colunas diferentes.

Com isso, foi possível verificar qual a relação da pluviosidade, em termos de chuva acumulada para as 4 situações.

Os itens a seguir apresentam algumas análises em relação à avaliação da influência destes parâmetros no valor do módulo de resiliência retroanalizado do pavimento, bem como nos indicadores D120 e D90 (deflexão a 120 *cm* do centro de aplicação de carga e deflexão a 90 *cm*, respectivamente).

5.2.1 Análise da influência dos parâmetros de pluviosidade para todo o banco de dados (BD2)

Em uma primeira análise, foram relacionados os valores de módulo de resiliência retroanalizado do subleito, com os valores de chuva acumulada para 1 dia. O mesmo foi feito para as colunas de chuva acumulada de 2 dias, 4 dias e 8 dias. Nenhum filtro prévio foi utilizado, ou seja, o estudo foi realizado com todos os dados do banco de dados DB2. Os gráficos da Figura 5.1 ilustram este estudo para todo o banco de dados BD2.

Figura 5.1: Relação entre chuva e valor do módulo de resiliência retroanalizado do subleito para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2)

Como era de se esperar, houve muita dispersão nos dados, não sendo possível estabelecer uma relação matemática confiável (valor de R^2 muito baixo). De todo modo, percebe-se que, de acordo com os coeficientes das expressões obtidas, de maneira geral, houve uma tendência de redução dos valores de módulo de resiliência retroanalizados, em todas as situações de chuva. Deve-se observar que a não

ocorrência de chuva ou leve precipitação mostram uma maior densidade de ocorrência de valores de módulo de resiliência retroanalizados mais elevados que para maiores precipitações.

Também se verifica que os coeficientes angulares das retas obtidas são maiores nos gráficos relativos às chuvas acumuladas de 1 dia e de 2 dias, em relação às chuvas de 4 dias e de 8 dias, deixando indícios que, de maneira geral, as chuvas de 1 dias e de 2 dias tenham, de modo geral, maior influência na redução dos valores de módulo de resiliência do subleito em campo.

Os gráficos da Figura 5.2 e Figura 5.3 a seguir ilustram a mesma análise, porém agora considerando, ao invés dos valores de módulo de resiliência retroanalizados do subleito, os indicadores $D90$ e $D120$ (deflexão a 90 cm e a 120 cm de distância do ponto de aplicação de carga no ensaio com *FWD* – valores corrigidos pela carga).

Figura 5.2: Relação entre chuva e valor do D90 para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2)

Figura 5.3: Relação entre chuva e valor do D120 para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2)

Para os gráficos de indicadores deflectométricos (D90 e D120), pode-se notar que houve a mesma tendência de dispersão elevada de valores. Verificou-se, como esperado, tendência geral de aumento dos indicadores com o aumento da precipitação acumulada em todos os gráficos. Também, como no caso do módulo, verificou-se que os coeficientes angulares das retas obtidas são maiores nos gráficos relativos às chuvas acumuladas de 1 dia e de 2 dias, em relação às chuvas de 4 dias e de 8 dias, deixando indícios que, de maneira geral, as chuvas de 1 dias e de 2 dias possam ter, de modo geral, maior influência nos indicadores.

Novos estudos devem ser estimulados para as concessionárias realizarem o aumento na carga do *FWD* para aumentar a deflexão D90 e D120 de modo a reduzir o erro de determinação do módulo de resiliência retroanalizado do subleito, reduzindo assim a influência dos erros inerentes das medidas de deflexão pois aumenta a magnitude das medidas.

5.2.2 Análise da influência dos parâmetros de pluviosidade para determinados sítios pedológicos (BD2)

Com base na grande dispersão de resultados obtida nos gráficos do item anterior, verificou-se a possibilidade de filtragem dos dados, separando as análises para as condições: (i) sítios pedológicos com potencial elevado de solo laterítico na fundação e (ii) sítios pedológicos com potencial elevado de solo não-laterítico e expansivo na fundação. Os gráficos da Figura 5.4 e Figura 5.5 ilustram, respectivamente, o resultado deste estudo, utilizando os filtros para os sítios lateríticos *LVAd3* e para sítios não-lateríticos *CXbd1* no banco de dados *BD2*.

Figura 5.4: Relação entre chuva e valor do módulo de resiliência retroanalisado para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2) – Sítios solos potencialmente lateríticos (*LVAd3*)

Figura 5.5: Relação entre chuva e valor do módulo de resiliência retroanalizado para chuva acumulada de 1 dia, 2 dias, 4 dias e 8 dias (BD2) – Sítios potenciais solos NS' (CXbd1)

Como se pode verificar nos gráficos, mesmo aplicando os filtros de sítio pedológico, a dispersão de valores de módulo de resiliência retroanalizado do subleito ainda é bastante elevada, não sendo possível obter modelos matemáticos confiáveis até este ponto.

De todo modo, é possível verificar certas tendências, como relatado a seguir:

- Chuvas acumuladas de 1 dia e 2 dias tiveram maior influência na tendência de diminuição do valor de módulo de resiliência retroanalizado do subleito (maior coeficiente angular das retas das linhas de tendência);
- chuvas acumuladas de 1 e 2 dias tiveram maior influência na tendência da diminuição do valor do módulo de resiliência retroanalizado do subleito no sítio pedológico CXbd1, composto por solos não-lateríticos, solos de predominância tipo NS' (não laterítico siltoso) na fundação como se pode verificar na Tabela 5.2. O coeficiente angular foi de -0,5978 no sítio CXbd1 enquanto que no sítio LVAd3, foi de -0,2782 (um pouco menos que a metade), demonstrando que os solos lateríticos são menos sensíveis à ação da água que os solos não-lateríticos, como era de se esperar.

Outras tentativas foram realizadas no intuito de se obter uma relação melhor entre as variáveis em estudo. A Figura 5.6 a seguir ilustra a tentativa de aplicação de filtro para sítio pedológico (*LVA*d3), sítio geológico (*Q1c* e *Q2a*), tipo de seção de terraplenagem (corte/aterro).

Figura 5.6: Relação entre chuva acumulada de 1 dia e valor do módulo de resiliência retroanalizado (*BD2*) – sítio pedológico *LVA*d3, sítios geológicos *Q1c* e *Q2a*, seções em (a) corte e (b) aterro

Esperava-se que, em seção de aterro, haveria menor probabilidade de sensibilidade dos solos à precipitação e, portanto, menor redução dos módulos de resiliência. Não se pode afirmar se as seções de corte, devido ao risco de acúmulo de água, são melhores drenadas e, dado este fato, são menos afetadas pela precipitação. Estas constatações precisam ser verificadas *in situ*, em estudos específicos, para se poder afirmar que a drenagem tem este efeito sobre a terraplenagem.

Como se pode verificar nos diversos gráficos apresentados das relações módulo versus chuva acumulada e, em várias tentativas realizadas pelo autor e não especificamente relatadas no presente documento, não foi possível estabelecer uma relação confiável entre as variáveis, devido à elevada dispersão de valores de módulo de resiliência retroanalizado para uma mesma situação de chuva, sítio pedológico, sítio geológico, tipo de seção de terraplenagem, classificação *MCT* etc.

5.3 Avaliação da influência de cada componente estudado no comportamento mecânico do subleito

5.3.1 Análise dos dados pontuais dos valores de módulo e demais características (BD2)

A Figura 5.7 apresenta a estatística dos valores pontuais de módulo de resiliência do subleito retroanalizados, para cada uma das rodovias contidas no banco de dados das rodovias em estudo para 3 condições de chuvas diferentes. Já a Figura 5.8 até a Figura 5.10 ilustram os valores de módulo para cada uma das características isoladas em estudo (tipo de seção de terraplenagem, sítio geológico e sítio pedológico).

Para análise dos dados pontuais, particionados pelas características em estudo (sítio geológico / pedológico, seção de terraplenagem, além do regime de chuvas) foram montadas matrizes-resumo, contendo os valores estatísticos (média, desvio-padrão e coeficiente de variação etc.) para os parâmetros: módulo de resiliência do subleito retroanalizado e chuva acumulada. Tais matrizes são apresentadas no ANEXO F – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS DO ESTUDO DAS RODOVIAS ESTADUAIS.

Figura 5.7: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado para cada uma das rodovias em estudo para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 15 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [BD2]

Em análise à figura acima, verifica-se que, de maneira geral, com certas exceções, na situação seca o valor do módulo de resiliência retroanalizado apresentou valores médios maiores e menor desvio-padrão em relação à condição úmida.

Figura 5.8: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por tipo de seção de terraplenagem para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 40 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [BD2]

Figura 5.9: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por sítio geológico para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 25 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [BD2]

Figura 5.10: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por sítio pedológico para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 15 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [BD2]

O termo “Água” se refere ao local do mapa pedológico sem informações de ocorrência com indicação de presença de água (área alagada).

Figura 5.11: Média e desvio padrão dos valores de módulo de resiliência retroanalizado por classe MCT identificada para 3 condições de umidade distintas sendo: (a) condição geral; (b) chuva de 1 dia maior que 15 mm, (c) sem chuva detectada no período de 8 dias [BD2]

Como se pode verificar nos gráficos, de modo geral, com algumas exceções, os valores de módulo de resiliência retroanalisado do subleito para as características estudadas são normalmente maiores na condição seca, como esperado, porém, a ação das chuvas não é tão pronunciada quanto se esperava. Não se sabe se foram evitados os ensaios de *FWD* nas estações de maior chuva, o que não permite avaliar de forma comparativa mais detalhadamente o efeito da umidade nos módulos de resiliência dos solos. Além disso, apesar de ensaios indicarem muitas vezes solos não-lateríticos, muitos deles são do tipo NA' ou NA que são arenosos, muitas vezes com pouca expansividade. Muitos casos onde estão apontados solos NS' ou NG', as últimas camadas de terraplenagem ou a regularização do subleito pode ter sido alterada para solos de comportamento laterítico, sem registro claro nos estudos constantes nos documentos consultados.

Também se pode verificar que os valores de chuva são diferentes para cada parâmetro estudado, sendo difícil uma comparação entre os valores de módulo de resiliência. Infere-se que para que se consiga modelar adequadamente, para cada combinação de parâmetros, a influência dos parâmetros de chuva, seja necessária acumulação de mais dados históricos e também mais dados de levantamentos deflectométricos em períodos chuvosos. O ideal, para este fim, é que fossem realizados dois levantamentos anuais de deflexões, sendo um no período de chuvas e outro no período de seca.

5.3.2 Apresentação das estatísticas para os parâmetros mais importantes (*BD2*)

De acordo com as questões abordadas nos itens anteriores, não foi possível considerar a quantidade de precipitação de maneira adequada nas relações com o módulo de resiliência.

De qualquer modo, verificou-se a importância da análise e possível utilização como parâmetro de dimensionamento, dos valores globais de módulo de resiliência retroanalisado do subleito (com ou sem chuva). Assim sendo, para melhor

visualização dos valores globais de módulo obtidos no estudo, foram elaborados os gráficos *boxplot* e gráfico de pontos ilustrados na Figura 5.12 a seguir para aquelas características consideradas mais importantes nas análises até então.

Figura 5.12: Gráficos de estatísticas para os valores globais de módulo obtidos para (a) rodovias em estudo, (b) sítios pedológicos identificados e (c) classes *MCT* identificadas

5.3.3 Análise dos dados médios para os segmentos homogêneos

Estatísticas da relação de módulo retroanalisado

A Figura 5.13 apresenta a média e o desvio padrão da relação de módulo para as condições de chuva especificadas no presente trabalho.

A Figura 5.14 a apresenta a média e o desvio padrão da relação de módulo para as condições de chuva especificadas no presente trabalho, além do tipo de seção de terraplenagem.

A Figura 5.15 e Figura 5.16 apresentam os valores de média e o desvio padrão da relação de módulo para cada sítio pedológico e sítio geológico analisado, respectivamente, bem como para cada situação de chuva especificada.

A Figura 5.17 apresenta os valores de média e o desvio padrão da relação de módulo para cada uma das classificações *MCT* encontradas [BD3], respectivamente, bem como para cada situação de chuva especificada.

As matrizes apresentadas no ANEXO G – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS PARA OS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS , por sua vez, apresentam a mesma análise estatística, porém neste caso com os parâmetros citados todos combinados.

Figura 5.13: Gráfico de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo [BD3]

Figura 5.14: Gráfico de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função da seção de terraplenagem) [BD3]

Nota: Legenda para as situações comparativas de chuvas:

- seco: comparação entre dois períodos secos; ou seja, quando ambos os valores de módulo (mínimo e máximo) são relativos a períodos sem chuva acumulada nos últimos 8 dias anteriores aos respectivos levantamentos;
- ch1dsu: comparação entre períodos seco e úmido; ou seja, quando, em um dos períodos houve constatação de chuva acumulada de 1 dia diferente de zero (no outro período não houve chuva acumulada nos últimos 8 dias anteriores aos respectivos levantamentos);
- ch1duu: comparação entre dois períodos úmidos; ou seja, quando, em ambos os períodos comparados, houve constatação de chuva acumulada de 1 dia diferente de zero.
- ch8dsu: comparação entre períodos seco e úmido; ou seja, quando, em um dos períodos houve constatação de chuva acumulada de 8 dias diferente de zero (no outro período não houve chuva acumulada nos últimos 8 dias anteriores aos respectivos levantamentos);

•Ch8duu: comparação entre dois períodos úmidos; ou seja, quando, em ambos os períodos comparados, houve constatação de chuva acumulada de 8 dias diferente de zero.

Figura 5.15: Gráficos de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função do sítio geológico) [BD3]

Figura 5.16: Gráficos de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função do sítio pedológico) [BD3]

Figura 5.17: Gráficos de média e média+desvio padrão da relação de módulo para as situações de chuva especificadas – todas as rodovias em estudo (função da classificação MCT) [BD3]

Em análise aos gráficos, pode-se verificar:

Como era de se esperar, a maior relação de módulo, em termos de média e desvio-padrão, normalmente se deu na situação de chuva *ch1dsu* (comparação entre condições seca e úmida, com relação à precipitação acumulada de 1 dia). Esta tendência se confirmou em várias oportunidades nos estudos compartimentados para cada uma das rodovias em análise.

Os sítios pedológicos que apresentaram maiores valores de relação de módulo, em termos de média mais desvio-padrão, na situação de chuva *ch1du* foram os sítios pedológicos *Água**, *OXy2*, *PVAd39*, *GZn2*, *CXbd1*, todos tipicamente de solos não-lateríticos.

Os sítios pedológicos que apresentaram menores valores de relação de módulo, em termos de média mais desvio-padrão, na situação de chuva *ch1du*, foram os sítios *PVAe10*, *LVdf3*, *LVd1*, *LVd9*, *CXbd3*, grande parte, compostos por solos tipicamente lateríticos.

Com relação à análise global das seções de terraplenagem, os valores de relação de módulo apresentaram-se, em geral, tanto em termos de média quanto de desvio-padrão, maiores para as seções em corte.

Com relação à análise pela classificação *MCT*, pode-se notar que a amostragem por tipo de solo é pequena para se tirar conclusões generalistas. De qualquer maneira, no estudo, os tipos de solo que apresentaram maiores índices de relação de módulo na situação *ch1du* foram os solos NG', LG', NS', NS'-NA', solos tipicamente mais finos, mais argilosos ou siltosos. E os que apresentaram menores índices de relação de módulo na condição *ch1du* foram os tipos NA', LA' e LA, que são mais arenosos.

Conforme pode ser verificado, a variação do módulo do subleito pode ser muito expressiva e isto implica na questão do dimensionamento, que será abordada no capítulo 6.

6 ANÁLISE DO POTENCIAL DE IMPACTO DA METODOLOGIA PROPOSTA EM RELAÇÃO AOS MÉTODOS ATUAIS DE DIMENSIONAMENTO

Com base nos estudos realizados no capítulo 5, verificou-se que os valores de módulo de resiliência do subleito podem apresentar variações expressivas em campo, implicando em um fator de alto risco no caso estruturas dimensionadas a partir de critérios determinísticos.

No presente capítulo serão realizadas algumas recomendações gerais, a título exemplificativo, para adoção de parâmetros estatísticos de módulo de resiliência dos solos de subleito para fins de projeto e dimensionamento de novas estruturas de pavimento, o que não impede absolutamente que outros tipos de abordagens possam ser adotadas, com base nos dados e resultados apresentados no capítulo 5 e nos demais anexos desta tese.

6.1 Recomendações gerais para fins de adoção de parâmetros de dimensionamento

Os itens a seguir descrevem as recomendações gerais na adoção dos parâmetros, para cada um dos tipos mais comuns de métodos de dimensionamento utilizados.

a) Caso 1: Adoção de módulo de resiliência do subleito com valor único para o dimensionamento

a1) Para as rodovias estudadas nesta tese

No caso de adoção de módulo de resiliência do subleito com valor único para o dimensionamento de pavimentos novos em um dos trechos das rodovias em estudo, recomenda-se, por exemplo, a adoção do valor de média menos um fator vezes o desvio padrão, segundo os valores discriminados por rodovia, constantes na Figura 5.7; ou para cada tipo de combinação de parâmetros conhecidos, relatado no ANEXO F – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS DO ESTUDO DAS RODOVIAS ESTADUAIS.

Esclarece-se que o fator multiplicativo do desvio-padrão diz respeito ao nível de confiabilidade que o projeto exige, ou que o projetista entenda ser razoável para o projeto em questão supondo que a variação dos parâmetros segue uma variação gaussiana dos valores. Sugere-se o fator mínimo de 1,0. A Figura 6.1 a seguir ilustra as probabilidades associadas ao respectivo fator multiplicativo do desvio-padrão para a distribuição normal (gaussiana) de valores.

Figura 6.1: Probabilidades associadas à distribuição normal de valores

a2) Para rodovias não contempladas nesta tese

No caso de adoção de módulo de resiliência único para o dimensionamento de pavimentos novos em rodovias que não foram contempladas neste estudo, propõe-se a adoção do valor de média do módulo de resiliência menos um fator vezes o desvio padrão para cada tipo de combinação de parâmetros conhecidos, relatado no ANEXO F – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS DO ESTUDO DAS RODOVIAS ESTADUAIS.

b) Caso 2: Adoção de metodologia que permita a variação dos parâmetros de módulo de resiliência do subleito

b1) Para as rodovias estudadas nesta tese

No caso de adoção de metodologia que permita a variação dos parâmetros de módulos de resiliência do subleito, para o dimensionamento de pavimentos novos em uma das rodovias em estudo, recomenda-se a adoção do valor de média mais (ou menos) um fator vezes o desvio-padrão dos valores de módulo, segundo os valores discriminados por rodovia, constantes na Figura 5.7; ou para cada tipo de combinação de parâmetros conhecidos, utilizando-se os valores apresentados no ANEXO F – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS DO ESTUDO DAS RODOVIAS ESTADUAIS.

Ou ainda, caso se prefira trabalhar com a relação de módulo de resiliência mostrado na Figura 5.13 do capítulo 5, recomenda-se a adoção do valor de média mais uma vez um fator vezes o desvio-padrão dos valores de relação de módulo de resiliência, para cada tipo de combinação de parâmetros conhecidos, utilizando-se os valores apresentados no ANEXO G – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS PARA OS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS .

Há também a opção de se realizarem ambas as análises e de adotarem-se os valores que se mostrarem mais restritivos, por exemplo.

b2) Para rodovias não contempladas nesta tese

No caso de adoção de metodologia que permita a variação dos parâmetros de módulos de resiliência do subleito, para o dimensionamento de pavimentos novos em rodovias não contempladas nesta tese, recomenda-se a adoção do valor de média mais (ou menos) um fator vezes o desvio-padrão dos valores de módulo, para cada tipo de combinação de parâmetros conhecidos, utilizando-se os valores apresentados no ANEXO F – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS INDIVIDUAIS DO ESTUDO DAS RODOVIAS ESTADUAIS.

Ou ainda, caso se prefira trabalhar com a relação de módulo de resiliência mostrado na Figura 5.13 do capítulo 5, recomenda-se a adoção do valor de média mais uma

vez um fator vezes o desvio-padrão dos valores de relação de módulo de resiliência, para cada tipo de combinação de parâmetros conhecidos, utilizando-se os valores apresentados no ANEXO G – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS PARA OS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS .

Há também a opção de se realizarem ambas as análises e de adotarem-se os valores que se mostrarem mais restritivos, por exemplo.

c) Para determinação de correlação entre parâmetros de laboratório e Módulo de resiliência do solo do subleito ou do reforço do subleito

No caso de rodovias administradas por longo período de tempo, como é o caso das Rodovias concedidas, propõe-se a realização de estudo nos moldes do estudo realizado no capítulo 3, para obtenção de valores referenciais de módulo de resiliência do subleito a partir de demais parâmetros de laboratório (*CBR*, expansão, peso específico seco máximo etc.) para fins de controle no campo. Para fins de projeto, deve-se realizar os ensaios de módulo de resiliência em diferentes condições de estado de compactação e de umidade de modo a melhor compreender as variações possíveis.

d) Para determinação de valores referenciais de módulo de resiliência e/ou a variação deste parâmetro

No caso de rodovias administradas por longo período de tempo, como é o caso das Rodovias concedidas, propõe-se a realização de estudo nos moldes do estudo realizado no capítulo 5, para acumulação de dados, determinação de valores referenciais de módulo de resiliência e da variação deste no campo.

6.2 Exemplo de aplicação de metodologia que contempla as variações do módulo de resiliência dos solos do subleito

A fim de ilustrar o potencial de impacto da metodologia proposta nos métodos atuais de dimensionamento, serão apresentadas neste capítulo, algumas análises envolvendo projetos de dimensionamento de pavimento das rodovias estudadas.

Para fins deste estudo, foram utilizadas algumas ferramentas de análise de risco propostas por Ferri (2013), conforme será detalhado nos estudos.

6.2.1 Rodovia SP 099 - Rodovia dos Tamoios

Neste caso, será estudado o pavimento novo proposto para a duplicação do trecho de planalto da Rodovia dos Tamoios. Tais obras de implantação foram realizadas pela Governo do Estado, por meio da empresa DERSA – Desenvolvimento Rodoviário S/A, e entregues para administração da iniciativa privada (Concessionária TAMOIOS), no ano de 2015.

A estrutura de pavimento flexível proposto no projeto para a pista principal foi dimensionada pelo método do *DER/SP*, segundo a instrução de projeto IP-DE-P00/001 (*DER/SP*). O método adotado pelo *DER/SP* é determinístico, ou seja, não leva em consideração as possíveis variações dos parâmetros envolvidos no dimensionamento do pavimento.

Assim sendo, as premissas adotadas no projeto foram as seguintes:

- Módulo de resiliência do subleito = 50 MPa;
- Número N pela metodologia *USACE* = $3,2 \times 10^7$ (10 anos) repetições de carga equivalentes ao eixo padrão de 80kN para o período de projeto de 10 anos;
- Número N pela metodologia *AASHTO* = 1×10^7 (10 anos) repetições de carga equivalentes ao eixo padrão de 80kN para o período de projeto de 10 anos.

A estrutura resultante, segundo o projeto, é aquela apresentada na Figura 6.2.

ESTRUTURA DE PROJETO	
Espessura (cm)	Materiais
5,0	CA POLIMERO
10,0	CA (BINDER)
15,0	BGS
30,0	RACHÃO
40,0	REFORÇO DO SUBLEITO
-	SUBLEITO

Figura 6.2: Estrutura do Pavimento prevista em projeto – Duplicação Tamoios Planalto (SP 099)

Como característica, os métodos determinísticos, por trabalharem com valores únicos, supostamente os valores médios de módulo de resiliência, advindos por correlação do valor de projeto de *CBR*, e espessuras das camadas, tendem ao dimensionamento de estruturas com confiabilidade de 50%, segundo o método da *AASHTO* 1993, com $R=50\%$.

Ferri (2013) propõe o uso de uma ferramenta de cálculo para estimar a confiabilidade da estrutura, frente às variações de módulo de resiliência e espessuras que eventualmente podem ocorrer no campo, seja no âmbito construtivo, seja no âmbito da própria natureza dos materiais, como no caso dos materiais do subleito, sujeitos à variação dos valores de módulo especialmente por conta da variação dos níveis de umidade do solo, por conta das chuvas.

Trata-se de uma planilha eletrônica automatizada que simula, através do método de simulação de Monte Carlo, a variação de tais parâmetros (espessuras e módulos), dentro de um intervalo de valores pré-definido pelo usuário para cada material da estrutura. A planilha determina então, para cada uma dessas combinações, o valor

dos esforços solicitantes na estrutura (deflexão e deformação de tração no revestimento) e, a partir, disso, os valores de número N admissíveis para cada situação, através dos modelos usuais estabelecidos pela instrução de projeto do *DER/SP*.

A ferramenta desenvolvida pelo autor considera uma estrutura de três camadas, onde as camadas de reforço do subleito e subleito podem ser substituídas por uma camada de infraestrutura equivalente cuja deflexão em sua superfície seja a mesma calculada para o controle deflectométrico no conjunto subleito/reforço do subleito. Para fins deste estudo, consideraram-se as características do subleito como sendo a média e o desvio-padrão de valores obtidos no estudo da Rodovia SP 099 (Figura 5.7, pág. 249), sendo o valor médio do módulo de 83 MPa e desvio-padrão de 48 MPa . Como se pode verificar, muito embora o valor médio do módulo de resiliência seja superior àquele adotado no projeto, a variação deste parâmetro no campo poderá ocasionar um grande potencial de falha na estrutura como será demonstrado.

Ainda para fins desta análise, como as camadas de base e sub-base granulares (*BGS* e *Rachão*) possuem módulos idênticos, de acordo com o projeto apresentado ao órgão rodoviário, também se considerou que esta combinação fosse equivalente a uma única camada de $45,0 \text{ cm}$ de espessura. Com todo o respeito ao projeto, os valores de módulo dos materiais foram ajustados para fins desta análise, de acordo com a experiência do autor, sempre respeitando os limites recomendados pela norma vigente (IP-DE-P00/001 do *DER/SP*).

A analogia estrutural adotada para fins das análises com a ferramenta desenvolvida para fins deste estudo está representada na Figura 6.3.

Figura 6.3: Analogia estrutural adotada para fins das análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013)

Os resultados das análises são apresentados na Figura 6.4 à Figura 6.6.

Como se pode notar, para fins deste estudo, foi adotada uma variação máxima de 1% para as espessuras das camadas, na tentativa de praticamente desconsiderar este efeito no estudo estatístico (a ferramenta não permite variação zero nas espessuras). De todo modo, convém lembrar que a norma do *DER/SP* permite uma variação na execução das camadas da ordem de 10%.

A variação máxima do módulo da camada de infraestrutura equivalente foi adotada como sendo a variação equivalente à média mais um fator vezes o valor do desvio-padrão do módulo de resiliência do subleito obtido no estudo da Rodovia SP 099 (Figura 5.7, pág. 249, sendo a média igual a 83 MPa e o desvio-padrão igual a 48 MPa), composto com o módulo de resiliência fixo do módulo do reforço do subleito de 150 MPa, resultando no valor equivalente de 120 MPa. Neste caso, o fator multiplicativo do desvio-padrão variou entre 0,5; 1,0 e 1,5, e os respectivos valores resultantes de variação do valor de módulo equivalente foram 14%, 32% e 33%, respectivamente.

Já a variação máxima do módulo das demais camadas foi adotada com um valor mínimo de 1%, para que essa influência fosse, de certo modo, minimizada ou

desconsiderada, já que a ferramenta não permite variação zero nos valores de módulo.

Figura 6.4: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 0,5 vezes o desvio-padrão (14%)

ANÁLISE DE RISCO																									
DESEMPENHO DO PAVIMENTO FLEXÍVEL (3 CAMADAS) - CRITÉRIO MECANICISTA E ENSAIO COM FWD																									
$Q_{FWD} = 4.100 \text{ kgf}$ CBUQ BASE FLEXÍVEL SUBLEITO OU INFRAESTRUTURA EQUIVALENTE	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">ESPESSURA (cm)</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">E (MPa)</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Valor médio</th> <th style="text-align: center;">Variação</th> <th style="text-align: center;">Valor médio</th> <th style="text-align: center;">Variação</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">15,0</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> <td style="text-align: center;">3.000</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">45,0</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> <td style="text-align: center;">150</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">120</td> <td style="text-align: center;">32,0%</td> </tr> </tbody> </table>					ESPESSURA (cm)		E (MPa)		Valor médio	Variação	Valor médio	Variação	15,0	1,0%	3.000	1,0%	45,0	1,0%	150	1,0%	-	-	120	32,0%
ESPESSURA (cm)		E (MPa)																							
Valor médio	Variação	Valor médio	Variação																						
15,0	1,0%	3.000	1,0%																						
45,0	1,0%	150	1,0%																						
-	-	120	32,0%																						
Resultados																									
Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)																									
ϵ_t	1,98	10^{-4} cm/cm	N AASHTO (ϵ_t)	1,08E+07																					
D_0	37,12	10^{-2} mm	N USACE (D0)	2,48E+08																					
<u>Legenda:</u> Dados de Entrada Dados de Saída																									
Tráfego de Projeto (solicitante)			Critério																						
N AASHTO			N AASHTO (ϵ_t)																						
1,00E+07			45,9%	Risco de "falha" estimado																					
N USACE			N USACE (D0)																						
3,20E+07			97,3%	2,7%																					

Figura 6.5: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1 vez o desvio-padrão (32%)

Figura 6.6: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1,5 vezes o desvio-padrão (33%)

A Figura 6.7 apresenta o resultado do valor do nível de confiabilidade da estrutura em função do fator multiplicativo do desvio-padrão dos valores de módulo de resiliência do subleito, de acordo com a metodologia apresentada, e com uso dos valores de média e desvio-padrão de módulo de resiliência do subleito da rodovia SP 099 extraídos dos estudos realizados no capítulo 5 desta tese.

Figura 6.7: Nível de confiabilidade da estrutura em função do fator multiplicativo do desvio-padrão dos valores de módulo do subleito, de acordo com a metodologia proposta por Ferri (2013).

Em análise aos gráficos apresentados, verifica-se que o nível de confiabilidade da estrutura variou entre cerca de 75% e 17%, variando-se o coeficiente multiplicativo do desvio-padrão entre 0,5 e 1,5. Como se percebe, a variação do comportamento mecânico do subleito pode ter efeitos determinantes para o desempenho da estrutura. Tal efeito de decréscimo do nível de confiabilidade da estrutura poderia ter sido ainda mais pronunciado caso fossem combinados os efeitos de variação das espessuras construtivas no campo – as normas vigentes permitem até 10% de variação, sem contar também as possíveis variações nos valores de módulo dos demais materiais (módulo de resiliência dos materiais granulares também sofrem variações especialmente em função da umidade, e dos materiais asfálticos especialmente em função da temperatura).

6.2.2 Rodovia SP 318

Neste estudo de caso, será estudada a estrutura do pavimento novo proposta para a duplicação do trecho da rodovia SP 318 do km 237,700 ao km 243,000. Tais obras de implantação foram realizadas pela Concessionária de rodovias responsável pelo respectivo lote de Concessão entre os anos de 2015 e 2016.

A estrutura de pavimento flexível proposto no projeto para a pista principal foi dimensionada pelo método do *DER/SP*, segundo a instrução de projeto IP-DE-P00/001 (*DER/SP*). O método adotado pelo *DER/SP* é determinístico, ou seja, não leva em consideração as possíveis variações dos parâmetros envolvidos no dimensionamento do pavimento.

Assim sendo, as premissas adotadas no projeto foram as seguintes:

- Módulo de resiliência do subleito = 93 *MPa*;
- Número N pela metodologia *USACE* = $1,76 \times 10^7$ (10 anos) repetições de carga equivalentes ao eixo padrão de 80kN para o período de projeto de 10 anos;
- Número N pela metodologia *AASHTO* = $6,79 \times 10^6$ (10 anos) repetições de carga equivalentes ao eixo padrão de 80kN para o período de projeto de 10 anos;

A estrutura resultante, segundo o projeto, é aquela apresentada na Figura 6.8.

ESTRUTURA DE PROJETO	
Espeçsura (cm)	Materiais
5,0	CA (Capa)
5,0	CA (BINDER)
15,0	BGS
30,0	SUB-BASE GRANULAR
-	SUBLEITO

Figura 6.8: Estrutura do Pavimento prevista em projeto – Duplicação (SP 318)

Para fins deste estudo, consideraram-se as características do subleito como sendo a média e o desvio-padrão de valores obtido no estudo da Rodovia SP 318 (Figura 5.7, pág. 249), sendo valor médio do módulo de resiliência de 83 *MPa* e desvio-padrão do valor de módulo de 26 *MPa*.

Ainda para fins desta análise, como as camadas de base e sub-base granulares possuem módulos parecidos, de acordo com o projeto o apresentado, também se considerou que esta combinação fosse equivalente a uma única camada de 45,0cm de espessura. O módulo da camada de base mais sub-base foi fixado em 305 *MPa*.

A analogia estrutural adotada para fins das análises com a ferramenta desenvolvida pelo autor está representada na Figura 6.9.

Figura 6.9: Analogia estrutural adotada para fins das análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013)

Os resultados das análises são apresentados na Figura 6.10 à Figura 6.12.

Como se pode notar, para fins deste estudo, foi adotada uma variação máxima de 1% para as espessuras das camadas, na tentativa de praticamente desconsiderar este efeito no estudo estatístico (a ferramenta não permite variação zero nas espessuras). De todo modo, convém lembrar que a norma do *DER/SP* permite uma variação na execução das camadas da ordem de 10%.

A variação máxima do módulo da camada de infraestrutura equivalente foi adotada como sendo a variação equivalente à média mais um fator vezes o valor do desvio-padrão do módulo de resiliência do subleito obtido no estudo da Rodovia SP 099 (Figura 5.7, pág. 249, sendo a média igual a 83 MPa e o desvio-padrão igual a 26 MPa). Neste caso, o fator multiplicativo do desvio-padrão variou entre 0,5; 1,0 e 1,5, e os respectivos valores resultantes de variação do valor de módulo equivalente foram 15%, 31% e 47%, respectivamente.

Já a variação máxima do módulo das demais camadas foi adotada com um valor mínimo de 1%, para que essa influência fosse, de certo modo, minimizada ou desconsiderada, já que a ferramenta não permite variação zero nos valores de módulo.

ANÁLISE DE RISCO																									
DESEMPENHO DO PAVIMENTO FLEXÍVEL (3 CAMADAS) - CRITÉRIO MECANICISTA E ENSAIO COM FWD																									
$Q_{FWD} = 4.100 \text{ kgf}$ CBUQ BASE FLEXÍVEL SUBLEITO OU INFRAESTRUTURA EQUIVALENTE	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">ESPESSURA (cm)</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">E (MPa)</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Valor médio</th> <th style="text-align: center;">Variação</th> <th style="text-align: center;">Valor médio</th> <th style="text-align: center;">Variação</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">10,0</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> <td style="text-align: center;">4.000</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">45,0</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> <td style="text-align: center;">305</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">83</td> <td style="text-align: center;">15,0%</td> </tr> </tbody> </table>					ESPESSURA (cm)		E (MPa)		Valor médio	Variação	Valor médio	Variação	10,0	1,0%	4.000	1,0%	45,0	1,0%	305	1,0%	-	-	83	15,0%
ESPESSURA (cm)		E (MPa)																							
Valor médio	Variação	Valor médio	Variação																						
10,0	1,0%	4.000	1,0%																						
45,0	1,0%	305	1,0%																						
-	-	83	15,0%																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center; background-color: #f2f2f2;">Resultados</th> </tr> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center; background-color: #f2f2f2;">Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">ϵ_t</td> <td style="text-align: center;">1,71</td> <td style="text-align: center;">10^{-4} cm/cm</td> <td style="text-align: center;">N AASHTO (ϵ_t)</td> <td style="text-align: center;">1,84E+07</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">D_0</td> <td style="text-align: center;">48,32</td> <td style="text-align: center;">10^{-2} mm</td> <td style="text-align: center;">N USACE (D0)</td> <td style="text-align: center;">6,09E+07</td> </tr> </tbody> </table>						Resultados					Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)					ϵ_t	1,71	10^{-4} cm/cm	N AASHTO (ϵ_t)	1,84E+07	D_0	48,32	10^{-2} mm	N USACE (D0)	6,09E+07
Resultados																									
Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)																									
ϵ_t	1,71	10^{-4} cm/cm	N AASHTO (ϵ_t)	1,84E+07																					
D_0	48,32	10^{-2} mm	N USACE (D0)	6,09E+07																					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center; background-color: #f2f2f2;">Tráfego de Projeto (solicitante)</th> <th style="width: 20px;"></th> <th colspan="2" style="text-align: center; background-color: #f2f2f2;">Critério</th> <th style="text-align: center; background-color: #f2f2f2;">Confiabilidade</th> <th style="text-align: center; background-color: #f2f2f2;">Risco de "falha" estimado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">N AASHTO</td> <td style="text-align: center;">1,76E+07</td> <td rowspan="2" style="text-align: center; vertical-align: middle;">➔</td> <td style="text-align: center;">N AASHTO (ϵ_t)</td> <td style="text-align: center;">77,9%</td> <td style="text-align: center;">22,1%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">N USACE</td> <td style="text-align: center;">6,79E+06</td> <td style="text-align: center;">N USACE (D0)</td> <td style="text-align: center;">96,7%</td> <td style="text-align: center;">3,3%</td> </tr> </tbody> </table>						Tráfego de Projeto (solicitante)			Critério		Confiabilidade	Risco de "falha" estimado	N AASHTO	1,76E+07	➔	N AASHTO (ϵ_t)	77,9%	22,1%	N USACE	6,79E+06	N USACE (D0)	96,7%	3,3%		
Tráfego de Projeto (solicitante)			Critério		Confiabilidade	Risco de "falha" estimado																			
N AASHTO	1,76E+07	➔	N AASHTO (ϵ_t)	77,9%	22,1%																				
N USACE	6,79E+06		N USACE (D0)	96,7%	3,3%																				

Legenda:

Dados de Entrada

Dados de Saída

Figura 6.10: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 0,5 vezes o desvio-padrão (15%)

ANÁLISE DE RISCO					
DESEMPENHO DO PAVIMENTO FLEXÍVEL (3 CAMADAS) - CRITÉRIO MECANICISTA E ENSAIO COM FWD					
CAMADAS		ESPESSURA (cm)		E (MPa)	
		Valor médio	Variação	Valor médio	Variação
		10,0	1,0%	4.000	1,0%
		45,0	1,0%	305	1,0%
		-	-	83	31,0%
Resultados					
Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)					
ϵ_t	1,71	10^{-4} cm/cm	N AASHTO (ϵ_t)	1,84E+07	
D_0	48,32	10^{-2} mm	N USACE (D0)	6,09E+07	
Tráfego de Projeto (solicitante)			Critério		
N AASHTO			1,76E+07	Dados de Entrada Dados de Saída	
N USACE			6,79E+06		
N AASHTO (ϵ_t)			65,5%	Risco de "falha" estimado	
N USACE (D0)			97,2%	34,5%	
				2,8%	

Figura 6.11: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1 vez o desvio-padrão (31%)

ANÁLISE DE RISCO																									
DESEMPENHO DO PAVIMENTO FLEXÍVEL (3 CAMADAS) - CRITÉRIO MECANICISTA E ENSAIO COM FWD																									
$Q_{FWD} = 4.100 \text{ kgf}$ CBUQ BASE FLEXÍVEL SUBLEITO OU INFRAESTRUTURA EQUIVALENTE	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">ESPESSURA (cm)</th> <th colspan="2" style="text-align: center;">E (MPa)</th> </tr> <tr> <th style="text-align: center;">Valor médio</th> <th style="text-align: center;">Variação</th> <th style="text-align: center;">Valor médio</th> <th style="text-align: center;">Variação</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">10,0</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> <td style="text-align: center;">4.000</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">45,0</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> <td style="text-align: center;">305</td> <td style="text-align: center;">1,0%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">-</td> <td style="text-align: center;">83</td> <td style="text-align: center;">47,0%</td> </tr> </tbody> </table>					ESPESSURA (cm)		E (MPa)		Valor médio	Variação	Valor médio	Variação	10,0	1,0%	4.000	1,0%	45,0	1,0%	305	1,0%	-	-	83	47,0%
ESPESSURA (cm)		E (MPa)																							
Valor médio	Variação	Valor médio	Variação																						
10,0	1,0%	4.000	1,0%																						
45,0	1,0%	305	1,0%																						
-	-	83	47,0%																						
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center;">Resultados</th> </tr> <tr> <th colspan="5" style="text-align: center;">Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">ϵ_t</td> <td style="text-align: center;">1,71</td> <td style="text-align: center;">10^{-4} cm/cm</td> <td style="text-align: center;">N AASHTO (ϵ_t)</td> <td style="text-align: center;">1,84E+07</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">D_0</td> <td style="text-align: center;">48,32</td> <td style="text-align: center;">10^{-2} mm</td> <td style="text-align: center;">N USACE (D_0)</td> <td style="text-align: center;">6,09E+07</td> </tr> </tbody> </table>						Resultados					Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)					ϵ_t	1,71	10^{-4} cm/cm	N AASHTO (ϵ_t)	1,84E+07	D_0	48,32	10^{-2} mm	N USACE (D_0)	6,09E+07
Resultados																									
Respostas Equivalentes à média dos valores (confiabilidade 50%)																									
ϵ_t	1,71	10^{-4} cm/cm	N AASHTO (ϵ_t)	1,84E+07																					
D_0	48,32	10^{-2} mm	N USACE (D_0)	6,09E+07																					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th colspan="2" style="text-align: center;">Tráfego de Projeto (solicitante)</th> <th></th> <th style="text-align: center;">Critério</th> <th style="text-align: center;">Confiabilidade</th> <th style="text-align: center;">Risco de "falha" estimado</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;">N AASHTO</td> <td style="text-align: center;">1,76E+07</td> <td rowspan="2" style="text-align: center; vertical-align: middle;">➔</td> <td style="text-align: center;">N AASHTO (ϵ_t)</td> <td style="text-align: center;">23,0%</td> <td style="text-align: center;">77,0%</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">N USACE</td> <td style="text-align: center;">6,79E+06</td> <td style="text-align: center;">N USACE (D_0)</td> <td style="text-align: center;">98,1%</td> <td style="text-align: center;">1,9%</td> </tr> </tbody> </table>						Tráfego de Projeto (solicitante)			Critério	Confiabilidade	Risco de "falha" estimado	N AASHTO	1,76E+07	➔	N AASHTO (ϵ_t)	23,0%	77,0%	N USACE	6,79E+06	N USACE (D_0)	98,1%	1,9%			
Tráfego de Projeto (solicitante)			Critério	Confiabilidade	Risco de "falha" estimado																				
N AASHTO	1,76E+07	➔	N AASHTO (ϵ_t)	23,0%	77,0%																				
N USACE	6,79E+06		N USACE (D_0)	98,1%	1,9%																				

Legenda:

Dados de Entrada
  Dados de Saída

Figura 6.12: Tela de entrada e saída dos dados para as análises através da ferramenta desenvolvida por Ferri (2013) – variação de 1,5 vezes o desvio-padrão (47%)

A Figura 6.13 apresenta o resultado do valor do nível de confiabilidade da estrutura em função do fator multiplicativo do desvio-padrão dos valores de módulo de resiliência do subleito, de acordo com a metodologia apresentada, e com uso dos valores de média e desvio-padrão de módulo de resiliência do subleito da rodovia SP 318 extraídos dos estudos realizados no capítulo 5 desta tese.

Figura 6.13: Nível de confiabilidade da estrutura em função do fator multiplicativo do desvio-padrão dos valores de módulo do subleito, de acordo com a metodologia proposta por Ferri (2013)

Em análise aos gráficos apresentados, verifica-se que o nível de confiabilidade da estrutura variou entre 78% e 23%, variando-se o coeficiente multiplicativo do desvio-padrão entre 0,5 e 1,5. Como se percebe, a variação do comportamento mecânico do subleito pode ter efeitos determinantes para o desempenho da estrutura. Tal efeito de decréscimo do nível de confiabilidade da estrutura poderia ter sido ainda mais pronunciado caso fossem combinados os efeitos de variação das espessuras construtivas no campo, uma vez que as normas vigentes permitem até 10% de variação, sem contar também as possíveis variações nos valores de módulo dos demais materiais – módulo de resiliência dos materiais granulares também sofrem variações em serviço especialmente em função da umidade, e o módulo de resiliência dos materiais asfálticos sofrem variações em serviço especialmente em função da temperatura.

7 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base na pesquisa desta tese, algumas conclusões e considerações puderam ser realizadas.

Com base na pesquisa bibliográfica, conclui-se que a grande maioria dos modelos, até então presentes na literatura, foram desenvolvidos levando-se em conta principalmente dois aspectos:

- (i) a determinação do módulo de resiliência para condições de umidade ótima de compactação a partir de parâmetros obtidos em ensaios de laboratório (granulometria, peso específico aparente seco, *CBR* entre outros) e;
- (ii) a variação dos valores de módulo de resiliência dos materiais que pode ocorrer em campo, especialmente por conta do efeito de mudanças no grau de saturação dos solos de subleito; deve-se ressaltar que se verificou que há pouquíssimos modelos que levam em conta a natureza dos solos tropicais, sejam lateríticos ou saprolíticos.

Verificou-se também que dentre as referências bibliográficas encontradas, poucos estudos verificaram ou ao menos registraram para os leitores, a quantificação e definição dos principais agentes causadores das variações de comportamento mecânico que de fato ocorrem no campo.

Com base nos dados coletados e nas análises realizadas no estudo de caso para a rodovia federal, puderam-se tecer algumas conclusões, entre elas:

- Verificou-se bastante razoabilidade na aplicação do coeficiente $c=0,33$, proposto pela *AASHTO/93*, na determinação de valores de módulos do subleito retroanalizados a partir dos ensaios deflectométricos feitos com *FWD*, com base nos estudos comparativos entre as diversas metodologias de avaliação da estrutura. A não utilização desta correção pode levar a um cenário bastante desfavorável, pois sobrestima, quando das avaliações da capacidade estrutural do pavimento e dimensionamento de soluções de restauração;
- Não é recomendável a utilização de relações diretas do módulo de resiliência a partir de valores de resistência obtidos no *CBR* (*MR* em função do *CBR*) nos casos de

materiais granulares com *CBR* superior a 12%. Nestes casos, é recomendável a determinação do módulo de resiliência em laboratório dos solos e materiais de subleito, bem como o estudo da influência para diferentes condições de compactação (energia) e de umidade, para compreender as possíveis variações que podem ocorrer em campo. Mesmo nos casos quando o *CBR* é inferior a 12%, a relação pode não ser adequada. Também não foi verificada uma correlação direta adequada nos demais casos estudados (solos finos e granulares, independentemente do valor de *CBR*);

- Deve ser aumentado o universo amostral para cada tipo de solo em análise para o entendimento correto do comportamento dos materiais em campo;
- Foram obtidos modelos de correlação entre parâmetros de ensaios de caracterização e mecânicos, para obtenção dos coeficientes k_1 , k_2 , k_3 e k_4 para predição dos valores de módulo de resiliência de solos de laboratório (em função da tensão de confinamento ou da tensão-desvio, caso a caso) para os solos desta rodovia federal estudada;
- Embora tenha se chegado a coeficientes de determinação (R^2) razoáveis, concluiu-se que a modelagem / metodologia proposta para obtenção dos valores de módulo de resiliência através de parâmetros de ensaios dos solos possa ser aplicada regionalmente, desde que reservada uma amostragem representativa para o local em questão, porém deve-se ter cuidado ao se aplicar para outros tipos de solos, de outras regiões e/ou de outra natureza;
- Para a correta interpretação dos parâmetros mecânicos do solo, infere-se que seja necessário pelo menos empregar duas energias de compactação diferentes para os ensaios de compactação, *CBR*, expansão e módulo de resiliência. No caso do ensaio de módulo de resiliência também se verifica que é de extrema importância a realização de ensaios após condicionamento (umidade induzida) nos corpos de prova pós-compactação para compreensão da variabilidade decorrente de frentes de umidade, secagem, etc.;

Ao longo dos estudos, ampliando-se a pesquisa e repetindo-se as amostragens em campo, percebeu-se cada vez mais que é bastante difícil obter correlações válidas entre os parâmetros do solo e o módulo de resiliência do subleito. Além disso, também se nota que o comportamento do módulo de resiliência em campo (valores

retroanalizados obtidos pelas deflexões com *FWD*) podem ter tendências diferentes para um mesmo tipo de solo, o que leva a crer que o comportamento mecânico aferido “*in situ*” por retroanálise, venha a ter forte influência de outras características físicas do local em que foi implantado, além simplesmente dos parâmetros / características dos solos do subleito. Infere-se que algumas características físicas do local possam ser bastante relevantes tais como: características geológicas e pedológicas locais, regime de chuvas e as características e potencial de drenagem do pavimento e dos tipos de solos; o tipo de seção (corte, aterro ou mista) entre outros.

Com base no estudo de campo das rodovias estaduais, puderam-se tecer as seguintes conclusões:

- as variações que ocorrem no campo, para os valores de módulo de resiliência do subleito são importantes e não podem ser desprezadas quando da adoção de parâmetros para o dimensionamento;
- dadas as variações que ocorrem para um mesmo conjunto de características em estudo (sítio geológico, sítio pedológico, seção de terraplenagem, pluviometria, classificação do solo etc.), para os dados acumulados até o presente momento, não se conseguiram modelos de correlação adequados, motivo pelo qual se adotou a opção de se trabalhar com parâmetros estatísticos conservadores, por exemplo, para adoção de valor único para o módulo do subleito, considerar média menos um fator estatístico vezes o desvio-padrão;
- nem sempre os sítios pedológicos lateríticos foram aqueles que apresentaram os valores de módulo de resiliência do subleito retroanalizados, porém em grande parte destes sítios, se confirmou a tendência de que tais solos são menos suscetíveis à ação da umidade, no caso representada pela precipitação volumétrica acumulada, em relação aos sítios com predominância de solos saprolíticos, muito embora não tenha sido possível estabelecer correlações confiáveis entre os parâmetros (precipitação volumétrica e módulo de resiliência do subleito, por exemplo);
- a maior relação de módulo de resiliência (maior diferença entre dois valores de módulo de resiliência comparados), em termos de média e desvio-padrão, normalmente se deu na situação de chuva ch1dsu (comparação entre condições seca e úmida, com relação à precipitação acumulada de 1 dia);

- os sítios pedológicos que apresentaram maiores valores de relação de módulo de resiliência (maior diferença entre dois valores de módulo de resiliência comparados), em termos de média mais desvio-padrão, na situação de chuva *ch1du* foram os sítios pedológicos *Água**, *OXY2*, *PVAd39*, *GZn2*, *CXbd1*, todos tipicamente de solos não-lateríticos.

- os sítios pedológicos que apresentaram menores valores de relação de módulo de resiliência (maior diferença entre dois valores de módulo de resiliência comparados), em termos de média mais desvio-padrão, na situação de chuva *ch1du*, foram os sítios *PVAe10*, *LVdf3*, *LVd1*, *LVd9*, *CXbd3*, grande parte, compostos por solos tipicamente lateríticos.

- Percebeu-se, no banco de dados de ensaios de solos (*BD1*), grande número de ocorrência de inconsistências entre a classificação *MCT* dos materiais, normalmente realizada pelo método expedito (pastilha), e os demais parâmetros do solo (*CBR*, expansão, granulometria, etc.). Assim, recomenda-se que sejam realizados mais de um ensaio de classificação *MCT* para cada amostra, de preferência por ambas as metodologias (completa e expedita);

Como conclusões gerais do trabalho, podem ser elencadas as seguintes:

- o nível de informações que normalmente se obtêm na etapa de projeto é praticamente irrelevante para a correta caracterização e entendimento do comportamento mecânico do subleito e, por conseguinte, dos pavimentos, seja pela incompletude de informações, seja pela pouca ou nenhuma exploração da variação de parâmetros (umidade, energia de compactação, eficiência da drenagem etc.), seja pela não consideração de inúmeros outros fatores que afetariam tal comportamento;

- recomendam-se, no mínimo, os seguintes ensaios de laboratório para cada coleta de amostras de subleito: peso específico seco em campo e umidade natural (em campo); granulometria (com sedimentação); limites de liquidez e plasticidade; peso específico aparente seco; curvas de compactação, *CBR* e expansão com 5 pontos e em pelo menos duas energias de compactação diferentes (energia normal e energia modificada, por exemplo); peso específico real dos grãos; classificação *HRB*; classificação *MCT* (pelo menos dois ensaios para uma mesma amostra – ensaio muito suscetível a erros de classificação); módulo de resiliência de laboratório no

equipamento triaxial em pelo menos duas energias de compactação, e com pelo menos duas condições de umidade de pós-compactação diferentes (umidade ótima e 3% acima da ótima por exemplo, dependendo da granulometria); ensaio de cisalhamento no triaxial para determinação de coesão e ângulo de atrito dos solos e materiais granulares;

- verificou-se que grande parte dos modelos de correlações existentes na literatura entre parâmetros de propriedades físicas e de resistência (como *CBR*) de solos com o módulo de resiliência possui aplicação muito restrita, inviabilizando sua aplicação de forma indiscriminada em locais distintos daqueles onde foram obtidas as correlações;

- verificou-se que o módulo de resiliência do subleito em campo apresenta variações de grande magnitude e, portanto, é de difícil previsão, requerendo acumulação de dados históricos, bem como de um cadastro adicional de maior gama de informações. Recomenda-se que maiores quantidades de ensaios sejam realizadas e que permitam verificação, ou dupla checagem, para validação, bem como para futuramente ser possível o estabelecimento de modelos matemáticos mais confiáveis;

- nos estudos, foi possível estabelecer parâmetros estatísticos que podem ser utilizados tanto em métodos de dimensionamento vigentes ou novos, como naquelas que consideram as variações do módulo de resiliência do subleito para determinação do risco de falha, ou da confiabilidade das estruturas;

- os valores de módulo de resiliência aferidos no campo apresentaram variações em níveis elevados, mesmo quando consideradas características idênticas de tipo de solo, sítios pedológicos/geológicos e dados de chuva semelhantes, tornando o estudo bastante complexo e não permitindo até o presente momento, o estabelecimento de modelos matemáticos confiáveis;

- no presente estágio de acumulação de dados, dada a variação elevada dos mesmos, entendeu-se ser mais adequado trabalhar, por enquanto, com valores estatísticos dos dados visando a obtenção de parâmetros referenciais para fins de projetos, no intuito de minimizar o risco de superestimar os valores de módulo de resiliência do subleito, e conseqüentemente, conceber estruturas com níveis de confiabilidade irrelevantes, praticamente fadadas ao fracasso;

- a simulação de estruturas de dimensionamento levando em consideração a metodologia proposta por Ferri (2013) mostrou claramente os elevados riscos de dimensionamento sem levar em consideração a confiabilidade. Mostrou-se que as estruturas dimensionadas admitem níveis muito baixos de confiabilidade, o que não é admissível para o nível de tráfego de rodovias concessionadas. A consideração da confiabilidade é um fator imperativo em projetos de pavimentação.

Para melhor compreender tais variações de comportamento, com base nos estudos realizados, sugere-se, para realização de estudos futuros:

- Acumulação de dados históricos de ensaios defletoométricos não destrutivos de vários anos e pelo menos duas condições climáticas em cada ano (clima seco e clima úmido);
- maior controle e validação nas informações obtidas através de sondagens e ensaios de campo e laboratório: realizar contraprova e eliminar eventuais dados contraditórios, por exemplo; registrar localização exata, coordenadas, código da rodovia, pista, número da faixa, cotas de profundidade, data de coleta, etc.;
- sempre que forem coletados materiais de campo para ensaios, realizar caracterização completa, contemplando inclusive a variação de parâmetros (energia de compactação, umidade etc.), quando couber, especialmente no caso dos ensaios de módulo de resiliência de laboratório, imprescindíveis para estudos e projetos;
- na coleta de materiais para ensaios, tomar os cuidados necessários para cadastramento e confirmação dos locais de coleta, bem como certificação de que os materiais coletados de fato representam o subleito; ou se for o caso coletar o solo de ambas as camadas (reforço do subleito e subleito);
- inclusão de mais informações no banco de dados referentes à geologia/pedologia: alturas de corte e aterro do projeto; espessuras dos tipos de materiais/horizontes nas diversas seções de corte e mistas – informações extrapoladas/inferidas a partir de sondagens a percussão;
- instrumentação de algumas seções para futuro cruzamento de dados (especialmente para monitoramento de umidade dos materiais do subleito);

- informações adicionais ao banco de dados, relativas à estrutura do pavimento: idade, espessura total do pavimento, materiais e espessuras das camadas, tipo de estrutura, presença ou não de drenos / camadas drenantes, idade dos drenos, histórico de intervenções realizadas etc.
- quantidade de informações no banco de dados que permita dupla checagem de informações, e no caso de informações discrepantes, criação de mecanismo para invalidação das mesmas.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABO-HASHEMA, M.A.; BAYOMY, F. M.; SMITH, R. SALEM, H. M. (2002). Environmental impacts on the subgrade resiliente modulus for Idaho pavements. In: 81th ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D. C., january 13-17, 2002. TRB 2002 Annual Meeting CD-ROM.

ALBERNAZ, C. A. V. (1994). Retroanálise do módulo de resiliência de pavimentos flexíveis e de subleitos para fins de anteprojeto, análise estrutural e gerência de pavimento. In: 28ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1994, Belo Horizonte, MG, 1994, p.627-682.

ALLEN, J.; M.R. THOMPSON. "Resilient Response of Granular Materials Subjected to Time Dependent Lateral Stresses," Transportation Research Record 510, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1974, pp. 1–13.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. *AASHTO* guide for design of pavement structures, Washington, D.C. 1986.

_____. *AASHTO* Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Illinois, 2002.

_____. Interim Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials, T 292-91I, Washington, D.C., 1991.

_____. *AASHTO* Guide for Pavement Structures. *AASHTO*, ISBN: 1-56051-055-2. Washington, D.C., 1993.

ANDREW, J. W.; JACKSON, N. M.; DRUMM, E. C. (1998). Measurement of seasonal variations in subgrade properties. In: APPLICATIONS OF GEOTECHNICAL PRINCIPLES IN PAVEMENT ENGINEERING – PROCEEDINGS OF SESSIONS OF GEO-CONGRESS 98. Geotechnical Special Publications, n. 85, p.13-38.

ARA CONSULTING GROUP INC. Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Final Report, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, Washington, D.C. 2004.

ARANOVICH, L. A. S. (1985). Desempenho de pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 374p.

BALBO, J. T. Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2007.

BARKSDALE, R. D.; HICKS, R. G. (1973). Material characterization and layer theory for use in fatigue analyses. Highway Research Board, Special Report n.140. Washington. pp. 20-48.

BARKSDALE, R. G. (1971). Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. Highway Research Record 345. pp. 32-44.

BAUS, R.L.; T. LI. Investigation of Graded Aggregate Bases, FHWA/SCDOT Report No. FHWA-SC-06-03, University of South Carolina, Columbia, Feb. 2006.

BENNETT, T.; M.H. MAHER. The Development of a Performance Specification for Granular Base and Subbase Material, FHWA NJ 2005-03, Rutgers University, Piscataway, N.J., Feb. 2005.

BERNUCCI, L. B. (1995) Considerações sobre o Dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da USP.

_____. (1997). Módulo resiliente de solos lateríticos e sua aplicação ao dimensionamento de pavimentos de vias de baixo volume de tráfego. In: 1º SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., Rio de Janeiro, RJ, 1997. Anais. Rio de Janeiro, ABPv. V.2, p.490-508.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. SOARES, J. (2010). Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros, Rio de Janeiro, PETROBRAS, ABEDA, 2010.

BERG, R.L.; S.R. BIGI; J.A.STARK; G.D. DURELL. Resilient Modulus Testing of Materials from Mn/Road Phase 1, Minnesota Road Research Project, CRREL Report 96-19, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H., Sep. 1996.

BIGI, S.R.; R.L. BERG. Material Testing and Initial Pavement Design Modeling, Minnesota Road Research Project, CRREL Report 96-14, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H., Sep. 1996.

BONZANINI, J. A. F. (2011). Estudo dos efeitos do tamanho dos corpos de prova no módulo de resiliência de quatro solos. Dissertação de Mestrado. UFRGS, 2011.

BURCZYK, J.M., K. KSAIBATI; R.A. SPRECHER; M.J. FARRAR. "Factors Influencing Determination of a Subgrade Resilient Modulus Value," Transportation Research Record 1462, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1995, pp. 72-78.

BURMISTER, D.M. The Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems and Application to the Design of Airport Runways. In Proceedings of the Highway Research Board, Vol. 23, National Research Council, Washington, D.C., 1943, pp. 125-148.

CAMACHO, J. (2002). Peculiaridades de Distribuição de Umidades em Bases de Pavimento de Solo Arenoso Fino Laterítico, Tese de Doutorado, EP-USP, 180p., São Paulo, SP, 2002.

CAPUTO, H. P. (1996). Mecânica dos solos e suas aplicações. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A. Rio de Janeiro, RJ.

CARDOSO S. H. (1987). Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation. Tese de Doutorado. Universidade de Maryland, Maryland, USA, 1987.

CARMICHAEL, R.F., III; E. STUART. "Predicting Resilient Modulus: A Study to Determine the Mechanical Properties of Subgrade Soils," Transportation Research Record 1043, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985, pp. 145–148.

CARMO, C. A. T. A avaliação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e a sua estimativa a partir de ensaios rotineiros. 1998. 131 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 1998.

CHEN, J.Z.; H. MUSTAQUE; M.T. LATORELLA. Use of Falling Weight Deflectometer and Dynamic Cone Penetrometer in Pavement Evaluation. Transportation Research Record 1655, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1999, pp. 145–151.

CHOUBANE, B.; R. L. MCNAMARA. A Practical Approach to Predicting Flexible Pavement Embankment Moduli Using Falling Weight Deflectometer (FWD) Data. Research Report FL/DOT/SMO/00-442. Florida Department of Transportation, State Materials Office, Tallahassee, 2000.

CLAROS, G.; W.R. HUDSON; K.H. STOKOE. Modifications of Resilient Modulus Testing Procedure for Equipment Calibration. Transportation Research Record 1278, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1990, pp. 51–62.

CUNTO, F. J. C. (1998). Determinação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples: estudo de três solos do nordeste brasileiro. São Carlos. 133p. Dissertação (mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

DALEIDEN, J.F.; B.M. KILLINGSWORTH, A.L. SIMPSON; R.A. ZAMORA. "Analysis of Procedures for Establishing *in situ* Subgrade Moduli," Transportation Research Record 1462, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994, pp. 102–107.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. Solos - Determinação do Módulo de Resiliência. Norma Rodoviária DNER-ME 131/94. São Paulo: 1994. 8 p.

DAVICH, P.; F. CAMARGO; B. LARSEN; R. ROBERSON; J. SIEKMEIER, Validation of DCP and *LWD* Moisture Specifications for Granular Materials, Report No. MN/RC-2006-20, Office of Materials, Minnesota Department of Transportation, Minneapolis, Aug. 2004a.

DAVICH, P.; J. LABUZ, B. GUZINA; A. DRESCHER. Small Strain and Resilient Modulus Testing of Granular Soils, Report No. 2004-39, Minnesota Department of Transportation, University of Minnesota, Minneapolis, Aug. 2004b.

DRUMM E.C.; REEVES J.S.; MADGETT M.R.; TROLINGER W.D. Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No. 7, July, 1997, pp. 663-670.

DRUMM E.C., RAINWATER R.N., e REW J., JACKSON N.M., YODER R.E. e WILSON G.V. Pavement Response due to Seasonal Changes in Subgrade Moisture Conditions. *Proceedings of the Second Int. Conf. On Unsaturated Soils*, 27-30 August, 1998, Beijing, China, Vol. 2.

DRUMM, E. C.; BOATENG-POKU, Y.; PIERCE, T. J. (1990). Estimation of subgrade resilient modulus from standard tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v.116, n.5, p.774-89.

DUNLAP, W.S. A Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials, Technical Report 1, Project 2-8-62-27, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, 1963.

EDIL, T.; C. BENSON. Investigation of the DCP and SSG as Alternative Methods to Determine Subgrade Stability, SPR No. 0092-01-05, University of Wisconsin–Madison, Sep. 2005.

EDIL, T.; C. BENSON; A. SAWANGSURIYA. Resilient Behavior of Unsaturated Subgrade Soils, Interim Report to University of Minnesota, University of Wisconsin–Madison, Dec. 2006.

EKBLAD, J. 2007. Influence of Water on Coarse Granular Road Material Properties, KTH Biblioteket, Disponível em: <<http://www.divaportal.org/kth/abstract.xsql?dbid=4329>>, Acesso em: Julho/2007.

ELLIOT, R.P., THORNTON, S.I., 1988, “Resilient Modulus and *AASHTO* Pavement Design”, *Transportation Research Record*, 1196, TRB, National Research Council, Washington, D.C.

FARRAR, M.J.; J.P. TURNER. Resilient Modulus of Wyoming Subgrade Soils, MPC Report No. 91-1, Mountain Plains Consortium, Fargo, N.D., 1991.

FERNANDO, E.G., OH, J., LIU, W., NAZARIAN, S., MCDANIEL, M., 2008, “Application of Soil-Water Characteristic Relationship in Estimating Load Bearing Capacity for Pavements”, *TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.

FERREIRA J. G. H.; MOTTA, L. M. G. (2002). Análise comparativa de modelos de resiliência de solos e materiais não tratados quimicamente. In: CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 16., Natal, RN, 2002. Anais. Natal, ANPET. v.1, P. 109-120.

FERREIRA, J. G. H. M. (2008). Tratamento de dados geotécnicos para predição de módulos de resiliência de solos e britas utilizando ferramentas de data mining. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro COPPE/UFRJ.

FERRI, S. (2013). Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP.

FLEMING, P.R., FROST, M.W., ROGERS, C.D.F. (2000) "A comparison of Devices for Measuring Stiffness *In situ*," Proceedings of the Fifth International Conference on Unbound Aggregate In Roads, Nottingham, United Kingdom.

FREDLUND, D. G.; BERGAN, A. T.; WONG, P. K. (1977). Relation between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils. Transportation Research Record, n.642, p.73-81.

FREDLUND, D.G., XING, A., 1994, "Equation for the Soil-Water Characteristic Curve", Canadian Geotechnical Journal, 31, pp 521-532.

FREDLUND, D.G., XING, A., HANG, S., 1994, "Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils Using the Soil-water Characteristic Curve", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 31, pp 533-546.

FREDLUND, M.D., FREDLUND, D.G., WILSON, G.W., 1997, "Prediction of soil-water characteristic from grain size distribution and volumetric-mass properties", III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, Vol.1, Rio de Janeiro, pp. 13-23.

_____. 2002, "Use of the grain size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, pp 1103-1117.

FREDLUND., D. G.; RAHARDJO, H. (1993). Soil mechanics for unsaturated soils. 617p. New York, Willey-Interscience Publications.

FUTAI, M.M., 2002, Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação a um caso de voçorocamento, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, 559 pp.

GANDARA, J.A.; A. KANCHERLA; G. ALVARADO; S. NAZARIAN; T. SCULLION. Impact of Aggregate Gradation on Base Material Performance, TxDOT Research Report TX-1502-2, Center for Transportation Infrastructure System, University of Texas at El Paso, Nov. 2005.

GEORGE, K.P. (2004) Resilient Modulus Prediction Employing Soil Index Properties. Relatório Final FHWA/MS-DOT-RD-04-172, Agosto 2004.

GEORGE, K.P., WAHEED UDDIN (2000) "Subgrade Characterization for Highway Pavement Design", Relatório Final, Mississippi Department of Transportation, December 2000.

GONÇALVES, R.F., 1999, Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, USP, São Paulo, 149 p.

GREEN. J. L., e HALL. J. W. JR. (1975). Nondestructive vibratory testing of airport pavements: Experimental test results and development of evaluation methodology and procedure. Report No. FAA -R D73- 205. Vol. I, Federal Aviation Admin. Washington. D.C.

GUDISHALA, RAVINDRA (2004) Development of Resilient Modulus Prediction Models for Base and Subgrade Pavement Layers from *In situ* Devices Test Results. Dissertação de Mestrado, Louisiana State University, Dezembro 2004.

GUPTA, S., A. RANAIVOSON, T. EDIL, C. BENSON, e A. SAWANGSURIYA, Pavement Design Using Unsaturated Soil Technology, Report No. MN/RC-2007-11, Final Research Report submitted to Minnesota Department of Transportation, University of Minnesota, Minneapolis, May 2007.

HEUKELOM, W., A.J.G. KLOMP (1962). Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements During and After Construction. Proceedings of the First International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan.

HEYDINGER, A.G., 2003, "Evaluation of Seasonal Effects on Subgrade Soils", 82nd Annual Meeting of Transportation Research Board, Washington, D.C.

HICKS R. J. (1970). Factors influencing the resilient properties of granular materials. Tese de Doutorado. Univ. Califórnia, Berkeley, 510p., 1970.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. (1971). Factors influencing the resilient response of granular materials. Transportation Research Record., n345, p.15-31.

HOFFMANN, O.J.-M., B.B. GUZINA, e A. DRESCHER, "Stiffness Estimates Using Portable Deflectometer," Transportation Research Record 1869, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2004, pp. 59–66.

HOPKINS, T., T.L. BECKHAM, C. SUN, e B. NI, Resilient Modulus of Kentucky Soils, Final Research Report for Kentucky Transportation Cabinet, Kentucky Transportation Center, University of Kentucky, June 2004.

HUANG, Y. H. (2004). Pavement Analysis and Design – 2nd ed. Prentice-Hall, Inc., New Jersey, USA, 2004.

HUANG, W.H., YANG, S.R., KUNG, J.H.S., LIN, H.D., 2006, "Effect of Matric Suction on Resilient Modulus of Compacted Subgrade Soils", 84th TRB Annual Meeting, Washington, D.C.

HUDSON, J.M.; E.C. DRUMM; M. MADGETT. Design Handbook for the Estimation of Resilient Response of Fine-Grained Subgrades, Proceedings of the 4th International Conference on the Bearing Capacity of Roads and Airfields, University of Minnesota, Minneapolis, Vol. 2, 1994, pp. 917–931.

HULL, T., T.S. VINSON; R.G. HICKS. “Resilient Properties of Volcanic Materials,” Proceedings, 18th Annual Symposium on Engineering Geology and Soils Engineering, Boise, Idaho, Apr. 1980.

HVEEM, F.N. (1955). Pavement Deflections and fatigue failures. 34th annual Meeting, *HRB Bulletin* 114, pp 43-73.

IRWIN, L.H. Report of the Discussion Group on Practical Limitations and What Can Be Done to Overcome Them. Transportation Research Record 1377, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1995.

JANOO, V.C.; J. BAYER; G.D. DURRELL; C.E. SMITH. Resilient Modulus for New Hampshire Subgrade Soils for Use in Mechanistic Pavement Design, ERDC/CRREL 99-14, U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, N.H., 1999.

JANOO, V., J.J. BAYER, e C.C. BENDA, “Effect of Aggregate Angularity on Base Material Properties,” *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 16, No. 6, Dec. 2004, pp. 614–622.

JIN M.S., LEE K.W. e KOVACS W.D. Seasonal Variation of Resilient Modulus of Subgrade Soils. *ASCE Journal of Transportation Engineering*, Vol. 120, No.4, July/August, 1994, pp. 603-616.

KALCHEFF, I.V. e R.G. HICKS, “A Test Procedure for Determining Resilient Properties of Granular Materials,” *ASTM Journal of Testing and Material Evaluation*, Vol. 1, No. 6, 1973, pp. 472–479.

JONES M.P. e WITCZAK M.W. Subgrade Modulus on the San Diego Test Road. Transportation Research Record 641, TRB, National Research Council, 1977, Washington, D.C., pp. 1-6.

JOHNSON, T. C., R. L. Berg, and A. DiMillio. Frost Action Predictive Techniques: An Overview of Research Results. In Transportation Research Record 1089, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1986, pp. 147–161.

KHOURY N. N.; ZAMAN M. M. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1874, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2004, pp. 99–107.

KIM, W. e J.F. LABUZ, Resilient Modulus and Strength of Base Course with Recycled Bituminous Material, Final Report No. MN/RC-2007-05, Submitted to Minnesota Department of Transportation, University of Minnesota, Minneapolis, 2007.

KSAIBATI, K., M.L. WHELAN, J. BURCZYK, e M.J. FARRAR, Section of Subgrade Modulus for Pavement Overlay Design Procedures, Wyoming Department of Transportation, University of Wyoming, Laramie, Aug. 1994.

KSAIBATI, K., J. ARMAGHANI, e J. FISHER, "Effect of Moisture on Modulus Values of Base and Subgrade Materials". Transportation Research Record 1716, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 20–29.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). Soil Mechanics, SI Version. John Wiley & Sons.

LEE, W. BOHRA, N. C.; ALTSCHAEFFL, A. G.; WHITE, T. D. (1995). Resilient modulus of cohesive soils and the effects of freeze-thaw. Canadian Geotechnical Journal, v.32, n.4, p. 559-68.

LEE, W., N.C. BOHRA, A.G. ALTSCHAEFFL, e T.D. WHITE, "Resilient Modulus of Cohesive Soils," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, No. 2, Feb. 1997, pp. 131–136.

LI D. e SELIG E.T. Resilient Modulus for Fine Grained Subgrade Soils. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No. 6, June, 1994, pp. 939-957.

LING, J., XIE, H., GUO, R., 2006, "A Method to Predict Resilient Modulus of Lime and Lime-cement Stabilized Soils Used in Highway Subgrade", 84th TRB Annual Meeting, Washington, D.C.

LIANG, R.Y., 2006, "Field Monitoring of moisture Variations Under Flexible Pavement", 85th TRB Annual Meeting, Washington, D.C..

LIANG, R.Y., RABAB'AH, S., 2007, "Predicting Moisture-dependent Resilient Modulus of Cohesive Soils Using Soil Suction Concept", XIII Conferência Panamericana em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Venezuela.

LIANG, R.Y., RABAB'AH, S., TAAMNEH, M., 2007, "Evaluation of Enhanced Integrated Climatic Model Predictions Over Different Permeable Base Materials", XIII Conferência Pan-americana em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Venezuela.

LISTER, N. W.. e POWELL. D. (1987). "Design practices for pavements in the United Kingdom." Proc. 61h Int. Conf. On the Struct. Design of Asphalt Pavements. Ann Arbor. Michigan.

LYTTON, R.L., PUFAHL, D.E., MICHALAK, 1993, An Integrated Model of the Climatic Effects on Pavements, In: FHWA Report No. FHWA-RD-90-033, Mclean, Virginia.

MACEDO, J. A. G. (1996). Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação de pavimentos flexíveis – A experiência com o *FWD* no Brasil. 456p. Tese de Doutorado. PEC. COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1996.

MAHER, M.H., W.J. PAPP, JR., e N. GUCUNSKI, "Measurement of Soil Resilient Properties Using Noncontacting Proximity Sensors," Transportation Research Record 1584, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1996.

MAHER, M.H., T. BENNETT, W.J. PAPP, JR., e N. GUCUNSKI, Resilient Modulus Properties of New Jersey Subgrade Soils, FHWA NJ 2000-01, Rutgers University, Piscataway, N.J., Sep. 2000.

MALLA, R.B. e S. JOSHI, Establish Subgrade Support Values for Typical Soils in New England, Report No. NETCR 57, New England Transportation Consortium, Fall River, Mass., Apr. 2006.

MASADA, T., S.M. SARGAND, B. ABDALLA, e J.L. FIGUEROS, Material Properties for Implementation of Mechanistic-Empirical (ME) Pavement Design Procedures, Final Report, Ohio Department of Transportation, Ohio Research Institute for the Transportation and Environment, Athens, 2004.

MEDINA, J. M.; MOTTA, L. M. G. (2015). Mecânica dos Pavimentos – 3ª ed., Rio de Janeiro, RJ: Interciência, 2015, 638p.

MINER, M. A., Cumulative damage in fatigue. Journal of Applied Mechanics, ASME, EUA, set. p.A-159 a A-164, 1945.

MITCHELL, J. K.; SITAR, N. (1982). Engineering Properties of Tropical Residual Soil. Geotechnical Specialty Conf. on. Eng. And Const. in Tropical and Residual Soils. Honolulu, Hawaii, January 11-14. ASCE.

MOHAMMAD, L.N., A.J. PUPPALA, e P. ALAVILLI, "Influence of Testing Procedure and LVDTs Location on Resilient Modulus of Soils," Transportation Research Record 1462, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1994a, pp. 91–101.

_____. (1995) Resilient Properties of Laboratory Compacted Subgrade Soils, National Academy of Science, Transportation Research Record No. 1504, pp 87-102.

_____. of the Use of Resilient Modulus for Louisiana Soils in Design of Pavements, Final Report No. 283, Louisiana Transportation Research Center, Federal Highway Administration, Louisiana Department of Transportation and Development, June 1994b.

_____. Resilient Properties of Laboratory Compacted Subgrade Soils," Transportation Research Record 1504. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1995, pp. 87–102.

MOHAMMAD, L.N., B. HUANG, A.J. PUPPALA, e A. ALLEN, "Regression Model for Resilient Modulus of Subgrade Soil," Transportation Research Record 1687, Transportation Research Board Record, National Research Council, Washington, D.C., 1999, pp. 47–54.

MOHAMMAD, L.N., H.H. TITI, e A. HERATH, Investigation of the Applicability of Intrusion Technology to Estimate the Resilient Modulus of Subgrade Soil, FHWA/LA-00/332, Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, 2000.

_____. Effect of Moisture Content and Dry Unit Weight on the Resilient Modulus of Subgrade Soils Predicted by Cone Penetration Test, FHWA/LA-00/355, Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, 2002.

MOHAMMAD, L.N., K. GASPARD, A. HERATH, e M. NAZZAL, comparative Evaluation of Subgrade Resilient Modulus from Non-Destructive, In-Situ and Laboratory Methods, FHWA/LA-06/417, Louisiana Transportation Research Center, Baton Rouge, 2007.

MOTTA, L. M. G.; ARANOVICH, L. A. S.; CERATTI, J. A. P. (1985). Comportamentos resiliente de solos utilizados em pavimentos de baixo custo. Solos e Rochas, v.8, n.3, p.15-42.

NATAATMADJA, A. PARKIN, A. K. (1989). Characterization of granular materials for pavements, Canadian Geotechnical Journal, v.26, p.725-30.

NATAATMADJA, A., "Resilient Modulus of Granular Materials Under Repeated Loading," Proc., 7th International Conference on Asphalt Pavements. University of Nottingham, Nottingham, UK, Vol. 1, 1992, pp. 172–185.

_____. "On the Response of Granular Unbound Pavement Materials Under Repeated Loading," Proc., 17th Australia Road Research Board Conference, Gold Coast, Australia, Vol. 2, 1994, pp. 99–114.

NATAATMADJA, A., e Y.L. TAN, "Resilient Response of Recycled Concrete Road Aggregates," Technical Note No. 22318, Journal of Transportation Engineering, Vol. 127, No. 5, Sep./Oct. 2001.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (2002). Recommended Standard Method for Routine Resilient Modulus Testing of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils, Protocol 1-28A, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2002.

_____. (2004). *NCHRP Research Results Digest 285: Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., Jan. 2004, 48 pp.

_____. (2006). *NCHRP Research Results Digest 307: Identification of Liability-Related Impediments to §409 Safety Data Among Transportation Agencies and a Synthesis of Best Practices*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., Sep. 2006, 32 pp.

_____. (2006). *NCHRP Research Results Digest 308: Changes to Mechanistic Empirical Pavement Design Guide Software Through Version 0.900*, July 2006, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2008, 22 pp.

_____. (2008). *NCHRP Synthesis 382: Estimation Stiffness of Subgrade and Unbound Materials for Pavement Design*. Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., Jan. 2004, 130 p.

_____. (1997). *NCHRP 1-28A – Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design – Final Report (NCHRP Web Document 14)*. Transportation Research Board. 464p.

_____. (2004). *NCHRP 1-37A – Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures – Final Report*. Transportation Research Board.

NAZZAL, M. D.; MOHAMMAD L. N. (2010). Estimation of Resilient Modulus of Subgrade Soils Using Falling Weight Deflectometer. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2186, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2010, pp. 1–10.

NAZARIAN, S., Feasibility Study on Improvements to Dynamic Cone Penetrometer, Research Report 3903-2, Center for Highway Materials Research, University of Texas at El Paso, 1998.

_____. Quality Management of Flexible Pavement Layers with Seismic Methods: Test Methods, Research Report 5-1735-01-P5, Center for Highway Materials Research, University of Texas at El Paso, Nov. 2006.

NAZARIAN, S., M. BAKER, e K. CRAIN, “Use of Seismic Pavement Analyzer in Pavement Evaluation,” *Transportation Research Record 1505*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1995, pp. 1–8.

NAZARIAN, S., R. PEZO, e M. PICRONELL, Testing Methodology for Resilient Modulus of Base Materials, Research Report 1336-1, Center for Geotechnical and Highway Materials Research, University of Texas at El Paso, 1996.

NAZARIAN, S., J. ROJAS, R. PEZO, D. YUAN, I. ABDALLAH, e T. SCULLION, “Relating Laboratory and Field Moduli of Texas Base Materials,” *Transportation Research Record 1639*, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1998, pp. 1–11.

NAZARIAN, S., D. YUAN, V. TANDON, e M. ARRELLANO, Quality Management of Flexible Pavement Layers with Seismic Methods, Research Report 1735-3F, Center for Highway Materials Research, University of Texas at El Paso, 2003.

NAZARIAN, S., D. YUAN, e V. TANDON, Quality Management of Flexible Pavement Layers with Seismic Methods, Research Report 0-1735-S, Center for Transportation Infrastructure Systems, University of Texas at El Paso, 2005.

NI, B., T.C. HOPKINS, L. SUN, e T.L. BECKHAM, “Modeling the Resilient Modulus of Soils,” *Proceedings of the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways, and Airfields*, Vol. 2, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, the Netherlands, pp. 1131–1142.

NOGAMI J. S.; VILLIBOR, D. F. (1981). Uma nova classificação para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, COPP/UFRJ – CNPq – ABMS; pg. 30-41. Setembro, Rio de Janeiro, RJ.

NOURELDIN, A. S. (1993) New scenario for backcalculation of layer moduli of flexibles pavements. Transportation Research Record nº 1384, p.23-28. 1993

OOI, P.S.K., K.G. SANDEFUR, e A.R. ARCHILLA, Correlation of Resilient Modulus of Fine-Grained Soils with Common Soil Parameters for Use in Design of Flexible Pavements Report No. HWY-L-2000-06, Hawaii Department of Transportation, Honolulu, 2006.

PARREIRA, A. B. CARMO, C. A. T. CUNTO, F. J. C. (1998). Estudo do módulo de resiliência de materiais usados em pavimentação. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 31., São Paulo, SP, 1998. Anais. São Paulo, ABPv, v.1, p.233-247.

PEREIRA J. M. B. (2007). Um procedimento de retroanálise para pavimentos flexíveis baseado na teoria do ponto inerte e em modelagem matemática. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos, SP, 2007.

PEZO, R.F., A General Method of Reporting Resilient Modulus Tests of Soils: A Pavement Engineer's Point of View, Presented at the 72nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., Jan. 1993.

PEZO, R.F. e W.R. HUDSON, "Prediction Models of Resilient Modulus for Nongranular Materials," Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, No. 3, 1994, pp. 349–355.

PEZO, R.F., D.S. KIM, K.S. STOKOE, e W.R. HUDSON, Aspects of a Reliable Resilient Modulus Testing System, Presented at the 71st Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., Jan. 1992.

PING, W.V. e C. LING, Enhancement of Resilient Modulus Data for the Design of Pavement Structures in Florida, Research Report No. FL/DOT/RMC/BD-543-4, Department of Civil Engineering, FAMU–FSU College of Engineering, Tallahassee, Fla., Sep. 2007.

PING, W.V., E. WU, e Z. YANG, Application of Noncontacting Proximity Sensors for Measuring Soil Resilient Characteristics, Research Report No. FL/DOT/RMC/0510815, Department of Civil Engineering, FAMU–FSU College of Engineering, Tallahassee, Fla., Sep. 2000.

PING, W.V., Z. YANG, e Z. GAO, "Field and Laboratory Determination of Granular Subgrade Moduli," Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 16, No. 4, Nov. 1, 2002, pp. 149–159.

PING, W.V., W. XIONG, e Z. YANG, Implementing Resilient Modulus Test for Design of Pavement Structures in Florida, Research Report No. FL/DOT/RMC/BC-352-6, Department of Civil Engineering, FAMU–FSU College of Engineering, Tallahassee, Fla., Sep. 2003.

PING, W.V., YANG, Z., HO, R.K.H., 2003, "Full-Scale Laboratory Evaluation of Moisture Effect on Resilient Moduli of Granular Pavement Subgrade Layers", International Journal of Road Materials and Pavement Design, Vol. X, No. X.

PING, W.V., YANG, Z., LIU, J., 2005, "The Influence of High Ground Water Table on Construction of Stabilized Subgrade Layer", 84th TRB Annual Meeting, Washington, D.C.

POWELL, W.D., J.F. POTTER, H.C. MAYHEW, e M.E. NUNN, The Structural Design of Bituminous Roads, TRRL Report LR 1132, Department of Transport, Berkshire, U.K., 1984.

PINTO, C.S. (1964). Primeira pesquisa por equipe. Estudo da dispersão do ensaio CBR. Boletim Técnico no. 6. Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro.

PORTER, O.J. (1942). Foundations for Flexible Pavements. *HRB* 22. Pg 100-136.

_____. (1950). Development of the original method for Highway design. ASCE. Vol 115. Pg 461-467.

PREUSSLER, E.S. (1978). Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso. Dissertação de Mestrado. COPPE-UFRJ.

_____. (1983). Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camada de reforço. Tese de doutorado. COPPE-UFRJ.

PROCTOR, R. R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. Engineering News Record, v.111, n. 10, p. 286-289.

PUPPALA, A.J., L.N. MOHAMMAD, e A. ALLEN, "Engineering Behavior of Lime Treated Louisiana Subgrade Soil," Transportation Research Record 1546, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1997, pp. 24–31.

_____. "Permanent Deformation Characterization of Subgrade Soils from *RLT* Test," Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 11, No. 4, Nov. 1999, pp. 274–282.

RAAD, L., MINASSIAN, G., GARTIN, S., 1992, "Characterization of Saturated Granular Bases Under Repeated Load", Transportation research record 1369, pp. 73-82, Transportation Research Board, Washington, D.C.

RADA, G., M. W. WITCZAK (1981) "Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Moduli Results for Granular Materials", Transportation Research Record 810, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp 23-33.

RICHTER, C., "Seasonal Variations in the Moduli of Unbound Pavement Layers," Publication No. FHWA-HRT-04-079, Turner–Fairbanks Highway Research Center, McLean, Va., 2006.

RODRIGUES, M. R. (1997). Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre, UFRGS. 105p.

SALEM, H. M.; BAYOMY, F. M.; AL-TAHER, M. G. (2003). Prediction of seasonal variation of subgrade resilient modulus using *LTPP* data. In: 82th ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Washington, D. C., January 12-16, 2003. TRB 2003 Annual Meeting CD-ROM.

SANTHA B.L. (1994). Resilient Modulus of Subgrade Soils: comparison of Two Constitutive Equations. Transportation Research Record 1462, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1994, pp. 79-90.

SANTOS, JOÃO D. G. (1998). Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares como Camada de Pavimento (Tese de Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ). 339p.

SEED, H.B. e R.L. MCNEILL, "Soil Deformation Under Repeated Stress Applications," ASTM Special Technical Publication, No. 32, 1958, pp. 177–197.

SEED, H.B., C.K. CHAN, e C.E. LEE, "Resilience Characteristics of Subgrade Soils and Their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements," Proc., International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, University of Michigan, Ann Arbor, 1962, pp.611–636.

SEED, H.B., F.G. MITRY, C.L. MONISMITH, e C.K. CHAN, *NCHRP* Report 35: Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated-Load Tests, Highway Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1967.

SEED, H. B.; MITCHEL, J. K.; CHAN, C. K. (1960). The strength of compacted cohesive soils. Research Conference on Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder-Colorado. p. 877-964.

SEED, H. B.; MITRY, F. G.; MONISMITH, C. L.; CHAN, C. K. (1968). Factor influencing the resilient deformations of untreated aggregate base in two-layer pavements subjected to repeated loading. Highway Research Record, v. 215, 1968.

SEED, H.B. *et al.* (1958). Effects of repeated loading of the strength and deformation of compacted clay. 34th Annual meeting. *HRB*. Pg.541-558.

SHOOK, J.F., F.N. FINN, M.W. WITCZAK, e C.L. MONISMITH, "Thickness Design of Asphalt Pavements—The Asphalt Institute Method," Proc., 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, the Netherlands, 1982, p. 17–44.

SIEKMEIER, J. A., D. YOUNG, e D. BEBERG. comparison of the Dynamic Cone Penetrometer with Other Tests During Subgrade and Granular Base Characterization in Minnesota. In Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli: 3rd Vol., ASTM Special Technical Publication 1375 (S. D. Tayabji and E. O. Lukanen, eds.). ASTM, West Conshohocken, Pa., 1999.

SIEKMEIER, J. *In situ* Testing for Mechanistic Empirical Pavement Design. OMRR Research Seminar, Minnesota Department of Transportation, Saint Paul, 2002.

SILVA, B. H. A. (2003). Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do Centro-Norte do Mato Grosso. Dissertação de Mestrado. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, RJ, 2003.

_____. (2009). ANÁLISE MECÂNICA DE UM PAVIMENTO RODOVIÁRIO SUBMETIDO À OSCILAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO SIMULADA EM MODELO FÍSICO DE VERDADEIRA GRANDEZA. Tese de Doutorado. COPPE - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, Rio de Janeiro, RJ, 2009.

STOKOE, K.H., II, D.-S. KIM, e R.D. e RUS, "Development of Synthetic Specimens for Equipment Calibration," Transportation Research Record 1278, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1990, pp. 63–81.

STUBSTAD, R. N., NCHRP Web Document #52, Project 20-59 (9), LTPP Data Analysis: Feasibility of Using FWD Deflection Data to Characterize Pavement Construction Quality. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2002.

SUZUKI, C.Y., PEREIRA, A.C.O., AZEVEDO, A.M., TSU, B.S.A., PITA, A.S., 2004, "Conceito de Índice de Severidade para Considerar a Influência da Drenagem Superficial no Desempenho de Pavimentos Asfálticos", 35a Reunião Anual de Pavimentação, Rio de Janeiro.

SVENSON, M. (1980). Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos. Tese de Mestrado. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

TAKEDA, M.C., 2006, A Influência da Variação da Umidade Pós-compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo.

TERREL, R.L., I.S. AWAD, e L.R. FOSS, "Techniques for Characterizing Bituminous Materials using a Versatile Triaxial Testing System," ASTM Special Technical Publication, No. 561, 1974, pp. 47–66.

THADKAMALLA, G. B.; GEORGE, K. P. (1995). Characterization of subgrade soils at simulated field moisture. Transportation Research Record, n.1481, p.21-27.

THOMPSON, M.R. e R.P. ELLIOT, "ILLI-PAVE-Based Response Algorithms for Design of Conventional Flexible Pavements," Transportation Research Record 1043, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985, pp. 50–57.

THOMPSON, M.R. e T.G. LAGROW, A Proposed Conventional Flexible Pavement Thickness Design Procedure, FHWA-IL-UI-223. Illinois University, Urbana-Champaign, Dec. 1988, 47 pp.

THOMPSON, M.R. e K.L. SMITH, "Repeated Triaxial Characterization of Granular Bases," Transportation Research Record 1278, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1990.

THOMPSON, M.R. e Q.L. ROBNETT, Resilient Properties of Subgrade Soils. Final Report—Data Summary, Transportation Engineering Series 14, Illinois Cooperative Highway Research and Transportation Program Series, University of Illinois, Urbana, 1976.

_____. "Resilient Properties of Subgrade Soils," Transportation Engineering Journal, Vol. 105, No. TE1, 1979, pp. 71–89.

_____. (1976) "Resilient properties of subgrade soils." Journal of Transportation Engineering, ASCE, 105(1), 1976, 71-89.

TITI, H., B. ELIAS, e S. HELWANY, Determination of Typical Resilient Modulus Values for Selected Soils in Wisconsin, SPR 0092-03-11, Wisconsin Department of Transportation, University of Wisconsin, Milwaukee, May 2006.

TITUS-GLOVER, L. e E.B. FERNANDO, Evaluation of Pavement Subgrade Material Properties and Test Procedures, Final Report No. FHWA/TX-96/1335-2, Texas Transportation Institute, Texas A&M University, College Station, Nov. 1995.

TOROS, U., HILTUNEN, D.R., 2008, "Effects of Moisture and Time on Stiffness of Unbound Aggregate Base Materials", TRB Annual Meeting, Washington, D.C.

TURNBULL, W. J.; FOSTER, C. R. (1956). Stabilization of materials by compaction. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 82, n.2, pp. 934.1-934.23.

TRB (2003) Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus For Flexible Pavement Design. *NCHRP* Project 1-28 A. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2003.

UZAN, J., "Characterization of Granular Materials," Transportation Research Record 1022, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1985, pp. 52–59.

_____. "Permanent Deformation in Flexible Pavements," Journal of Transportation Engineering, Vol. 130, No. 1, Jan. 2004, pp. 6–13.

VAN TIL, MCCULLOUGH, B., VALLERGA, B., HICKS, R. (1972) Evaluation of AASHTO Interim Guides for Design of Pavement Structures, *NCHRP* 128, Highway Research Board.

VALLE, N. (1966) Utilização de solos saprolíticos na pavimentação viária em Santa Catarina. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1966.

VENDRAMINI, C.A. e PINTO, C.S. (1974). *CBR em função do processo de compactação*. V Congr. Brasileiro de Mec. Solos. Vol II pg 71-83.

VERTAMATTI, E. (1988). Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias *MCT* e resiliente. São José dos Campos. Tese de Doutorado – Instituto Tecnológico da Aeronáutica.

VILLIBOR. D. F.; NOGAMI, J. S.; FORTES F. Q.; TONATO, J. E. (1995). Pavimento de Baixo Custo com Base de Argila Laterítica. 29a Reunião Anual de Pavimentação, Cuiabá, MT. ABPv.

VON QUINTUS, H., e B. KILLINGSWORTH. Analyses Relating to Pavement Material Characterizations and Their Effects on Pavement Performance. FHWA-RD-97-085. FHWA, McLean, Va., 1998.

WESTERGAARD, H. M. Theory of stresses in road slabs. Proc., 4th Annual Meeting, Highway Research Board, Washington, D.C., 1925.

WILSON, B.E., S.M. SARGAND, G.A. HAZEN, e R. GREEN, “Multiaxial Testing of Subgrade,” Transportation Research Record 1278, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1990, pp. 91–95

WITCZAK, MATTHEW W., XICHENG QI, MUHAMMAD W. MIRZA (1995) “Use of Non-Linear Subgrade Modulus in AASHTO Design Procedure”, Journal of Transportation Engineering May/June 1995.

WITCZAK, M.W.; J. UZAN, The Universal Airport Pavement Design System, Report 1 of 4, Granular Material Characterization, University of Maryland, College Park, 1988.

WITZACK, M., X. QI, e M.W. MIRZA, “Use of Nonlinear Subgrade Modulus in AASHTO Design Procedures,” Journal of Transportation Engineering, Vol. 121, No. 3, May/June 1995, pp. 273–282.

WOLFE, W.E. e T.S. BUTALIA, Seasonal Instrumentation of SHRP Pavements, Final Report for Ohio Department of Transportation, Ohio State University, Columbus, 2004.

WOOLSTRUM, G., “Dynamic Testing of Nebraska Soils and Aggregates,” Transportation Research Record 1278, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 1990, pp. 27–34.

WSDOT EVERSERIES USER GUIDE. Pavement Analysis Computer Software and Case Studies. Washington State Department of Transportation, 2005.

YAU, A. e H. VON QUINTUS, Study of *LTPP* Laboratory Resilient Modulus Test Data and Response Characteristics, Report No. FHWA-RD-02-051, Federal Highway Administration, McLean, Va., Oct. 2002.

_____. “Predicting Elastic Response Characteristics of Unbound Materials and Soils,” Transportation Research Record 1874, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 2004, pp. 47–56.

YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. Principles of Pavement Design. John Wiley & Sons, Inc. USA, 2nd edition, 1975.

ZAMAM, M. Chen, D; LAGUROS, J. Resilient moduli of granular materials. Journal of Transportation Engineering, v.120, n.6, p. 967-88, 1994.

ZHANG, Z.J., Y.M. ABU-FARSAKH, e L. WANG, Evaluation of Trench Backfill at Highway Cross-Drain Pipes, Presented at the 83rd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., Jan. 11–15, 2004.

ZHANG, X; SUN, L. (2003) Backcalculation of Asphalt Pavement Moduli with Convergent Procedure and Unique Solution. Transportation Research Board-2003 Annual Meeting CD-ROM.

ZHANG, X. L. (2004) Novel Method for Backcalculation of Asphalt Pavement Moduli. Transportation Research Board, n° 1869, p.67-72.

**9 ANEXO A – RESULTADOS INDIVIDUAIS DAS SONDAgens E
ENSAIOS – ESTUDO DE CASO DE UMA RODOVIA FEDERAL**

Apresentam-se a seguir os resultados mais importantes obtidos em cada um dos poços de inspeção realizados no pavimento.

9.1 Poço de Inspeção do km 402 (Pista Norte)

A Figura 9.1 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 402 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se que este pavimento se situa numa área de predominância de solo arenoso e cascalho.

A Tabela 9.1 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. De acordo com este registro, o pavimento do km 402, pista norte passou por intervenções do tipo reciclagem de base no ano de 2011.

A Tabela 9.2 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Este pavimento foi identificado como pavimento do tipo semirrígido com base de BGTC.

A Tabela 9.3 e Tabela 9.4 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de sub-base granular. Enquanto a Figura 9.2 apresenta o gráfico comparativo e dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidas em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que a situação de campo está bastante próxima à condição de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo do material ensaiado.

A Figura 9.3 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.4 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito para duas situações históricas distintas, ilustrando as variações de comportamento do subleito registradas através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.5 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito.

A Figura 9.5 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. Verificou-se

uma convergência maior para os modelos de Rada & Witczac (1981), Carmichael & Stuart (1985) e Jin et. al. - solo 2 (1994).

A Figura 9.6 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura para as condições de umidade e peso específico aparente seco aferidos no ensaio *in situ*. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi (2006), e AASHTO/2002 (ME-PDG).

A Figura 9.7 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo de Takeda (2006).

A Figura 9.8 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.9 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.10 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

LEGENDA:

	Xistos, localmente migmatíticos: Xisto		Granito Juquiá: Monzogranito
	Rochas miloníticas: Protomilonito, Milonito, Ultramilonito		Atuba, Gnaiss Itapeúna: Gnaiss, Biotita monzogranito, Diorito, Granito gnaiss
	Depósitos aluvionares: Depósitos de areia, Depósitos de cascalho		Afloramentos

Figura 9.1: Mapa Geológico do local sondado – km 402 (Pista Norte)

Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.1: histórico de intervenções informado - km 402 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
402	401,990	402,205	MICROREVESTIMENTO	3,80	1,00	17/06/2011
	401,820	402,240	RECICLAGEM DE BASE	3,85	32,00	06/07/2011

Tabela 9.2: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 402 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
402	Norte	1	13,0	CA
		2	19,0	BGTC
		3	16,0	BGS
		4	-	SL

Tabela 9.3: Estatística dos resultados do ensaio com *LWD*

Resumo											
km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^2 mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
402	BGS	34	67	51	13	26	336	663	477	130	27
402	SL	34	67	45	14	31	336	669	537	140	26

Tabela 9.4: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de *BGS*

Resumo						
$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)						
km	Material	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
402	BGS	849	2.697	1.601	738	46

Figura 9.2: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 402, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			13,0	19,0	16,0	-	-	-
Materiais			CA	BGTC	BGS	SL	SL	SL
mar/08	-	-	* Provável estrutura antiga de pavimento flexível					441
mai/10	29	37						317
ago/11	25	35	13.000	90.000	3.000	1.100	363	335
jun/12	26	30	15.550	110.500	3.500	1.660	548	431
fev/13	34	41	19.100	120.000	3.500	1.330	439	350
jun/14	12	17	83.500	130.000	3.500	1.870	617	511

Figura 9.3: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 402 (pista norte)

Figura 9.4: Tensões no subleito calculadas para (a) 2011 e (b) 2014

Tabela 9.5: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 402

Amostras					Ensaio MR (σ3 e σd)										
					MR = k1 x (σ3)^k2						MR = k3 x (σd)^k4				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γd (g/cm3)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR (s3=0,14 kgf/cm²) (kgf/cm²)
1	BR-116	402,0	NORTE	Subleito	5,0	-	2,050	I	1.194	0,560	0,98	609	0,412	0,77	1.094
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha	20,3	-	1,493	N	16	-0,530	0,56	18	-0,620	0,93	1.537

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	402,0	NORTE	Subleito	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	0,0	0,0	0	A-2-4
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha	100	100	100	100	100	99	98	91	82	76	56	56	24	63,7	26,7	14	A-7-5

Amostras					Compactação e CBR						Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γd máx (g/cm3)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γs (g/cm3)	w nat (%)	γ nat (g/cm3)	
1	BR-116	402,0	NORTE	Subleito	I	2,110	5,0	47	0,0	NA-NS'	ND	5,5	2,143	
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha	N	1,493	20,3	2	6,3	NG'	ND	ND	ND	

Amostras					Granulometria Materiais (%)					Saturação			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γs admitido (g/cm3)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	402,0	NORTE	Subleito	34	22	27	9	8	2,60	23,2	55,4	61,6
2	BR-116	402,0	NORTE	Argila siltosa vermelha	56	26	10	7	2	2,70	80,8	67,8	ND

Figura 9.5: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.6: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.7: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.8: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 402 (pista norte)

Figura 9.9: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 402 (pista norte)

Figura 9.10: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 402)

9.2 Poço de Inspeção do km 405 (Pista Norte)

A Figura 9.11 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 405 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local.

A Tabela 9.6 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento.

A Tabela 9.7 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Este pavimento foi identificado como pavimento do tipo flexível com base granular.

A Tabela 9.8 e Tabela 9.9 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.12 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está em peso específico aparente seco e umidade bastante inferiores àquelas relativas à condição ótima de compactação.

A Figura 9.13 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.14 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito para duas situações históricas distintas, ilustrando as variações de comportamento do subleito registradas através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.10 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.15 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Rada & Witczac (1981), Mall & Josh (2006)

A Figura 9.16 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificados em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para

os modelos de Malla & Joshi – materiais granulares (2006), e AASHTO/2002 (ME-PDG).

A Figura 9.17 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo da AASHTO/2002 e Malla & Joshi – materiais granulares (2006).

A Figura 9.18 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.19 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalisado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.20 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.11: Mapa Geológico do local sondado – km 405 (Pista Norte)
Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.6: histórico de intervenções informado - km 405 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
405	404,851	405,008	FRESAGEM FUNCIONAL	4,38	4,00	05/07/2008
	404,800	405,512	REFORÇO DE PAVIMENTO COM ASFALTO BORR	3,94	5,21	23/10/2010
	404,979	405,000	FRESAGEM ESTRUTURAL	4,00	6,00	21/07/2011
	404,720	405,000	FRESAGEM FINA	4,00	1,50	06/12/2012
	404,551	405,033	MICROREVESTIMENTO	4,30	1,20	11/01/2013
	404,800	405,100	FRESAGEM FINA	4,00	1,20	09/04/2014
	404,785	405,110	MICROREVESTIMENTO	4,30	1,20	12/06/2014

Tabela 9.7: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 405 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
405	Norte	1	14,0	CA
		2	26,0	BGS
		3	-	SL

Tabela 9.8: Estatística dos resultados do ensaio com *LWD*

km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^{-2} mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
405	BGS	23	28	26	2	8	801	986	864	78	9
405	SL	34	87	55	22	41	260	673	473	171	36

Tabela 9.9: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de *BGS*

km	Material	$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
405	BGS	3.724	5.303	4.257	662	16

Figura 9.12: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 405, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			14,0	26,0	-	-	-
Materiais			CA	BGS	SL	SL	SL
mar/08			8.600	1.500	1.500	495	521
mai/10	30	38	10.100	920	1.400	462	477
ago/11	30	38	14.300	1.000	2.050	677	749
jun/12	28	31	10.500	1.500	2.000	660	672
fev/13	34	40	11.000	2.100	2.300	759	671
jun/14	17	25	15.000	1.000	2.000	660	677

Figura 9.13: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 405 (pista norte)

Figura 9.14: Tensões no subleito calculadas para (a) 2010 e (b) 2014

Tabela 9.10: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 405

Amostras					Ensaio MR (σ_3 e σ_d)										
					MR = $k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$						MR = $k_3 \times (\sigma_d)^{k_4}$				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γ_d (g/cm ³)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR ($\sigma_3=0,14$ kgf/cm ²) (kgf/cm ²)
1	BR-116	405,0	NORTE	Subleito	7,0	-	2,160	I	1.382	0,610	0,95	652	0,440	0,74	1.022
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado	10,5	-	2,035	N	589	0,410	0,95	323	0,250	0,52	1.023

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
					50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05					0,01
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4"	10	40	100	200	270	F	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	405,0	NORTE	Subleito	100	100	87	82	77	72	60	47	23	15	12			20,1	4,4	0	A-1-b
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado	100	99	99	93	89	79	63	34	25	20	14	14	3	0,0	0,0	0	A-1-b

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γ_d máx (g/cm3)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γ_s (g/cm3)	w _{nat} (%)	γ_{nat} (g/cm3)
1	BR-116	405,0	NORTE	Subleito	I	2,160	7,0	35	0,0	NS/NA'	ND	4,0	2,074
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado	N	2,035	10,5	7	0,7	NS/NA'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria					Saturação			
					Materiais (%)								
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γ_s admitido (g/cm3)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	405,0	NORTE	Subleito	12	11	24	14	40	2,60	20,4	89,3	51,1
2	BR-116	405,0	NORTE	Cascalho variegado	14	11	10	29	37	2,60	27,8	98,3	ND

Figura 9.15: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.16: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.17: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.18: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 405 (pista norte)

Figura 9.19: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 405 (pista norte)

Figura 9.20: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 405)

9.3 Poço de inspeção do km 414 (Pista Sul)

A Figura 9.21 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 414 (pista sul) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região de gnaiss.

A Tabela 9.11 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento.

A Tabela 9.12 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Este pavimento foi identificado como pavimento do tipo flexível com base betuminosa e sub-base de solo-brita.

A Tabela 9.13 e Tabela 9.14 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.22 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está em peso específico aparente seco parecido com a peso específico aparente seco máximo relativo a energia intermediária, porém teor de umidade sensivelmente inferior à umidade ótima.

A Figura 9.23 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.24 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito para duas situações históricas distintas, ilustrando as variações de comportamento do subleito registradas através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.15 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.25 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Carmichael & Stuart (1985) e Rada & Witczak (1981).

A Figura 9.26 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificados em campo no

momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi (2006), e AASHTO/2002 (ME-PDG).

A Figura 9.27 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se S próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo de Rada & Witczak (1981) e Takeda (2006).

A Figura 9.28 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.29 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.30 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

LEGENDA:

	Xistos, localmente migmatíticos: Xisto		Granito Juquiá: Monzogranito
	Rochas miloníticas: Protomilonito, Milonito, Ultramilonito		Atuba, Gnaiss Itapeúna: Gnaiss, Biotita monzogranito, Diorito, Granito gnaiss
	Depósitos aluvionares: Depósitos de areia, Depósitos de cascalho		Afloramentos

Figura 9.21: Mapa Geológico do local sondado – km 414 (Pista Sul)
Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.11: histórico de intervenções informado - km 414 (pista sul)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Intervenção
414,000	412,980	415,000	MICROREVESTIMENTO	4,10	1,00	19/08/2010

Tabela 9.12: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 414 (pista sul)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
414	Sul	1	11,0	CA
		2	27,0	BASE BETUMINOSA
		3	40,0	SOLO-BRITA
		4	-	SL

Tabela 9.13: Estatística dos resultados do ensaio com LWD

Resumo											
km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^{-2} mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
402	BGS	34	67	51	13	26	336	663	477	130	27
402	SL	34	67	45	14	31	336	669	537	140	26

Tabela 9.14: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de BGS

Resumo						
$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)						
km	Material	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
402	BGS	849	2.697	1.601	738	46

Figura 9.22: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 414, sul)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/ 93)
Espessuras (cm)			11,0	27,0	40,0	-	-	-
Materiais			CA	BASE BETUM.	SOLO-BRITA	SL	SL	SL
mar/08	-	-	10.100	7.140	3.950	2.750	908	708
mai/10	35	35	53.000	16.000	3.500	3.400	1.122	943
ago/11	19	23	81.600	35.700	4.700	4.000	1.320	1.165
jul/12	25	28	80.100	30.000	5.600	4.100	1.353	1.070
fev/13	34	38	26.000	8.240	2.400	2.240	739	597
jun/14	14	17	83.250	28.000	4.100	2.800	924	769

Figura 9.23: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 414 (pista sul)

Figura 9.24: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014

Tabela 9.15: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 414

Amostras					Ensaio MR (σ_3 e σ_d)										
					MR = $k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$						MR = $k_3 \times (\sigma_d)^{k_4}$				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γ_d (g/cm ³)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR ($\sigma_3=0,14$ kgf/cm ²)
1a	BR-116	414,0	SUL	Cascalho	6,2	-	2,214	M	745	0,531	-	545	0,396	-	772
1b	BR-116	414,0	SUL	Cascalho	6,2	-	2,214	M	711	0,509	-	482	0,348	-	811
1c	BR-116	414,0	SUL	Cascalho	6,2	7,7	2,214	M	814	0,586	-	515	0,397	-	668
1d	BR-116	414,0	SUL	Cascalho	6,2	4,2	2,214	M	596	0,092	-	535	0,051	-	4.024

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)													Limites e Class. HRB			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho	100	100	100	100	97	95	93	78	29	18	15			0,0	0,0	0	A-1-b

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γ_d máx (g/cm ³)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γ_s (g/cm ³)	w _{nat} (%)	γ_{nat} (g/cm ³)
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho	M	2,214	6,2	58	0,0	ND	ND	4,5	2,325

Amostras					Granulometria Materiais (%)					Saturação			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γ_s admitido (g/cm ³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	414,0	SUL	Cascalho	15	14	49	15	7	2,60	17,4	92,5	67,1

Figura 9.25: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.26: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.27: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.28: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 414 (pista sul)

Figura 9.29: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 414 (pista sul)

Figura 9.30: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 414)

9.4 Poço de inspeção do km 418 (Pista Norte)

A Figura 9.31 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 418 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região com predominância de depósitos de areia e cascalho.

A Tabela 9.16 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. Verifica-se que o pavimento sofreu uma intervenção de reciclagem de base com emprego de emulsão asfáltica no ano de 2009.

A Tabela 9.17 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Este pavimento foi identificado como pavimento do tipo flexível com base betuminosa e sub-base granular.

A Tabela 9.18 e Tabela 9.19 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.32 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco acima do peso específico aparente seco máximo relativo a energia intermediária e umidade ligeiramente inferior à ótima. Infere-se que o material tenha sido compactado na energia modificada.

A Figura 9.33 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.34 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito, ilustrando o comportamento do subleito registrado através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.20 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.35 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Rada & Witczak (1981) e Jin *et al.* (1994).

A Figura 9.36 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificados em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi – materiais granulares (2006), e *AASHTO/2002* (ME-PDG).

A Figura 9.37 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo da *AASHTO/2002* e Malla & Joshi (2006).

A Figura 9.38 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.39 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalisado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.40 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.31: Mapa Geológico do local sondado – km 418 (Pista Norte)
Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.16: histórico de intervenções informado - km 418 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
418	417,870	418,720	RECICLAGEM DE PAV. ASF. COM EMULSÃO ESP.	3,80	10,00	27/04/2009
	417,012	419,098	MICROREVESTIMENTO	4,10	1,20	19/05/2009
	417,754	418,169	REFORÇO DE PAVIMENTO COM ASFALTO BORR	3,60	6,00	23/06/2010
	417,962	419,044	REFORÇO DE PAVIMENTO COM ASFALTO BORR	3,60	4,80	30/06/2010

Tabela 9.17: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 418 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
418	Norte	1	14,0	CA
		2	10,0	RAP C/ EMULSÃO
		3	25,0	BGS
		4	-	SL

Tabela 9.18: Estatística dos resultados do ensaio com *LWD*

km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^2 mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
418	BGS	24	83	37	16	42	273	949	684	212	31
418	SL	30	97	54	28	52	234	758	524	210	40

Tabela 9.19: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de *BGS*

km	Material	$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
418	BGS	564	2.644	1.674	709	42

Figura 9.32: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 418, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Er2 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO /93)
Espessuras (cm)			14,0	10,0	25,0	-	-	-
Materiais			CA	RAP C/ EMULSÃO	BGS	SL	SL	SL
mar/08	-	-	16.000	700	1.300	1.500	495	540
mai/10	28	37	16.000	1.300	1.000	1.500	495	505
ago/11	22	28	16.000	5.000	1.000	1.800	594	609
jun/12	21	25	15.000	7.300	1.000	1.700	561	573
fev/13	36	42	12.000	2.500	1.000	1.650	545	527
jun/14	19	27	16.000	5.300	1.000	1.650	545	596

Figura 9.33: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 418 (pista norte)

Figura 9.34: Tensões no subleito calculadas para 2014

Tabela 9.20: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 418

Amostras					Ensaio MR (σ3 e σd)										
					MR = k1 x (σ3)^k2							MR = k3 x (σd)^k4			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γd (g/cm3)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR (s3=0,14 kgf/cm²) (kgf/cm²)
1	BR-116	418,0	NORTE	Subleito	9,3	-	2,070	I	876	0,517	0,96	452	0,362	0,70	964
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha	18,0	-	1,514	N	23	-0,510	0,58	33	-0,500	0,83	2.029

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	418,0	NORTE	Subleito	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	0,0	0,0	0	A-1-b
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha	100	100	100	100	100	100	99	88	79	73	45	45	12	52,5	19,5	5	A-7-5

Amostras					Compactação e CBR						Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γd máx (g/cm3)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γs (g/cm3)	wnat (%)	γnat (g/cm3)	
1	BR-116	418,0	NORTE	Subleito	I	2,050	9,0	34	0,0	NG'	ND	6,5	2,179	
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha	N	1,514	18,0	4	4,2	NS'-NG'	ND	ND	ND	

Amostras					Granulometria Materiais (%)					Saturação			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γs admitido (g/cm³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	418,0	NORTE	Subleito	15	22	35	11	17	2,60	26,8	87,2	62,5
2	BR-116	418,1	NORTE	Argila siltosa vermelha	45	34	9	12	1	2,60	71,7	65,2	ND

Figura 9.35: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.36: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.37: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.38: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 418 (pista norte)

Figura 9.39: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 418 (pista norte)

Figura 9.40: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 418)

9.5 Poço de inspeção do km 423 (Pista Norte)

A Figura 9.41 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 423 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região com predominância de gnaiss.

A Tabela 9.16 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. Verifica-se que o pavimento sofreu uma intervenção de reciclagem de base com emprego de emulsão asfáltica no ano de 2009.

A Tabela 9.17 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Este pavimento foi identificado como pavimento do tipo semirrígido com base de BGTC.

A Tabela 9.18 e Tabela 9.19 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.42 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco acima do peso específico aparente seco máximo relativo a energia intermediária e umidade sensivelmente inferior à ótima. Infere-se que o material tenha sido compactado na energia modificada.

A Figura 9.43 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.44 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito para duas situações históricas distintas, ilustrando as variações de comportamento do subleito registradas através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.20 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.45 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os

modelos de Carmichael & Stuart (1985), Malla & Josh – granulares (2006) e Rada & Witczak (1981).

A Figura 9.46 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificados em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi – materiais granulares (2006), e *AASHTO/2002* (ME-PDG).

A Figura 9.47 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo da *AASHTO/2002*.

A Figura 9.48 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.49 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalisado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.50 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.41: Mapa Geológico do local sondado – km 423 (Pista Norte)

Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.21: histórico de intervenções informado - km 423 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
423	422,984	423,051	FRESAGEM FUNCIONAL	3,55	5,01	09/04/2008
	421,900	423,100	RECICLAGEM DE PAV. ASF. COM EMULSÃO ESP. "IN SITU"	3,80	10,00	23/04/2009
	420,557	423,447	MICROREVESTIMENTO	4,10	1,20	07/05/2009
	422,349	423,040	MICROREVESTIMENTO	3,60	1,00	05/12/2011
	423,000	423,014	FRESAGEM ESTRUTURAL	3,80	6,50	16/02/2013
	423,000	423,047	FRESAGEM ESTRUTURAL	3,99	7,00	17/06/2014
	422,830	423,000	FRESAGEM ESTRUTURAL	3,99	7,00	17/06/2014

Tabela 9.22: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 423 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
423	Norte	1	10,0	CA
		2	20,0	BGTC
		3	20,0	BGS
		4	-	SL

Tabela 9.23: Estatística dos resultados do ensaio com LWD

km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^2 mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
423	BGS	27	48	36	7	20	474	837	653	124	19
423	SL	63	97	80	11	14	234	360	291	41	14

Tabela 9.24: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de BGS

km	Material	$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
423	BGS	1.013	2.664	1.783	556	31

Figura 9.42: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 423, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			10,0	20,0	20,0	-	-	-
Materiais			CA	BGTC	BGS	SL	SL	SL
mar/08								332
mai/10			* Provável estrutura antiga de pavimento flexível					327
ago/11								410
jun/12	18	20	35.000	4.000	1.500	1.300	429	401
fev/13	36	44	35.000	120.000	2.000	1.400	462	376
jun/14	20	27	40.000	10.000	1.000	1.300	429	381

Figura 9.43: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 423 (pista norte)

Figura 9.44: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014

Tabela 9.25: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 423

Amostras					Ensaio MR (σ3 e σd)										
					MR = k1 x (σ3)^k2						MR = k3 x (σd)^k4				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γd (g/cm3)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR (s3=0,14 kgf/cm²) (kgf/cm²)
1	BR-116	423,0	NORTE	Subleito	8,9	-	2,120	I	1.115	0,627	0,95	542	0,477	0,80	767
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa	17,5	-	1,684	N	60	-0,090	0,08	55	-0,150	0,32	881

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)													Limites e Class. HRB			
					50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	423,0	NORTE	Subleito							68	55	31		15			0,0	0,0	0	A-1-b
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa	100	100	100	100	100	100	99	86	75	71	47	47	10	41,0	14,0	4	A-7-6

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γd máx (g/cm3)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γs (g/cm3)	wnat (%)	γnat (g/cm3)
1	BR-116	423,0	NORTE	Subleito	I	2,110	8,2	50	0,6	NG'	ND	4,3	2,416
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa	N	1,684	17,5	3	4,1	NS/NA'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria Materiais (%)					Saturação			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γs admitido (g/cm³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	423,0	NORTE	Subleito	15	16	24	13	32	2,60	23,2	91,8	47,6
2	BR-116	423,5	NORTE	Silte argiloso rosa	47	28	10	13	1	2,60	54,4	83,6	ND

Figura 9.45: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.46: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.47: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.48: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 423 (pista norte)

Figura 9.49: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalísado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 423 (pista norte)

Figura 9.50: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 423)

9.6 Poço de inspeção do km 429 (Pista Norte)

A Figura 9.51 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 429 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região com predominância de gnaiss.

A Tabela 9.16 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. Verifica-se que o pavimento sofreu uma intervenção de reciclagem de base com emprego de emulsão asfáltica no ano de 2008.

A Tabela 9.17 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Este pavimento foi identificado como pavimento do tipo semirrígido com base de BGTC.

A Tabela 9.18 e Tabela 9.19 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.52 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco acima do peso específico aparente seco máximo relativo a energia intermediária e umidade ligeiramente inferior à ótima. Infere-se que o material tenha sido compactado na energia modificada.

A Figura 9.53 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.54 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito para duas situações históricas distintas, ilustrando as variações de comportamento do subleito registradas através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.20 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.55 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os

modelos de: DOT Georgia - areia argilosa, Carmichael & Stuart (1985), Rada & Witczak (1981) e DER/SP - solos arenosos (2006).

A Figura 9.56 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificadas em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi – materiais granulares (2006), e AASHTO/2002 (ME-PDG).

A Figura 9.57 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo Takeda (2006) e Malla & Joshi (2006).

A Figura 9.58 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.59 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalisado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.60 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.51: Mapa Geológico do local sondado – km 429 (Pista Norte)
Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.26: histórico de intervenções informado - km 429 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
429	429,000	429,030	FRESAGEM FUNCIONAL	3,00	5,01	01/04/2008
	428,950	429,340	FRESAGEM FUNCIONAL	3,65	5,01	02/04/2008
	428,550	429,850	RECICLAGEM DE PAV. ASF. COM EMULSÃO ESI	3,80	10,00	16/12/2008
	428,411	429,998	MICROREVESTIMENTO	4,10	1,20	28/04/2009
	428,725	429,000	FRESAGEM FUNCIONAL	4,04	5,60	16/08/2012

Tabela 9.27: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 429 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
429	Norte	1	10,0	CA
		2	8,0	RAP C/ EMULSÃO
		3	22,0	BGS
		4	-	SL

Tabela 9.28: Estatística dos resultados do ensaio com *LWD*

km	Material	Leituras $D_{0,LWD}$ (10^{-2} mm)					$E_{0,calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
429	BGS	34	46	40	4	10	493	673	576	61	11
429	SL	23	33	28	3	12	679	986	817	102	13

Tabela 9.29: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de *BGS*

km	Material	$E_{sb,retro}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
429	BGS	463	787	607	110	18

Figura 9.52: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 429, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Er2 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			10,0	8,0	22,0	-	-	-
Materiais			CA	RAP C/ EMULSÃO	BGS	SL	SL	SL
* Provável estrutura antiga de pavimento flexível								
mar/08								
mai/10	28,0	38,0	28.000	600	600	900	297	282
ago/11	12,0	16,0	32.000	700	500	1.000	330	374
jun/12	29,0	37,0	18.000	2.000	1.000	1.000	330	371
fev/13	36,0	46,0	18.000	1.200	1.000	950	314	325
jun/14	19,0	27,0	35.000	2.100	1.000	950	314	303

Figura 9.53: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 429 (pista norte)

Figura 9.54: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014

Tabela 9.30: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 429

Amostras					Ensaio MR (σ3 e σd)										
					MR = k1 x (σ3)^k2						MR = k3 x (σd)^k4				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γd (g/cm3)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR (s3=0,14 kgf/cm²) (kgf/cm²)
1	BR-116	429,0	NORTE	Subleito	7,7	-	2,080	I	754	0,481	0,96	388	0,292	0,550	968
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado	8,7	-	2,041	N	407	0,390	0,91	221	0,230	0,45	770

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)													Limites e Class. HRB			
					50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	429,0	NORTE	Subleito							92	83	56		34			19,0	19,0	2	A-2-6
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado	100	99	95	92	89	81	67	41	32	26	22	22	8	0,0	0,0	0	A-1-b

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γd máx (g/cm3)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γs (g/cm3)	wnat (%)	γnat (g/cm3)
1	BR-116	429,0	NORTE	Subleito	I	2,050	7,3	18	0,1	NG'	ND	5,1	2,470
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado	N	2,041	8,7	28	0,0	NS'-NA'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria					Saturação			
					Materiais (%)								
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γs admitido (g/cm³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	429,0	NORTE	Subleito	34	22	27	9	8	2,60	26,8	70,7	49,4
2	BR-116	429,0	NORTE	Cascalho variegado	22	10	9	26	33	2,60	27,4	82,6	ND

Figura 9.55: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.56: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.57: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.58: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 429 (pista norte)

Figura 9.59: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 429 (pista norte)

Figura 9.60: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 429)

9.7 Poço de inspeção do km 431 (Pista Norte)

A Figura 9.61 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 431 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região com predominância de gnaiss.

A Tabela 9.31 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. Verifica-se que o pavimento sofreu uma intervenção de reconstrução do pavimento no ano de 2014.

A Tabela 9.32 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Este pavimento foi identificado como pavimento do tipo semirrígido com base de BGTC.

A Tabela 9.33 e Tabela 9.34 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.62 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco e umidade bastante próximas da condição ótima para a energia de Proctor Intermediário.

A Figura 9.63 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.64 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito, ilustrando o comportamento do subleito através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.35 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.65 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Rada & Witczak (1981), Jin *et al.* – solo 2 (1994) e DOT Georgia – areia argilosa.

A Figura 9.66 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as

condições de umidade e peso específico aparente seco verificadas em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi – materiais granulares (2006), *AASHTO/2002* (ME-PDG) e Rada & Witczak (1981).

A Figura 9.67 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo de Malla & Joshi (2006), Takeda (2006) e *AASHTO/2002*.

A Figura 9.68 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.69 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalisado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.70 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.61: Mapa Geológico do local sondado – km 431 (Pista Norte)

Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.31: histórico de intervenções informado - km 431 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
431	430,680	431,000	FRESAGEM FUNCIONAL	3,76	5,01	30/03/2008
	431,000	431,300	FRESAGEM FUNCIONAL	3,76	5,01	30/03/2008
	430,450	431,750	RECICLAGEM DE PAV. ASF. COM EMULSÃO ESP. "IN SITU"	3,80	10,00	13/12/2008
	429,998	431,547	MICROREVESTIMENTO	4,10	1,20	22/04/2009
	430,910	431,250	REFORÇO DE PAVIMENTO COM ASFALTO BORRACHA 20 %	3,60	5,50	04/06/2010
	430,630	431,000	RECONSTRUÇÃO DE PAVIMENTO	4,00	97,00	13/06/2014

Tabela 9.32: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 431 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
431	Norte	1	13,0	CA
		2	18,0	BGTC
		3	11,0	BGS
		4	-	SL

Tabela 9.33: Estatística dos resultados do ensaio com LWD

km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^{-2} mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
431	BGS	61	76	68	6	8	300	372	335	28	8
431	SL	30	35	33	2	7	654	766	699	48	7

Tabela 9.34: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de BGS

km	Material	$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
431	BGS	324	468	394	56	14

Figura 9.62: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 431, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93) (kgf/cm ²)
Espessuras (cm)			13,0	18,0	11,0	-	-	
Materiais			CA	BGTC	BGS	SL	SL	SL
mar/08								454
mai/10								824
ago/11								674
jul/12								691
fev/13								903
jun/14	26,0	30,0	23.000	8.000	400	3.000	990	833

Figura 9.63: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 431 (pista norte)

Figura 9.64: Tensões no subleito calculadas para 2014

Tabela 9.35: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 431

Amostras					Ensaio MR (σ_3 e σ_d)										
					MR = $k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$					MR = $k_3 \times (\sigma_d)^{k_4}$					
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γ_d (g/cm ³)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR ($s_3=0,14$ kgf/cm ²)
1	BR-116	431,0	NORTE	Subleito	6,6	-		I	864	0,480	0,92	461	0,330	0,65	1.113
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela	19,9	-	1,449	N	24	-0,430	0,35	18	-0,640	0,93	1.504

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	431,0	NORTE	Subleito	100	100	100	100	97	94	84	70	28	20	16			23,5	8,2	0	A-2-4
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela	100	100	100	100	100	100	100	90	83	80	77	77	67	66,9	24,9	20	A-7-5

Amostras					Compactação e CBR						Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γ_d máx (g/cm ³)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γ_s (g/cm ³)	wnat (%)	γ_{nat} (g/cm ³)	
1	BR-116	431,0	NORTE	Subleito	I	2,080	7,9	32	0,0	NS'-NA'	ND	7,9	2,107	
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela	N	1,449	19,9	3	1,9	NG'	ND	ND	ND	

Amostras					Granulometria					Saturação			
					Materiais (%)								
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γ_s admitido (g/cm ³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	431,0	NORTE	Subleito	16	12	42	14	16	2,60	25,0	82,3	82,2
2	BR-116	431,0	NORTE	Argila siltosa amarela	77	6	8	9	0	2,70	86,3	62,2	ND

Figura 9.65: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.66: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.67: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.68: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 431 (pista norte)

Figura 9.69: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalísado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 431 (pista norte)

Figura 9.70: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 431)

9.8 Poço de inspeção do km 434 (Pista Norte)

A Figura 9.71 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 434 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região com predominância de gnaiss.

A Tabela 9.36 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. Verifica-se que o pavimento sofreu uma intervenção de fresagem estrutural no ano de 2013.

A Tabela 9.37 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Foi encontrada uma camada cimentada na base do pavimento, conferindo características de comportamento de pavimento semirrígido.

A Tabela 9.38 e Tabela 9.39 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.72 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco sensivelmente abaixo do peso específico aparente seco máximo relativo a energia intermediária e umidade sensivelmente superior à ótima. Infere-se que o material tenha sido compactado na energia normal e estava saturada no momento da abertura do poço.

A Figura 9.73 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.74 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito, ilustrando o comportamento do subleito registrado através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.40 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.75 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Jin *et al.* (1994), Rada & Witczak (1981), Titi *et al.* – granulares (2006).

A Figura 9.76 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificadas em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi – materiais granulares (2006), *AASHTO/2002* (ME-PDG) e Rada & Witczak (1981).

A Figura 9.77 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma convergência maior para o modelo de Jin *et al.* – solo 2 (1994).

A Figura 9.78 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.79 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalisado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.80 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.71: Mapa Geológico do local sondado – km 434 (Pista Norte)
Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.36: histórico de intervenções informado - km 434 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
434	432,227	435,386	MICROREVESTIMENTO	4,30	1,20	27/09/2011
	434,000	434,007	FRESAGEM FUNCIONAL	3,86	5,20	22/10/2012
	434,000	434,338	FRESAGEM ESTRUTURAL	3,88	6,00	16/02/2013

Tabela 9.37: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 434 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada	Materiais ensaiados
434	Norte	1	13,0	CA	
		2	10,0	CAM. CIMENTADA*	
		3	18,0	BGS	
		4	-	SL	

Tabela 9.38: Estatística dos resultados do ensaio com LWD

Resumo											
km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^{-2} mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
434	BGS	40	116	82	31	38	195	571	332	161	49
434	SL	38	50	42	4	10	454	595	549	50	9

Tabela 9.39: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de BGS

		$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)				
km	Material	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
434	BGS	144	900	400	325	81

Figura 9.72: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 434, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm²)	Eb (kgf/cm²)	Esb (kgf/cm²)	Esl (kgf/cm²)	Eslx0,33 (kgf/cm²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			13,0	10,0	18,0	-		
Materiais			CA	(CAM. CIMENTADA)	BGS			
mar/08								338
mai/10								296
ago/11								432
jul/12								439
fev/13								410
jun/14	20,0	27,0	25.000	5.000	1.000	1.200	396	384

Figura 9.73: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 434 (pista norte)

Figura 9.74: Tensões no subleito calculadas para 2014

Tabela 9.40: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 434

Amostras					Ensaio MR (σ_3 e σ_d)										
					MR = $k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$						MR = $k_3 \times (\sigma_d)^{k_4}$				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γ_d (g/cm ³)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR ($s_3=0,14$ kgf/cm ²) (kgf/cm ²)
1	BR-116	434,0	NORTE	Subleito					761	0,470	0,98	420	0,330	0,72	1.023
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa	20,5	-	1,626	N	28	-0,310	0,38	31	-0,350	0,73	1.052

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	434,0	NORTE	Subleito	100	100	100	96	93	91	86	72	23	10	2			20,0	3,6	0	A-1-b
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa	100	100	100	100	100	100	99	80	70	65	43	43	11	50,5	22,5	6	A-7-6

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γ_d máx (g/cm ³)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γ_s (g/cm ³)	w _{nat} (%)	γ_{nat} (g/cm ³)
1	BR-116	434,0	NORTE	Subleito	I	2,090	7,8	47	0,0	NS'-NA'	ND	12,3	1,856
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa	N	1,626	20,5	3	3,7	NS'-NG'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria					Saturação			
					Materiais (%)								
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γ_s admitido (g/cm ³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	434,0	NORTE	Subleito	2	21	49	14	14	2,85	36,4	60,9	96,4
2	BR-116	434,0	NORTE	Argila siltosa rosa	43	27	10	20	1	2,60	59,9	89,0	ND

Figura 9.75: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.76: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.77: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.78: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 434 (pista norte)

Figura 9.79: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 434 (pista norte)

9.9 Poço de inspeção do km 456 (Pista Norte)

A Figura 9.81 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 456 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região com predominância de gnaiss.

A Tabela 9.36 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. Verifica-se que o pavimento sofreu uma intervenção de fresagem estrutural no ano de 2009.

A Tabela 9.37 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Foi encontrada uma camada cimentada na base do pavimento, conferindo características de comportamento de pavimento semirrígido.

A Tabela 9.38 e Tabela 9.39 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.82 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco sensivelmente abaixo do peso específico aparente seco máximo relativo a energia intermediária e umidade próxima à ótima em relação à energia intermediária de compactação. Infere-se que o material tenha sido compactado na energia normal.

A Figura 9.83 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.84 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito, ilustrando o comportamento do subleito registrado através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.40 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.85 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Verificou-se uma convergência maior para os modelos o *DER/SP* – solos arenosos (2006), Powell *et al.* (1984), Lister (1987) e South Africa C.S.I.R.

A Figura 9.86 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificadas em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos da *AASHTO/2002* (ME-PDG), Takeda (2006) e Rada & Witczak (1981).

A Figura 9.87 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma razoabilidade maior do modelo de Rada & Witczak (1981).

A Figura 9.88 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.89 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.90 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.81: Mapa Geológico do local sondado – km 456 (Pista Norte)

Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.41: histórico de intervenções informado - km 456 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
456	455,949	456,046	FRESAGEM ESTRUTURAL	3,80	9,50	11/12/2009
	455,993	456,000	FRESAGEM FUNCIONAL	3,90	5,00	03/09/2011
	454,870	458,289	MICROREVESTIMENTO	4,20	1,20	05/10/2011
	455,790	456,000	FRESAGEM FUNCIONAL	3,70	5,05	18/12/2014

Tabela 9.42: Estrutura do pavimento – km 456 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
456	Norte	1	12,0	CA
		2	7,0	BASE BETUMINOSA
		3	17,0	BGTC
		4	18,0	BGS
		5	-	SL

Tabela 9.43: Estatística dos resultados do ensaio com *LWD*

Resumo											
km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^{-2} mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
456	BGS	29	83	53	19	36	273	777	482	187	39
456	SL	18	31	22	4	19	727	1.296	1.083	168	16

Tabela 9.44: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de *BGS*

Resumo						
km	Material	$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
456	BGS	163	969	464	304	66

Figura 9.82: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 456, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Er2 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)*	Eslx0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			12,0	7,0	17,0	18,0	-	-	
Materiais			CA	CAM. BETUM.	BGTC	BGS	SL	SL	SL
mar/08	-	-	55.000	2.000	43.500	1.050	3.200	1.056	926
mai/10	31,0	32,0	20.000	1.200	15.000	1.500	3.000	990	861
ago/11	16,0	21,0	50.000	1.200	15.000	1.500	3.000	990	959
jun/12	16,0	18,0	30.000	4.000	15.000	2.500	3.000	990	1.186
fev/13	35,0	43,0	30.000	4.000	15.000	2.500	3.000	990	877
jun/14	19,0	21,0	40.000	5.000	15.000	1.000	3.500	1.155	869

Figura 9.83: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 456 (pista norte)

Figura 9.84: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014

Tabela 9.45: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 456

Amostras					Ensaio MR (σ_3 e σ_d)										
					MR = $k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$						MR = $k_3 \times (\sigma_d)^{k_4}$				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γ_d (g/cm ³)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR ($s_3=0,14$ kgf/cm ²) (kgf/cm ²)
1	BR-116	456,0	NORTE	Subleito	9,3	-	2,000	I	225	0,160	0,27	139	-0,010	0,00	1.136
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado	18,5	-	1,630	N	75	0,050	0,03	56	-0,060	0,05	606

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
					50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	456,0	NORTE	Subleito	100	100	100	99	97	95	87	79	55	39	31			27,0	9,0	0	A-2-4
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado	100	100	100	100	100	100	99	92	77	61	38	38	4	36,1	16,1	2	A-6

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γ_d máx (g/cm ³)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γ_s (g/cm ³)	w _{nat} (%)	γ_{nat} (g/cm ³)	
1	BR-116	456,0	NORTE	Subleito		I	2,000	8,2	16	0,7	NS'-NG'	2,55	9,7	1,801
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado		N	1,630	18,5	5	3,4	NS'/NA'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria Materiais (%)					Saturação			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γ_s admitido (g/cm ³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	456,0	NORTE	Subleito	31	24	24	9	13	2,55	27,5	75,8	89,9
2	BR-116	456,0	NORTE	Silte argiloso variegado	38	39	15	7	1	2,60	59,5	80,8	ND

Figura 9.85: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.86: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.87: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.88: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 456 (pista norte)

Figura 9.89: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalísado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 456 (pista norte)

Figura 9.90: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 456)

9.10 Poço de inspeção do km 460 (Pista Norte)

A Figura 9.91 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 460 (pista norte) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região de depósito de areia e argila.

A Tabela 9.46 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento. Verifica-se que o pavimento sofreu uma intervenção de fresagem estrutural no ano de 2009.

A Tabela 9.47 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Trata-se de pavimento flexível, confeccionado com base granular.

A Tabela 9.48 e Tabela 9.49 apresentam os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito e camada de base granular. Enquanto a Figura 9.92 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco e teor de umidade sensivelmente abaixo da condição ótima de compactação relativa a energia intermediária. Infere-se que o material tenha sido compactado na energia normal e que se encontrava relativamente seco na ocasião da abertura do poço.

A Figura 9.93 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.94 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito, ilustrando o comportamento do subleito registrado através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.50 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.95 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo medido em laboratório e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo relativos à energia intermediária de compactação. Não se verificou convergência com nenhum dos modelos apresentados.

A Figura 9.96 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de umidade e peso específico aparente seco verificadas em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Berg *et al.* (1996) e Malla & Josh – solos finos (2006).

A Figura 9.97 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma razoabilidade maior dos modelos de Pezo & Hudson – solos coesivos (1994) e AASHTO/2002.

A Figura 9.98 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.99 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.100 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.91: Mapa Geológico do local sondado – km 460 (Pista Norte)
 Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.46: histórico de intervenções informado - km 460 (pista norte)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Interv.
460	459,987	460,006	FRESAGEM ESTRUTURAL	1,00	6,00	01/12/2009
	457,625	460,300	MICROREVESTIMENTO	4,40	1,20	19/01/2010
	459,945	460,005	FRESAGEM FUNCIONAL	3,90	5,00	18/08/2011
	459,416	461,708	MICROREVESTIMENTO	4,20	1,20	29/09/2011
	459,857	460,112	MICROREVESTIMENTO	4,20	1,20	08/05/2013

Tabela 9.47: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 460 (pista norte)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
460	Norte	1	19,0	CA
		2	40,0	BGS
		3	-	SL

Tabela 9.48: Estatística dos resultados do ensaio com LWD

km	Material	Leituras $D_{0, LWD}$ (10^{-2} mm)					$E_{0, calc}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
460	BGS	27	35	31	3	10	648	840	747	78	10
460	SL	60	72	65	4	6	315	378	348	22	6

Tabela 9.49: Estatística dos resultados de determinação do módulo da camada de BGS

km	Material	$E_{sb, retro}$ (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
460	BGS	1.001	1.558	1.282	228	18

Figura 9.92: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 460, norte)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Esl x 0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			19,0	40,0	-	-	-
Materiais			CA	BGS	SL	SL	SL
mar/08			* Provável estrutura antiga de pavimento flexível				
mai/10	20,0	27,0	41.000	5.000	6.200	2.046	1.874
ago/11	16,0	21,0	53.000	6.200	6.000	1.980	1.911
jun/12	18,0	20,0	50.000	5.500	5.800	1.914	1.800
fev/13	35,0	42,0	27.000	5.500	6.800	2.244	2.112
jun/14	17,0	20,0	75.000	6.000	6.200	2.046	1.850

Figura 9.93: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 460 (pista norte)

Figura 9.94: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014

Tabela 9.50: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 460

Amostras					Ensaio MR (σ3 e σd)										
					MR = k1 x (σ3)^k2						MR = k3 x (σd)^k4				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γd (g/cm3)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR (s3=0,14 kgf/cm²)
▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼
1a	BR-116	460,0	NORTE	Subleito	19,3	-	1,730	I	278	-0,284	0,54	327	-0,287	0,82	9.344
1b	BR-116	460,0	NORTE	Subleito	19,3	-	1,730	I	88	-0,450	0,73	128	-0,410	0,88	6.008
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela	23,8	-	1,532	N	54	-0,470	0,58	68	-0,490	0,92	4.015

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)													Limites e Class. HRB				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01	LL (%)	IP (%)	IG	HRB	
▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	
1	BR-116	460,0	NORTE	Subleito	100	100	100	100	99	98	97	94	79	64	55				44,0	15,7	7	A-7-6
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela	100	100	100	100	100	100	99	87	75	68	43	43	15		53,2	25,2	6	A-7-6

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γd máx (g/cm3)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γs (g/cm3)	wnat (%)	γnat (g/cm3)
▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼
1	BR-116	460,0	NORTE	Subleito	I	1,730	20,2	5	0,3	LG'	2,696	17,2	1,550
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela	N	1,532	23,8	7	0,1	LG'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria Materiais (%)					Saturação			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γs admitido (g/cm3)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼	▼
1	BR-116	460,0	NORTE	Subleito	55	24	15	3	3	2,70	55,8	97,3	83,0
2	BR-116	460,0	NORTE	Argila amarela	43	32	11	12	1	2,60	69,7	88,8	ND

Figura 9.95: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.96: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.97: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.98: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 460 (pista norte)

Figura 9.99: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 460 (pista norte)

Figura 9.100: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 402)

9.11 Poço de inspeção do km 482 (Pista Sul)

A Figura 9.101 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 482 (pista sul) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região de depósito de areia e cascalho.

A Tabela 9.51 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento.

A Tabela 9.52 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Trata-se de pavimento composto basicamente por materiais asfálticos (revestimento e base).

A Tabela 9.53 apresenta os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito. Enquanto a Figura 9.102 apresenta o gráfico comparativo dos pesos específicos aparentes secos e umidades obtidos em campo e em laboratório (curva de compactação de laboratório versus ensaios de umidade e peso específico aparente seco *in situ*). Verifica-se que o material no campo está com peso específico aparente seco sensivelmente superior ao peso específico aparente seco máximo relativa à energia intermediária e teor de umidade sensivelmente superior à condição de umidade ótima da mesma energia. Infere-se que o material tenha sido compactado originalmente na energia modificada e que se encontrava com grau de saturação elevado na ocasião da abertura do poço.

A Figura 9.103 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.104 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito, ilustrando o comportamento do subleito registrado através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.54 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.105 apresenta um gráfico contendo os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura para a condição de umidade ótima (energia intermediária). Como não foram realizados os ensaios de módulo de laboratório, não foi possível realizar comparações.

A Figura 9.106 apresenta um gráfico comparativo entre o valor de módulo *in situ* medido com *LWD* e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para

as condições de umidade e peso específico aparente seco verificadas em campo no momento da abertura do poço de inspeção. Verificou-se uma convergência maior para os modelos de Malla & Joshi (2006).

A Figura 9.107 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma razoabilidade maior dos modelos de Malla & Joshi (2006).

A Figura 9.108 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.109 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalisado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.110 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.101: Mapa Geológico do local sondado – km 482 (Pista Sul)
Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.51: histórico de intervenções informado - km 482 (pista sul)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Intervenção
482,000	481,000	482,569	MICROREVESTIMENTO	4,30	1,20	18/08/2012

Tabela 9.52: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 482 (pista sul)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
482	Sul	1	13,0	CA
		2	52,0	BASE BETUMINOSA
		3	-	SL

Tabela 9.53: Estatística dos resultados do ensaio com *LWD*

Resumo											
km	Material	Leituras D _{0, LWD} (10 ⁻² mm)					E _{0, oed} (kfg/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
482	SL	41	56	50	5	10	404	550	454	49	11

Figura 9.102: Comparativo entre pesos específicos aparentes secos – laboratório x campo (subleito, km 482, sul)

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Eslx0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO /93)
Espressuras (cm)			13,0	52,0	-	-	
Materiais			CA	BASE BETUMINOSA	SL	SL	
mar/08			* Provável estrutura antiga de pavimento flexível				525
mai/10	32,0	35,0	32.700	34.000	2.850	941	879
ago/11	23,0	29,0	41.200	46.800	3.200	1.056	950
jul/12	21,0	31,0	28.300	18.300	3.450	1.139	886
fev/13	30,0	34,0	44.500	37.000	2.450	809	691
mai/14	22,0	25,0	46.000	46.000	2.640	871	800

Figura 9.103: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 482 (pista sul)

Figura 9.104: Tensões no subleito calculadas para (a) 2012 e (b) 2014

Tabela 9.54: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 482

Amostras					Ensaio MR (σ_3 e σ_d)											
					MR = $k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$						MR = $k_3 \times (\sigma_d)^{k_4}$					
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γ_d (g/cm ³)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR ($s_3=0,14$ kgf/cm ²)	
1	BR-116	482,0	SUL	Subleito	-----ND-----											
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo	18,1	-	1,641	N	48	-0,010	0,00	41	-0,080	0,09	501	

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
					50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	482,0	SUL	Subleito	100	100	100	98	93	90	84	72	35	21	16			24,9	7,5	0	A-2-4
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo	100	100	100	100	100	100	98	93	80	64	38	38	4	35,2	16,2	2	A-6

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γ_d máx (g/cm ³)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γ_s (g/cm ³)	wnat (%)	γ_{nat} (g/cm ³)	
1	BR-116	482,0	SUL	Subleito		I	1,980	4,8	26	0,3	ND	ND	6,9	2,073
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo		I	1,641	18,1	2	3,7	NS/NA'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria					Saturação			
					Materiais (%)								
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γ_s admitido (g/cm ³)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	482,0	SUL	Subleito	16	18	37	12	16	2,60	31,3	39,4	57,3
2	BR-116	482,0	SUL	Silte argiloso amarelo	38	42	12	5	2	2,60	58,4	80,5	ND

Figura 9.105: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.106: Comparativo entre *MR in situ* (LWD) e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade verificada no campo)

Figura 9.107: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.108: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 482 (pista sul)

Figura 9.109: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 482 (pista sul)

Figura 9.110: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 482)

9.12 Poço de inspeção do km 492 (Pista Sul)

A Figura 9.111 a seguir ilustra a localização do poço de inspeção do km 482 (pista sul) bem como o mapeamento geológico do local. Verifica-se uma região com predominância de xistos.

A Tabela 9.55 apresenta o registro histórico de intervenções do pavimento.

A Tabela 9.56 apresenta a estrutura do pavimento identificada na ocasião da abertura do poço de inspeção. Trata-se de pavimento composto basicamente por materiais asfálticos (revestimento e base)..

A Tabela 9.57 apresenta os resultados estatísticos obtidos a partir do ensaio de *LWD* sobre as camadas de subleito.

A Figura 9.112 apresenta o resultado da retroanálise da série histórica de deflexões do pavimento em estudo e a Figura 9.113 apresenta os gráficos de tensões calculadas no subleito, ilustrando o comportamento do subleito registrado através dos ensaios com *FWD*.

A Tabela 9.58 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de laboratório realizados com o material do subleito e dos materiais da faixa de domínio no local.

A Figura 9.114 apresenta um gráfico contendo os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura para a condição de umidade ótima (energia intermediária). Como não foram realizados os ensaios de módulo de laboratório, não foi possível realizar comparações.

A Figura 9.115 apresenta um gráfico comparativo entre o valor mínimo de módulo *in situ* medido com *FWD* (retroanálise) e os valores de módulo previstos pelos modelos da literatura, para as condições de saturação próxima da saturação máxima (adotou-se *S* próximo a 98%). Verificou-se uma razoabilidade maior dos modelos de Malla & Joshi (2006) e Rada & Witczak (1981).

A Figura 9.116 apresenta os gráficos da série histórica dos indicadores estruturais do pavimento (deflexão máxima, raio de curvatura, e deflexão a 120mm do ponto de aplicação de carga) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.117 apresenta os gráficos da série histórica dos valores de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) e Quociente de Irregularidade (*QI*) no segmento que contempla o local em estudo.

A Figura 9.118 apresenta os dados estatísticos (valores máximos, mínimos, média e média mais ou menos desvio padrão), bem como *boxplot* dos indicadores estruturais do pavimento no segmento homogêneo determinado para o ponto em estudo.

Figura 9.111: Mapa Geológico do local sondado – km 492 (Pista Sul)

Fonte: Geobank/Google Earth®

Tabela 9.55: histórico de intervenções informado - km 492 (pista sul)

km	km inicial	km final	Solução Aplicada	Larg. (m)	Esp. (cm)	Data da Intervenção
492,000	490,270	492,922	MICROREVESTIMENTO	4,20	1,20	15/08/2012

Tabela 9.56: Estrutura do pavimento da faixa externa - km 492 (pista sul)

km	Pista	Camada	Espessura (cm)	Camada
492	Sul	1	14,0	CA
		2	40,0	BASE BETUMINOSA
		3	-	SL

Tabela 9.57: Estatística dos resultados do ensaio com LWD

km	Material	Leituras D ₀ , LWD (10 ⁻² mm)					E ₀ , calc (kgf/cm ²)				
		Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)	Mín.	Máx.	Média	Desvio	CV(%)
492	SL	13	15	14	1	4	1.502	1.718	1.628	70	4

Mês/ano Levantamento	Tar (°C)	Tpav (°C)	Er1 (kgf/cm ²)	Eb (kgf/cm ²)	Esl (kgf/cm ²)	Eslx0,33 (kgf/cm ²)	Esl (AASHTO/93)
Espessuras (cm)			14,0	40,0	-	-	-
Materiais			CA	BASE BETUMINOSA	SL	SL	SL
mar/08			* Provável estrutura antiga de pavimento flexível				903
mai/10	31,0	34,0	90.000	35.000	2.350	776	736
ago/11	16,0	19,0	70.000	99.000	3.400	1.122	949
jul/12	25,0	30,0	30.000	98.000	3.100	1.023	827
fev/13	36,0	44,0	50.000	47.500	4.600	1.518	1.612
mai/14	22,0	27,0	81.000	72.000	4.200	1.386	1.305

Figura 9.112: Retroanálise das bacias de deflexões (série histórica) – km 492 (pista sul)

Figura 9.113: Tensões no subleito calculadas para (a) 2013 e (b) 2014

Tabela 9.58: Resumo dos ensaios realizados com material próximo ao km 492

Amostras					Ensaio MR (σ3 e σd)										
					MR = k1 x (σ3)^k2						MR = k3 x (σd)^k4				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	h mold. (%)	h pós sat (%)	γd (g/cm3)	En. mold.	coef. k1	coef. k2	R2	coef. k3	coef. k4	R2	MR (s3=0,14 kgf/cm²) (kgf/cm²)
1	BR-116	492,0	SUL	Subleito	ND										
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho	16,6	-	1,740	N	23	-0,430	0,54	29	-0,440	0,82	1.442

Amostras					Granulometria - percentual passante (%)												Limites e Class. HRB				
					50	38	25	19	12,50	9,50	4,80	2,00	0,42	0,15	0,07	0,05	0,01				
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	4	10	40	100	200	270	F	LL (%)	IP (%)	IG	HRB
1	BR-116	492,0	SUL	Subleito	100	100	100	99	95	90	81	67	21	11	9			0,0	0,0	0	A-1-b
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho	100	100	100	100	100	100	98	95	92	86	58	58	17	45,2	8,2	4	A-5

Amostras					Compactação e CBR					Class. MCT	Condição Campo		
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	Energia	γd máx (g/cm3)	wot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	MCT	γs (g/cm3)	wnat (%)	γnat (g/cm3)
1	BR-116	492,0	SUL	Subleito	I	1,840	12,3	59	0,0	ND	ND	ND	ND
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho	I	1,740	16,6	2	7,2	NS'-NG'	ND	ND	ND

Amostras					Granulometria Materiais (%)					Saturação			
Campanha	Rodovia	km	Pista	Material	silte+ argila	areia fina	areia média	areia grossa	pedr.	γs admitido (g/cm3)	e (%)	S wot (%)	S campo (%)
1	BR-116	492,0	SUL	Subleito	9	12	46	13	19	2,60	41,3	77,7	ND
2	BR-116	492,0	SUL	Silte argiloso vermelho	58	34	3	3	2	2,70	55,2	81,2	ND

Figura 9.114: Comparativo entre *MR* de laboratório e modelos de previsão de *MR* (condição de umidade ótima)

Figura 9.115: Comparativo entre *MR in situ* mínimo verificado (*FWD*) e modelos de previsão de *MR* (condição de saturação próxima a 100%)

Figura 9.116: Gráficos de série histórica dos indicadores estruturais do pavimento no segmento do km 492 (pista sul)

Figura 9.117: Gráficos da série histórica dos dados de módulo de resiliência retroanalizado (*FWD*) do pavimento no segmento do km 492 (pista sul)

Figura 9.118: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo do km 492)

**10 ANEXO B – PARÂMETROS ESTATÍSTICOS DOS SEGMENTOS
HOMOGÊNEOS PELA METODOLOGIA *MCT* (*BD4*)**

Figura 10.1: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 1 – NS')

Figura 10.2: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 2 – NS')

Figura 10.3: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 3 – NS')

Figura 10.4: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 4 – NS')

Figura 10.5: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 5 – NG')

Figura 10.6: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 6 – NA')

Figura 10.7: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 7 – NG')

Figura 10.8: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 8 – NA')

Figura 10.9: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 9 – NA')

Figura 10.10: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 10 – NA')

Figura 10.11: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 11 – NA')

Figura 10.13: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homôgeneo 13 – NA')

Figura 10.14: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 14 – NA')

Figura 10.15: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homôgeneo 15 – NA')

Figura 10.16: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 16 – LA')

Figura 10.18: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 18 – LA'-LG')

Figura 10.19: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 19 – LA')

Figura 10.21: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homôgeneo 21 – LG')

Figura 10.23: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 23 – LA')

Figura 10.24: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 23 – NS'-NA')

Figura 10.25: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 24 – NS'-NA')

Figura 10.26: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 25 – NS'-NA')

Figura 10.27: Estatísticas dos Parâmetros do pavimento (S. Homogêneo 26 – NS'-NA')

**11 ANEXO C – SEGMENTOS HOMOGÊNEOS EM TERMOS DE
SEÇÕES DE TERRAPLENAGEM E SEGMENTOS HOMOGÊNEOS
FINAIS DOS BANCOS DE DADOS *BD3* E *BD4***

(Conteúdo apresentado em formato planilha eletrônica
“Anexo C_SegmentosHomogêneos.xlsx”),

**12 ANEXO D – DIAGRAMAS RETIGRÁFICOS DOS SEGMENTOS
HOMOGÊNEOS DAS RODOVIAS ESTADUAIS EM ESTUDO**

SP 070 (parte A)

SP 070 (parte B)

SP 099

SP 147 (parte A)

SP 147 (parte B)

SP 150

SP 270 (parte A)

SP 270 (parte B)

SP 270 (parte C)

SP 280

SP 318

SP 340 (parte A)

SP 340 (parte B)

**13 ANEXO E – GRÁFICOS COM RESULTADOS DE PARÂMETROS
COMBINADOS (TODAS AS RODOVIAS)**

Figura 13.1: Estatísticas dos valores de módulo de resiliência retroanalizado – todas as rodovias (sítios geológico /pedológico; classificações MCT e HRB) [BD3]

Figura 13.2: Estatísticas dos valores de módulo de resiliência retroanalizado – todas as rodovias (sítio pedológico; classificações *MCT* e *HRB*; tipo de seção de terraplanagem) [BD3]

Figura 13.3: Estatísticas dos valores de módulo de resiliência retroanalizado – todas as rodovias, nenhuma chuva acumulada em 8 dias (sítios geológico /pedológico; classificações *MCT* e *HRB*, tipo de seção de terraplenagem) [BD3]

Figura 13.4: Estatísticas dos valores de relação de módulo retroanalísado – todas as rodovias (sítios geológico e pedológico; classificações *MCT* e *HRB*; tipo de seção de terraplanagem) (condições de chuva especificadas) [BD3]

**14 ANEXO F – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS
INDIVIDUAIS DO ESTUDO DAS RODOVIAS ESTADUAIS [BD2]**

Tabela 14.1: Matriz com estatísticas dos valores pontuais de módulo $[MPa]$ (todos os tipos de seções de terraplenagem) $[BD2]$

[illegible]

**15 ANEXO G – MATRIZES COM ESTATÍSTICAS DOS RESULTADOS
PARA OS SEGMENTOS HOMOGÊNEOS DO BANCO DE DADOS
*BD3***

Tabela 15.1: Matriz com estatísticas dos valores de Relação de Módulo* (todas as seções) [BD3]

MÉDIA															Pedologia Geologia
Água	CKbd1	CKbd3	Gzn2	LVAd3	LVAd7	LVd1	LVd2	LVd9	LVdf3	OKY2	PVAd39	PVAd44	PVAd9	PVAd10	
A4PPr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,11	-	-	-	
C2P1a	-	-	-	1,52	-	1,32	-	-	-	-	-	1,34	-	-	
C2P1i	-	-	-	1,67	-	-	1,14	1,28	-	1,18	-	-	1,64	-	
ENrc	-	-	-	1,70	-	-	-	-	-	2,37	-	-	1,63	-	
Er	-	-	-	-	1,24	-	-	-	-	-	1,48	-	-	-	
Esp	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,51	-	-	-	
Et	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	-	-	-	
J3K1bt	-	-	-	-	-	1,21	-	-	1,18	-	-	-	-	-	
k1_delta_sg	-	-	-	1,85	-	1,33	1,51	1,16	-	-	-	-	1,88	-	
K2Eit	-	-	-	-	-	-	-	-	1,12	-	-	-	-	-	
MP1vot	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,31	-	
MP2si	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,54	-	
Np	-	-	-	-	1,26	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3ml	-	-	1,49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3srer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,27	-	
NP3srpi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,45	-	
NPaq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,14	
NPccgm	-	-	1,12	-	-	-	-	-	-	-	1,21	-	-	-	
NPccgp	-	-	1,05	-	-	-	-	-	-	-	1,30	-	-	-	
Npccog	-	-	1,11	-	-	-	-	-	-	-	1,33	-	-	-	
NPccq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,27	-	-	-	
Npeog	-	-	1,95	-	-	-	-	-	-	-	1,53	-	-	-	
Npepg	2,48	2,01	-	-	-	-	-	-	-	-	1,84	-	-	-	
Npexm	1,76	1,93	3,37	-	-	-	-	-	-	-	1,58	-	-	-	
NPvog	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,11	
P1tt	-	-	-	-	1,32	-	1,49	-	-	-	-	-	1,48	-	
P2i	-	-	-	-	1,08	-	1,51	-	-	-	-	-	-	1,13	
P3T1c	-	-	-	-	-	-	1,32	-	-	-	-	-	-	-	
Q1c	-	-	-	-	1,81	1,35	-	1,12	-	-	-	-	-	-	
Q2a	-	-	1,63	-	1,53	1,36	-	-	-	-	1,51	1,33	1,23	-	
Qdi	-	-	1,38	2,36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qli	-	-	1,27	2,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3e_g_2Stl	1,23	1,24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3e_g_1Ssl	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,38	-	-	-	
NP3a_g_2lnas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	-	-	-	
NP3a_g_1lpp	-	-	1,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3s_g_1lit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,37	-	
NP3s_g_1lsr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,31	-	
NP3s_g_2lso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,50	-	
NP3s_g_1ljg	-	-	-	-	1,85	-	-	-	-	-	-	-	1,46	-	
NP3p_g_1lib	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,50	-	
NP3p_g_1iv	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,38	-	

DESVIO PADRÃO															Pedologia Geologia
Água	CKbd1	CKbd3	Gzn2	LVAd3	LVAd7	LVd1	LVd2	LVd9	LVdf3	OKY2	PVAd39	PVAd44	PVAd9	PVAd10	
A4PPr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,12	-	-	-	
C2P1a	-	-	-	-	0,34	0,25	-	-	-	-	0,19	-	-	-	
C2P1i	-	-	-	-	0,59	-	0,07	0,22	-	0,13	-	-	0,50	-	
ENrc	-	-	-	-	0,67	-	-	-	-	1,50	-	-	0,43	-	
Er	-	-	-	-	0,22	-	-	-	-	-	0,52	-	-	-	
Esp	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,43	-	-	-	
Et	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,31	-	-	-	
J3K1bt	-	-	-	-	-	0,05	-	-	0,19	-	-	-	-	-	
k1_delta_sg	-	-	-	-	0,53	0,20	0,55	0,06	-	-	-	0,59	-	-	
K2Eit	-	-	-	-	-	-	-	-	0,06	-	-	-	-	-	
MP1vot	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,20	-	-	-	
MP2si	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,49	-	-	-	
Np	-	-	-	-	0,29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3ml	-	-	0,32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3srer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,16	-	-	-	
NP3srpi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,49	-	-	-	
NPaq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,07	-	
NPccgm	-	-	0,25	-	-	-	-	-	-	-	0,21	-	-	-	
NPccgp	-	-	0,02	-	-	-	-	-	-	-	0,25	-	-	-	
Npccog	-	-	0,20	-	-	-	-	-	-	-	0,30	-	-	-	
NPccq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,17	-	-	-	
Npeog	-	-	0,04	-	-	-	-	-	-	-	0,35	-	-	-	
Npepg	2,65	1,58	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	-	-	-	
Npexm	1,06	0,90	2,92	-	-	-	-	-	-	-	0,93	-	-	-	
NPvog	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,10	
P1tt	-	-	-	-	0,30	-	0,49	-	-	-	-	-	0,40	-	
P2i	-	-	-	-	0,08	-	0,50	-	-	-	-	-	-	0,07	
P3T1c	-	-	-	-	-	-	0,32	-	-	-	-	-	-	-	
Q1c	-	-	-	-	0,53	0,26	-	0,08	-	-	-	-	-	-	
Q2a	-	-	0,51	-	0,47	0,31	-	-	-	-	0,35	0,27	0,13	-	
Qdi	-	-	0,29	0,68	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qli	-	-	0,39	0,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3e_g_2Stl	0,11	0,22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3e_g_1Ssl	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,45	-	-	-	
NP3a_g_2lnas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	-	-	-	
NP3a_g_1lpp	-	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3s_g_1lit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,30	-	
NP3s_g_1lsr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,25	-	
NP3s_g_2lso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,37	-	
NP3s_g_1ljg	-	-	-	-	0,42	-	-	-	-	-	0,26	-	-	-	
NP3p_g_1lib	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,55	-	
NP3p_g_1iv	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,28	-	

CV															Pedologia Geologia
Água	CKbd1	CKbd3	Gzn2	LVAd3	LVAd7	LVd1	LVd2	LVd9	LVdf3	OKY2	PVAd39	PVAd44	PVAd9	PVAd10	
A4PPr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-	-	
C2P1a	-	-	-	-	22	19	-	-	-	-	-	14	-	-	
C2P1i	-	-	-	-	35	-	6	17	-	11	-	-	30	-	
ENrc	-	-	-	-	39	-	-	-	-	63	-	-	26	-	
Er	-	-	-	-	-	18	-	-	-	-	35	-	-	-	
Esp	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	28	-	-	-	
Et	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	24	-	-	-	
J3K1bt	-	-	-	-	-	5	-	-	16	-	-	-	-	-	
k1_delta_sg	-	-	-	-	29	15	36	-	5	-	-	-	31	-	
K2Eit	-	-	-	-	-	-	-	-	5	-	-	-	-	-	
MP1vot	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	15	-	
MP2si	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32	-	
Np	-	-	-	-	23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3ml	-	-	21	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3srer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13	-	
NP3srpi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	34	-	
NPaq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	
NPccgm	-	-	22	-	-	-	-	-	-	-	17	-	-	-	
NPccgp	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	19	-	-	-	
Npccog	-	-	18	-	-	-	-	-	-	-	22	-	-	-	
NPccq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	13	-	-	-	
Npeog	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	23	-	-	-	
Npepg	107	79	-	-	-	-	-	-	-	-	73	-	-	-	
Npexm	60	47	87	-	-	-	-	-	-	-	59	-	-	-	
NPvog	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	9	
P1tt	-	-	-	-	23	-	33	-	-	-	-	-	27	-	
P2i	-	-	-	-	7	-	33	-	-	-	-	-	-	6	
P3T1c	-	-	-	-	-	-	24	-	-	-	-	-	-	-	
Q1c	-	-	-	-	29	19	-	7	-	-	-	-	-	-	
Q2a	-	-	31	-	31	23	-	-	-	-	23	20	10	-	
Qdi	-	-	21	29	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
Qli	-	-	30	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3e_g_2Stl	9	18	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3e_g_1Ssl	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32	-	-	-	
NP3a_g_2lnas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	17	-	-	-	
NP3a_g_1lpp	-	-	12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
NP3s_g_1lit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	22	-	
NP3s_g_1lsr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19	-	
NP3s_g_2lso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	25	-	
NP3s_g_1ljg	-	-	-	-	23	-	-	-	-	-	18	-	-	-	
NP3p_g_1lib	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	37	-	
NP3p_g_1iv	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20	-	

Nº AMOSTRAS															Pedologia Geologia
Água	CKbd1														

Tabela 15.2: Matriz com estatísticas dos valores de Relação de Módulo* (seções em corte) [BD3]

MÉDIA															
Pedologia	Água	CKbd1	CKbd3	Gzn2	LVAd3	LVAd7	LVd1	LVd2	LVd9	LVdf3	ONy2	PVAd39	PVAd44	PVAd9	PVAd10
Geologia															
A4PPr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,16	-	-	-
C2P1a	-	-	-	-	1,54	-	1,33	-	-	-	-	-	1,32	-	-
C2P1i	-	-	-	-	1,65	-	-	1,09	1,27	-	1,18	-	-	1,59	-
ENrc	-	-	-	-	1,36	-	-	-	-	-	1,20	-	-	1,77	-
Er	-	-	-	-	-	1,28	-	-	-	-	-	1,46	-	-	-
Esp	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,27	-	-	-
Et	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,39	-	-	-
J3K1bt	-	-	-	-	-	-	-	-	1,24	-	-	-	-	-	-
k1_delta_sg	-	-	-	-	1,84	-	1,32	1,66	-	1,14	-	-	-	2,06	-
K2Eit	-	-	-	-	-	-	-	-	1,13	-	-	-	-	-	-
MP1vot	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	-
MP2si	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,56	-
NP3ml	-	-	1,62	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NP3srer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,27	-
NP3srpi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,45	-
NPaq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,14
NPccgm	-	-	1,20	-	-	-	-	-	-	-	-	1,20	-	-	-
NPccgp	-	-	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	1,25	-	-	-
Npccog	-	-	1,02	-	-	-	-	-	-	-	-	1,08	-	-	-
NPccq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,09	-	-	-
Npeog	-	-	1,95	-	-	-	-	-	-	-	-	1,62	-	-	-
Npepg	6,06	1,64	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,03	-	-	-
Npexm	3,37	1,96	4,82	-	-	-	-	-	-	-	-	1,72	-	-	-
NPvog	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,16
P1tt	-	-	-	-	1,39	-	-	1,54	-	-	-	-	-	1,55	-
P2i	-	-	-	-	-	-	-	1,51	-	-	-	-	-	-	1,19
P3T1c	-	-	-	-	-	-	-	1,41	-	-	-	-	-	-	-
Q1c	-	-	-	-	1,65	-	1,30	-	1,09	-	-	-	-	-	-
Q2a	-	-	-	-	1,64	-	1,44	-	-	-	-	1,44	1,34	1,35	-
Qdi	-	-	-	3,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NP3e_g_1Ssl	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,36	-	-	-
NP3a_g_2lnas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,27	-	-	-
NP3a_g_1lpp	-	-	1,10	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NP3s_g_1lit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,37	-	-
NP3s_g_1lsr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,29	-	-
NP3s_g_2lso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,47	-	-
NP3s_g_1ljg	-	-	-	-	1,68	-	-	-	-	-	-	-	1,38	-	-
NP3p_g_1lib	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,47	-	-
NP3p_g_1iv	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,38	-	-

DESVIO PADRÃO															
Pedologia	Água	CKbd1	CKbd3	Gzn2	LVAd3	LVAd7	LVd1	LVd2	LVd9	LVdf3	ONy2	PVAd39	PVAd44	PVAd9	PVAd10
Geologia															
A4PPr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,07	-	-	-
C2P1a	-	-	-	-	0,34	-	0,26	-	-	-	-	-	0,08	-	-
C2P1i	-	-	-	-	0,57	-	-	0,04	0,22	-	0,15	-	-	0,54	-
ENrc	-	-	-	-	0,50	-	-	-	-	-	0,07	-	-	0,50	-
Er	-	-	-	-	-	0,29	-	-	-	-	-	0,50	-	-	-
Esp	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,12	-	-	-
Et	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,30	-	-	-
J3K1bt	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	-	-	-	-	-
k1_delta_sg	-	-	-	-	0,59	-	0,20	0,62	-	0,04	-	-	-	0,65	-
K2Eit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,02	-	-	-	-	-
MP1vot	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,19	-
MP2si	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,71	-
NP3ml	-	-	0,40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NP3srer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,14	-
NP3srpi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,46	-
NPaq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,01
NPccgm	-	-	0,33	-	-	-	-	-	-	-	-	0,25	-	-	-
NPccgp	-	-	0,02	-	-	-	-	-	-	-	-	0,28	-	-	-
Npccog	-	-	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	-	-	-
NPccq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00	-	-	-
Npeog	-	-	0,04	-	-	-	-	-	-	-	-	0,29	-	-	-
Npepg	6,78	0,15	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,03	-	-	-
Npexm	1,24	1,00	4,12	-	-	-	-	-	-	-	-	1,11	-	-	-
NPvog	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,12
P1tt	-	-	-	-	0,35	-	-	0,53	-	-	-	-	-	0,51	-
P2i	-	-	-	-	-	-	-	0,48	-	-	-	-	-	-	0,05
P3T1c	-	-	-	-	-	-	-	0,44	-	-	-	-	-	-	-
Q1c	-	-	-	-	0,57	-	0,18	-	-	0,01	-	-	-	-	-
Q2a	-	-	-	-	0,67	-	0,39	-	-	-	-	0,27	0,29	0,10	-
Qdi	-	-	-	0,08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NP3e_g_1Ssl	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,57	-	-	-
NP3a_g_2lnas	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,18	-	-	-
NP3a_g_1lpp	-	-	0,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NP3s_g_1lit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,32	-	-
NP3s_g_1lsr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,23	-	-
NP3s_g_2lso	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,35	-	-
NP3s_g_1ljg	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,07	-	-
NP3p_g_1lib	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,27	-	-
NP3p_g_1iv	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,32	-	-

CV															
Pedologia	Água	CKbd1	CKbd3	Gzn2	LVAd3	LVAd7	LVd1	LVd2	LVd9	LVdf3	ONy2	PVAd39	PVAd44	PVAd9	PVAd10
Geologia															
A4PPr	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6	-	-	-
C2P1a	-	-	-	-	-	22	-	20	-	-	-	-	6	-	-
C2P1i	-	-	-	-	-	35	-	-	3	17	-	13	-	34	-
ENrc	-	-	-	-	-	37	-	-	-	-	-	6	-	28	-
Er	-	-	-	-	-	-	22	-	-	-	-	-	34	-	-
Esp	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10	-	-
Et	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
J3K1bt	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19	-	-	22	-	-
k1_delta_sg	-	-	-	-	-	32	-	15	37	-	4	-	-	32	-
K2Eit	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-
MP1vot	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	14	-
MP2si	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	46	-
NP3ml	-	-	25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
NP3srer	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	11	-
NP3srpi	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	32	-
NPaq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
NPccgm	-	-	27	-	-	-	-	-	-	-	-	21	-	-	-
NPccgp	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	22	-	-	-
Npccog	-	-	0	-	-	-	-	-	-	-	-	4	-	-	-
NPccq	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	-	-	-
Npeog	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	18	-	-	-
Npepg	112	9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	100	-	-	-
Npexm	37	51	86	-	-	-	-	-	-	-	-	65	-	-	-
NPvog	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	10
P1tt	-	-	-	-	-	26	-	-	35	-	-	-	-	33	-
P2i	-	-	-	-	-	-	-	-	32	-	-	-	-	-	4
P3T1c	-	-	-	-	-	-	-	-	31	-	-	-	-	-	-
Q1c	-	-	-	-	-	35	-	14	-	-	1	-	-	-	-
Q2a	-	-	-	-	-	41	-	27							

**16 ANEXO H – DIAGRAMAS RETIGRÁFICOS DAS RODOVIAS
ESTADUAIS EM ESTUDO**

SP 070

SP 070 (cont.)

SP 270

SP 340