

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

FERNANDA MATTOS DEUCHER

**AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL E ESTIMATIVA DE VIDA ÚTIL DE
SEGMENTO DA SC-390 COM CAMADA DE BASE DE SOLO MELHORADO COM
CIMENTO – PRIMEIRO ANO DE ABERTURA AO TRÁFEGO**

FLORIANÓPOLIS

2016

FERNANDA MATTOS DEUCHER

**AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL E ESTIMATIVA DE VIDA ÚTIL DE
SEGMENTO DA SC-390 COM CAMADA DE BASE DE SOLO MELHORADO COM
CIMENTO – PRIMEIRO ANO DE ABERTURA AO TRÁFEGO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade Federal
de Santa Catarina como requisito parcial à
obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Glicério Trichês, Dr.

FLORIANÓPOLIS

2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Deucher, Fernanda Mattos

Avaliação estrutural e funcional e estimativa de vida útil de segmento da SC-390 com camada de base de solo melhorado com cimento - Primeiro ano de abertura ao tráfego / Fernanda Mattos Deucher ; orientador, Glicério Trichês - Florianópolis, SC, 2016.

166 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) -
Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Pavimentação. 3. Avaliação estrutural. 4. Avaliação funcional. 5. Solo-cimento. I. Trichês, Glicério. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

FERNANDA MATTOS DEUCHER

**AVALIAÇÃO ESTRUTURAL E FUNCIONAL E ESTIMATIVA DE VIDA ÚTIL DE
SEGMENTO DA SC-390 COM CAMADA DE BASE DE SOLO MELHORADO COM
CIMENTO – PRIMEIRO ANO DE ABERTURA AO TRÁFEGO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de Engenheiro Civil e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 11 de Julho de 2016.

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr.
Coordenador do Curso

Banca Examinadora:



Prof. Glicério Trichês, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. João Victor Staub de Melo, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Antônio dos Santos
Setep SA

Dedico este trabalho aos meus pais, Myrian e Udo e à minha irmã Bárbara, por estarem presentes e me apoiarem em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, pelo dom da vida, pelas pessoas especiais que Ele colocou em meu caminho e por sempre me fazer acreditar que é possível alcançar meus objetivos.

Aos meus pais, Myrian e Udo, e à minha irmã Bárbara. Obrigada por toda compreensão, amor e incentivo, pela educação que me proporcionaram e por nunca medirem esforços para me ajudar.

Ao meu namorado João Henrique e aos seus pais, Cris e Edmundo, pelo amor, pela convivência e por sempre me acolherem tão bem.

Ao professor e orientador Glicério Trichês, pela confiança, paciência e por todo o aprendizado durante a realização deste trabalho.

Ao professor Cláudio Cesar Zimmermann, pela imensa generosidade e por sempre buscar um diferencial na formação de seus alunos. Obrigada a toda família PET/ECV, pela amizade, alegria, e pelo crescimento pessoal e profissional durante os dois anos de convivência.

A todos os amigos do Movimento de Emaús, em especial ao grupo Santíssima Trindade, pelo crescimento na fé, apoio e amizade em todos os momentos.

Aos meus amigos do curso de Engenharia Civil da UFSC, pelo companheirismo e troca de conhecimentos, os quais nos fizeram enfrentar muitos desafios juntos.

À amiga e mestrandia Lídia, pelo auxílio na realização deste trabalho.

Ao DEINFRA/SC, agradeço pela disponibilidade e pelos dados fornecidos.

À Universidade Federal de Santa Catarina e a todos os professores que fizeram parte da minha vida acadêmica.

A todos os amigos e familiares que estiveram presentes ao longo da minha graduação.

Muito obrigada!

“Bote fé e a vida terá um sabor novo, terá uma bússola que indica a direção; Bote esperança e todos os seus dias serão iluminados e o seu horizonte já não será escuro, mas luminoso; Bote amor e a sua existência será como uma casa construída sobre a rocha, o seu caminho será alegre, porque encontrará muitos amigos que caminham com você”.

(Papa Francisco)

RESUMO

A matriz de transportes do Brasil tem forte predominância do modal rodoviário. No entanto, verifica-se que grande parte da malha rodoviária do país ainda não é pavimentada. A pavimentação não só colabora com a integração entre os municípios, como reduz custos de escoamento de produção, permite o acesso a bens e serviços e traz mais conforto e segurança ao tráfego, melhorando a qualidade de vida da população. Este fato, aliado ao aumento dos custos dos materiais de construção e à indisponibilidade de materiais naturais, incentiva a busca por alternativas que garantam um bom desempenho do pavimento e que ao mesmo tempo proporcionem vantagens econômicas e ambientais. Uma destas alternativas é o uso de solo estabilizado com cimento em bases e sub-bases de pavimentos, conferindo ao solo melhorias significativas quanto à plasticidade, granulometria e rigidez à flexão. Neste cenário, o presente trabalho tem como objetivo realizar a avaliação estrutural e funcional e estimar a vida útil de um segmento de rodovia de 700 metros, cuja base foi executada em solo melhorado com cimento. O solo utilizado foi retirado de uma jazida localizada próxima à obra. Este segmento faz parte de um trecho da rodovia SC-390, que interliga os municípios de Orleans e Pedras Grandes, e que foi aberto ao tráfego em julho de 2015. No ano de 2016, a fim de alcançar o objetivo proposto, foram realizados diversos levantamentos no segmento em estudo. A partir da avaliação funcional, verificou-se que ambas as faixas possuem ótima condição superficial e resultados satisfatórios quanto ao afundamento de trilha de roda, irregularidade longitudinal (IRI) e aderência pneu-pavimento. Da avaliação estrutural, conclui-se que o incremento de 3% de cimento ao solo de jazida gerou um aumento significativo no módulo de resiliência do material. A avaliação das deflexões e do raio de curvatura das bacias sugere a existência de pontos onde o teor de cimento da mistura pode ter atingido valores superiores a 3%, e de pontos com trincamento na camada de base. A estimativa de vida útil mostra que é necessário desenvolver um modelo de fadiga próprio para a mistura estudada. Por fim, recomenda-se continuar o monitoramento do segmento para avaliar o desempenho da estrutura, visto que esta possui apenas um ano de abertura ao tráfego.

Palavras-chave: pavimentação. avaliação estrutural. avaliação funcional. solo-cimento.

ABSTRACT

Roads are Brazil's primary route for the transport of people and goods, however, most roads in the country are still unpaved. Paved roads have a positive impact on the quality of people's life, since it allows the access to essential services, improves comfort and traffic safety and reduces transportation costs. This reality, combined with the rising cost of construction materials and the unavailability of natural resources, encourages the search for alternatives that are able to guarantee a good performance of the pavement structure and provide economic and environmental advantages. The use of cement stabilized soil on road bases and sub-bases is one of these alternatives, improving the soil's properties such as plasticity, soil gradation and bending stiffness. In this scenario, this study aims to perform structural and functional analysis and estimate the lifespan of a road segment. Its base was constructed with cement-modified soil, which was removed from a field next to the construction site. This segment is part of the highway SC-390, which connects the cities of Orleans and Pedras Grandes and was opened to traffic in July 2015. In 2016, in order to achieve the proposed objective, several surveys were conducted in the segment under study. From the functional analysis, it was found that both traffic lanes have an excellent surface condition. Satisfactory results were found for the International Roughness Index (IRI), coefficient of friction and wheel-track rutting. From the structural analysis, it was found that the elasticity module of the soil had a significant increase with the addition of 3% cement content. The analysis of the surface deflection and radius of curvature suggests the existence of points where the cement content of the mixture may have reached values higher than 3%, and the occurrence of cracking in the base layer. The estimated lifespan shows the need to develop a specific fatigue model for the studied mixture. Finally, it is important to keep monitoring this segment, in order to assess the performance of the structure in the next years of traffic.

Keywords: highways engineering. structural analysis. functional analysis. soil-cement.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Seção transversal da estrutura de um pavimento flexível.....	27
Figura 2 - Seção transversal da estrutura de um pavimento rígido	28
Figura 3 - Determinação das espessuras H_m , H_n e H_{20}	31
Figura 4 - Dimensionamento do pavimento.....	32
Figura 5 - Espessura mínima de revestimento betuminoso	32
Figura 6 - Coeficientes de equivalência estrutural.....	33
Figura 7 - Representação esquemática de trincas e afundamentos	37
Figura 8 - Representação esquemática de outros tipos de defeitos.....	38
Figura 9 - Diferença entre macrotextura e microtextura	40
Figura 10 - Equipamento <i>Grip Tester</i>	41
Figura 11 - Esquema da viga <i>Benkelman</i> com o caminhão	44
Figura 12 - Representação de um deflectômetro de impacto.....	45
Figura 13 - Fases da vida de um pavimento	47
Figura 14 - Segmento da SC-390 que liga Orleans e Pedras Grandes.....	54
Figura 15 - Localização do município de Orleans	55
Figura 16 - Jazida J1-KM 4+200	61
Figura 17 - Definição do teor mínimo de cimento: laboratório	63
Figura 18 - Definição do teor mínimo de cimento: pistas experimentais	64
Figura 19 - Espalhamento do solo de jazida com motoniveladora	65
Figura 20 - Umedecimento do solo com caminhão pipa	65
Figura 21 - Pré-compactação do solo	66
Figura 22 - Espalhamento do cimento com caminhão distribuidor	66
Figura 23 - Ensaio de verificação da taxa de cimento.....	67
Figura 24 - Mistura e homogeneização entre solo e cimento	67
Figura 25 - Compactação da camada de base.....	68
Figura 26 - Acabamento da plataforma	68
Figura 27 - Furos para medição da densidade <i>in situ</i>	69
Figura 28 - Deflexões medidas sobre a camada de base	70
Figura 29 - Execução da camada de massa fina	71
Figura 30 - Execução da camada de revestimento	72
Figura 31 - Obra finalizada.....	72
Figura 32 - Estrutura do pavimento executado.....	73

Figura 33 - Deflexões medidas sobre a camada de revestimento.....	74
Figura 34 - Método do trabalho	75
Figura 35 - Configuração das seções amostrais para a avaliação objetiva.....	76
Figura 36 - Demarcação de defeitos de superfície.....	77
Figura 37 - Medição das flechas na trilha de roda.....	77
Figura 38 - Perfilômetro a laser empregado no levantamento	80
Figura 39 – Equipamento <i>Grip Tester</i> utilizado	82
Figura 40 - Equipamento FWD utilizado.....	84
Figura 41 – Tela de abertura do BAKFAA e exemplo de inserção de dados	86
Figura 42 - Exemplo de resultados da retroanálise no BAKFAA.....	88
Figura 43 - Dados de caracterização das camadas	90
Figura 44 - Dados do carregamento.....	90
Figura 45 - Posição das rodas do eixo padrão no plano cartesiano.....	91
Figura 46 - Coordenadas dos pontos de avaliação	91
Figura 47- Tela de resultados do ELSYM5: deformações.....	93
Figura 48 - Trinca longitudinal na faixa Pedras Grandes – Orleans.....	94
Figura 49 – Forma e localização das trincas longitudinais	95
Figura 50- Distribuição de cimento na camada de base	95
Figura 51 - Trinca de retração no acostamento.....	96
Figura 52 - Trinca de retração no acostamento.....	96
Figura 53 - Acostamento da faixa Orleans - Pedras Grandes.....	97
Figura 54 – Afundamento de trilha de roda externa medido com a régua metálica ..	98
Figura 55- Afundamento de trilha de roda externa medido com o perfilômetro a laser	98
Figura 56 - Índice de Gravidade Global.....	99
Figura 57 - Valores de IRI nas duas faixas de rolamento.....	100
Figura 58 - Valores de coeficiente de atrito (GN) para as duas faixas de rolamento	101
Figura 59 - Comparativo de deflexões máximas medidas: Pedras Grandes – Orleans	103
Figura 60 - Comparativo de deflexões máximas medidas: Orleans - Pedras Grandes	104
Figura 61 - Raio de curvatura das bacias deflectométricas.....	105

Figura 62 - Módulos de resiliência obtidos pela retroanálise para a camada de base	108
Figura 63 - Resultados do ensaio de módulo para solo com 3% cimento (σ_3)	109
Figura 64 – Resultados do ensaio de módulo para solo com 3% de cimento (σ_d)	109
Figura 65 - Módulos de resiliência obtidos para a camada de sub-base.....	110
Figura 66 - Resultados do ensaio de módulo para solo sem cimento (σ_3).....	110
Figura 67 – Resultados do ensaio de módulo para solo sem cimento (σ_d).....	111
Figura 68- Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 1)	125
Figura 69 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 2)	126
Figura 70 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 3)	127
Figura 71 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 4)	128
Figura 72 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 5)	129
Figura 73 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 1)	133
Figura 74 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 2)	134
Figura 75 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 3)	135
Figura 76 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 4)	136
Figura 77 - Módulo de resiliência <i>versus</i> tensão confinante (amostra 5)	137
Figura 78 - Planilha de cálculo do IGG: faixa Orleans - Pedras Grandes	150
Figura 79 - Planilha de cálculo do IGG: faixa Pedras Grandes - Orleans	150

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classificação da textura de um pavimento.....	40
Tabela 2 - Modelos de fadiga para misturas de solo-cimento	52
Tabela 3 - Módulos de resiliência de misturas de solo-cimento	53
Tabela 4 - Número N.....	55
Tabela 5 - Estrutura final do pavimento.....	56
Tabela 6 - Valores admissíveis	59
Tabela 7 - Parâmetros de comportamento mecânico.....	59
Tabela 8 - Comparação entre valores admissíveis e valores calculados	60
Tabela 9 - Caracterização do solo utilizado.....	61
Tabela 10 - Resultados do ensaio de R.C.S.	63
Tabela 11 - Resultados do ensaio de R.C.S.	64
Tabela 12 – Parâmetros empregados para determinar a deflexão máxima na camada de base	69
Tabela 13 – Parâmetros empregados para determinar a deflexão máxima no revestimento.....	73
Tabela 14 - Valor do fator de ponderação	79
Tabela 15 - Conceitos de degradação do pavimento em função do IGG	80
Tabela 16- Condições de superfície do pavimento	81
Tabela 17 - Erro relativo admissível	87
Tabela 18 - Localização das trincas	97
Tabela 19 - Média e desvio padrão do IRI	101
Tabela 20 - Média e desvio padrão do <i>Grip Number</i>	102
Tabela 21 - Deflexão média e desvio padrão: faixa Pedras Grandes - Orleans.....	103
Tabela 22 - Deflexão média e desvio padrão: faixa Orleans - Pedras Grandes.....	104
Tabela 23 – Parâmetros iniciais adotados de cada camada	105
Tabela 24 - Resultados da retroanálise.....	106
Tabela 25 - Cálculo do erro relativo: faixa Orleans - Pedras Grandes	107
Tabela 26 - Cálculo do erro relativo: faixa Pedras Grandes - Orleans	107
Tabela 27 - Deformação específica de tração.....	111
Tabela 28 - Resultados da estimativa de vida útil	112
Tabela 29 – Determinação do N _{8,2} tf atual	112
Tabela 30 - Comparativo dos números N: modelo de deformação específica	113

Tabela 31 - Comparativo dos números N: modelo de relação de tensões.....	113
Tabela 32 - Ensaio de ISC de solo da Jazida J1	124
Tabela 33 - Análise granulométrica de solo da Jazida J1	124
Tabela 34 - Ensaio físicos de solo da jazida J1	124
Tabela 35 - Módulo de resiliência do solo sem cimento (amostra 1).....	125
Tabela 36 - Módulo de resiliência do solo sem cimento (amostra 2).....	126
Tabela 37 - Módulo de resiliência do solo sem cimento (amostra 3).....	127
Tabela 38 - Módulo de resiliência de solo sem cimento (amostra 4).....	128
Tabela 39 - Módulo de resiliência de solo sem cimento (amostra 5).....	129
Tabela 40 - Ensaio de ISC: solo da jazida J1 com adição de cimento	131
Tabela 41 – Resistência dos corpos de prova à compressão simples: jazida J1 com adição de cimento	131
Tabela 42 - Ensaio de ISC: pista experimental	131
Tabela 43 - Resistência dos corpos de prova à compressão simples: pista experimental.....	132
Tabela 44 - Compactação e densidade <i>in situ</i> : pista experimental com 2% de cimento.....	132
Tabela 45 - Compactação e densidade <i>in situ</i> : pista experimental com 2,5% de cimento.....	132
Tabela 46 - Compactação e densidade <i>in situ</i> : pista experimental com 3% de cimento.....	132
Tabela 47 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 1)	133
Tabela 48 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 2)	134
Tabela 49 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 3)	135
Tabela 50 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 4)	136
Tabela 51 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 5)	137
Tabela 52 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,0% de cimento	138
Tabela 53 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,0% de cimento	138
Tabela 54 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,5% de cimento	139
Tabela 55 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,5% de cimento	139

Tabela 56 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 3,0% de cimento	140
Tabela 57 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 3,0% de cimento	140
Tabela 58 – Levantamento deflectométrico com a viga <i>Benkelman</i>	142
Tabela 59 – Levantamento deflectométrico com a viga <i>Benkelman</i>	143
Tabela 60 - Levantamento de patologias: faixa Pedras Grandes - Orleans	145
Tabela 61 - Levantamento de patologias: faixa Pedras Grandes - Orleans (continuação).....	146
Tabela 62 - Afundamento de trilha de roda externa (régua metálica)	147
Tabela 63 - Afundamento de trilha de roda (perfilômetro a laser): faixa Pedras Grandes - Orleans.....	148
Tabela 64 - Afundamento de trilha de roda (perfilômetro a laser): faixa Orleans - Pedras Grandes	149
Tabela 65 - Medição da aderência pneu-pavimento com o <i>Grip Tester</i> : faixa Pedras Grandes-Orleans.....	151
Tabela 66 - Medição da aderência pneu-pavimento com o <i>Grip Tester</i> : faixa Orleans-Pedras Grandes	152
Tabela 67 - Irregularidade longitudinal: faixa Pedras Grandes - Orleans.....	153
Tabela 68 - Irregularidade Longitudinal: faixa Orleans - Pedras Grandes.....	154
Tabela 69 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Pedras Grandes - Orleans	156
Tabela 70 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Pedras Grandes - Orleans (continuação).....	157
Tabela 71 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Orleans - Pedras Grandes	158
Tabela 72 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Orleans - Pedras Grandes (continuação).....	159
Tabela 73 - Comparativo das deflexões máximas: Pedras Grandes - Orleans.....	160
Tabela 74 - Comparativo das deflexões máximas: Orleans - Pedras Grandes.....	161
Tabela 75 - Resultados da primeira retroanálise: faixa Orleans - Pedras Grandes.162	
Tabela 76 - Resultados da primeira retroanálise: faixa Pedras Grandes - Orleans.163	
Tabela 77 - Resultados da segunda retroanálise: faixa Pedras Grandes - Orleans 164	
Tabela 78 - Raio de curvatura das bacias: faixa Orleans - Pedras Grandes.....	165

Tabela 79 - Raio de curvatura das bacias de deflexão: faixa Pedras Grandes - Orleans.....	166
---	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ANAC	Agência Nacional de Aviação Civil
ANPET	Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes
ARTESP	Agência de Transporte do Estado de São Paulo
BAKFAA	<i>Backcalculation of Federal Aviation Administration</i>
CAUQ	Concreto Asfáltico Usinado à Quente
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CNT	Confederação Nacional de Transportes
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
DEINFRA	Departamento Estadual de Infraestrutura
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura
EUA	Estados Unidos da América
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
HBR	<i>Highway Research Board</i>
IGG	Índice de Gravidade Global
IGI	Índice de Gravidade Individual
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IRI	<i>International Roughness Index</i>
ISC	Índice de Suporte Califórnia
LAPAV	Laboratório de Pavimentação
QI	Quociente de Irregularidade
SC	Solo-cimento
SMC	Solo Misturado com Cimento
TSS	Tratamento Superficial Simples
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
VB	Viga <i>Benkelman</i>

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	22
1.1 OBJETIVOS	23
1.1.1 Objetivo Geral	23
1.1.2 Objetivos Específicos	23
1.2 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	26
2.2 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	28
2.2.1 Método do DNER/1981	30
2.3 AVALIAÇÃO DO ESTADO DOS PAVIMENTOS	33
2.3.1 Avaliação funcional dos pavimentos	34
2.3.1.1 Defeitos de superfície	35
2.3.1.1.1 Afundamento	35
2.3.1.1.2 Fendas	36
2.3.1.1.3 Ondulação ou corrugação	37
2.3.1.1.4 Escorregamento	37
2.3.1.1.5 Exsudação	38
2.3.1.1.6 Desgaste	38
2.3.1.1.7 Panela ou buraco	38
2.3.1.1.8 Remendo	38
2.3.1.2 Irregularidade Longitudinal	39
2.3.1.3 Aderência pneu-pavimento	39
2.3.2 Avaliação estrutural dos pavimentos	41
2.3.1.1 Métodos não-destrutivos de avaliação estrutural	42
2.3.1.1.1 Viga Benkelman	43
2.3.1.1.2 Falling Weight Deflectometer	44

2.3.1.2 Retroanálise de bacias de deflexão.....	45
2.3.1.3 Vida útil ou vida de fadiga	46
2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	48
2.5 SOLO-CIMENTO E SOLO MELHORADO COM CIMENTO.....	49
2.5.1 Uso de SC e SMC na pavimentação.....	49
2.5.2 Fadiga de misturas de solo-cimento	51
2.5.3 Módulo de resiliência de misturas de solo-cimento.....	52
3 CARACTERIZAÇÃO DO SEGMENTO.....	54
3.1 LOCALIZAÇÃO	54
3.2 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO	54
3.2.1 Método do DNER/81	55
3.2.1.1 Determinação dos parâmetros envolvidos	55
3.2.1.2 Resultados do dimensionamento	56
3.2.2 Análise Mecanicista	56
3.2.2.1 Cálculo dos valores admissíveis	57
3.2.2.2 Determinação dos parâmetros de comportamento mecânico	59
3.2.2.3 Cálculo dos parâmetros avaliados pela análise mecanicista.....	59
3.2.2.4 Resultados da análise mecanicista	60
3.3 PROCESSO CONSTRUTIVO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	60
3.3.1 Regularização e Sub-base	60
3.3.2 Base.....	62
3.3.2.1 Execução da camada de base	65
3.3.3 Tratamento superficial simples.....	70
3.3.4 Revestimento	71
4 MÉTODO DO TRABALHO	75
4.1 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DO PAVIMENTO	75
4.1.1 Levantamento de defeitos de superfície	75

4.1.2 Afundamento de trilha de roda	77
4.1.3 Determinação do Índice de Gravidade Global (IGG)	78
4.1.4 Irregularidade longitudinal	80
4.1.5 Aderência pneu-pavimento	81
4.2 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO	83
4.2.1 Levantamentos deflectométricos	83
4.2.2 Comparação das deflexões máximas	84
4.2.3 Cálculo do raio de curvatura das bacias	85
4.2.4 Retroanálise das bacias de deflexão	85
4.2.5 Análise dos módulos de resiliência	89
4.2.6 Estimativa de vida útil	89
5 RESULTADOS E DISCUSSÕES	94
5.1 ANÁLISE FUNCIONAL DO PAVIMENTO	94
5.1.1 Levantamento de defeitos de superfície	94
5.1.2 Afundamento de trilha de roda	97
5.1.3 Avaliação objetiva de superfície através do IGG	99
5.1.4 Irregularidade longitudinal	100
5.1.5 Aderência pneu-pavimento	101
5.2 ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO	102
5.2.1 Comparação das deflexões máximas	102
5.2.2 Cálculo do raio de curvatura das bacias	104
5.2.3 Retroanálise das bacias de deflexão	105
5.2.4 Análise dos módulos de resiliência	108
5.2.5 Estimativa de vida útil	111
6 CONCLUSÕES	115
REFERÊNCIAS	118
APÊNDICE A – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO SEM CIMENTO ..	123

APÊNDICE B – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO	.130
APÊNDICE C – CONTROLE DE QUALIDADE DO PROCESSO EXECUTIVO141
APÊNDICE D – AVALIAÇÃO FUNCIONAL DO PAVIMENTO144
APÊNDICE E – AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO155

1 INTRODUÇÃO

A matriz de transportes brasileira tem forte predominância do modo rodoviário. As rodovias, consideradas a principal via de integração do sistema de transportes do Brasil, são responsáveis por 61% do transporte de cargas e 95% do transporte de passageiros no país, exercendo importante papel no seu desenvolvimento socioeconômico (CNT, 2015). Ademais, a pavimentação colabora com a integração entre os municípios, reduz custos de escoamento de produção, permite o acesso a bens e serviços e traz mais conforto e segurança ao tráfego, melhorando a qualidade de vida da população.

No entanto, a pesquisa da Confederação Nacional de Transportes (CNT), do ano de 2015, destaca que apenas 12,4% da malha rodoviária brasileira é pavimentada, em contraste com os 78,6% de rodovias não pavimentadas. Este fato, aliado ao aumento dos custos dos materiais de construção e à falta de disponibilidade de materiais naturais, incentiva a busca por materiais que garantam um bom desempenho do pavimento, associado a vantagens ambientais e a custos reduzidos de implantação.

Neste contexto, o uso de solo estabilizado com cimento como bases e sub-bases de pavimentos tem se mostrado uma alternativa técnica e economicamente viável em diversas regiões do país. A adição do cimento confere ao solo melhorias significativas no que diz respeito à plasticidade, granulometria e rigidez à flexão. Quando comparado às tradicionais bases granulares, o uso de solo estabilizado com cimento gera redução nos custos de compra, transporte e distribuição de agregados, além de redução de danos ambientais causados pela instalação de pedreiras e pelo processo de britagem.

Dentro deste cenário, em julho de 2015, o Departamento Estadual de Infraestrutura do estado de Santa Catarina (DEINFRA/SC) concluiu a construção de um trecho de 14,5 km da rodovia SC-390, cuja base foi executada em solo melhorado com cimento. O solo utilizado foi retirado de uma jazida localizada próxima à obra. Justifica-se a necessidade de desenvolver o presente estudo, a fim de avaliar a influência do solo-cimento no comportamento da estrutura, pelo fato de que o solo retirado da região possui grande potencial para emprego na construção de pavimentos no estado de Santa Catarina.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é, após o primeiro ano de abertura ao tráfego, realizar a avaliação estrutural e funcional e estimar a vida útil de um segmento da Rodovia SC-390, cuja camada de base foi executada em solo melhorado com cimento.

1.1.2 Objetivos Específicos

Com o intuito de atingir o objetivo geral deste trabalho, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Estudar o pavimento executado através da compilação de informações de projeto e de relatórios, os quais contêm dados de dimensionamento, alterações de projeto, ensaios de caracterização e resistência dos materiais, controle de deflexão e controle de qualidade do processo executivo;
- Avaliar o estado funcional do pavimento executado através das patologias levantadas, medição do atrito longitudinal, medição do afundamento de trilha de roda e da irregularidade longitudinal após o primeiro ano de abertura ao tráfego;
- Analisar o levantamento deflectométrico do segmento, realizado após o primeiro ano de abertura ao tráfego, e compará-lo às deflexões medidas logo após o término da construção;
- Avaliar o raio de curvatura das bacias deflectométricas;
- Avaliar o módulo de resiliência das camadas do pavimento, especialmente da camada de base, obtidos através da retroanálise das bacias de deflexão;
- Estimar a vida útil da rodovia, com a utilização de curvas de fadiga presentes na literatura para misturas semelhantes de solo estabilizado com cimento.

1.2 CONTEÚDO E ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este Trabalho de Conclusão de Curso está estruturado em seis capítulos, cujos conteúdos são apresentados a seguir:

Capítulo 1 – Introdução

O primeiro capítulo apresenta uma introdução ao tema proposto no trabalho, os objetivos gerais e específicos que irão conduzir a sua elaboração, além do seu conteúdo e organização.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

No segundo capítulo, é feita uma revisão bibliográfica com base na literatura disponível, abordando assuntos como classificação e estrutura de pavimentos rodoviários, dimensionamento de pavimentos, avaliação funcional e estrutural de pavimentos, retroanálise de bacias de deflexão, estimativa de vida útil, estabilização de solos, solo-cimento e solo melhorado com cimento.

Capítulo 3 – Caracterização do Segmento Estudado

No capítulo três é feita a descrição do segmento estudado, abordando a sua localização, materiais e técnicas utilizadas na construção, dimensionamento, resultados de ensaios de caracterização e resultados de controle de qualidade do processo executivo.

Capítulo 4 – Método do Trabalho

O capítulo quatro apresenta a metodologia utilizada para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso, técnicas e equipamentos utilizados para os levantamentos de campo e o *software* utilizado para a estimativa da vida útil.

Capítulo 5 – Resultados e Discussões

O capítulo cinco contém os resultados obtidos no trabalho através da metodologia descrita no capítulo anterior, incluindo as análises e discussões a respeito dos mesmos.

Capítulo 6 – Conclusões

O capítulo seis apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros, obtidas através do desenvolvimento deste trabalho. Por fim, são listadas as referências utilizadas e o apêndice.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Segundo Bernucci *et al.* (2008), um pavimento é uma estrutura composta por múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre uma superfície final de terraplenagem. Esta estrutura destina-se técnica e economicamente a resistir aos esforços provenientes do tráfego de veículos e da ação climática, ao mesmo tempo em que deve proporcionar aos usuários boas condições de rolamento, conforto, economia e segurança.

Balbo (2007) reitera que a função estrutural de um pavimento é de receber, resistir e transmitir esforços para as camadas inferiores, de forma que as pressões sob essas camadas sejam aliviadas. As camadas de um pavimento devem trabalhar em conjunto, cada uma exercendo uma ou mais funções, de modo que a estrutura seja capaz de suportar os esforços resultantes do tráfego e das condições climáticas a um mínimo custo, garantindo um tráfego confortável e seguro e um bom desempenho da estrutura ao longo de sua vida útil.

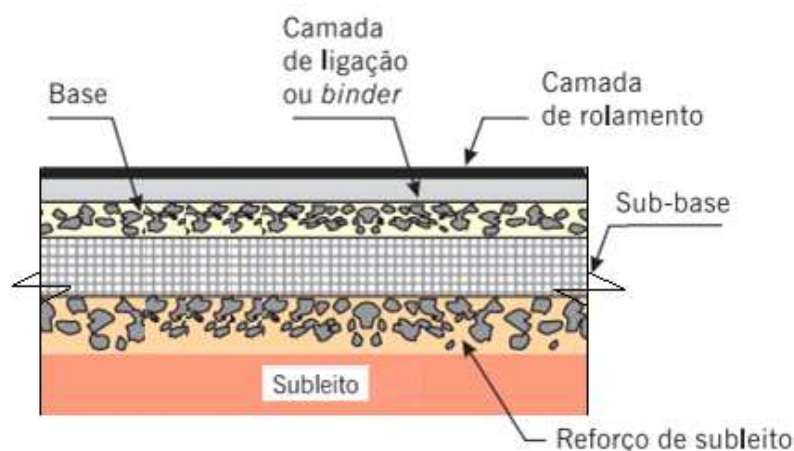
O Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura (DNIT) classifica os pavimentos em flexíveis, semirrígidos e rígidos, de acordo com os materiais utilizados e forma de distribuição das cargas aplicadas:

- a) Flexíveis: aqueles em que todas as camadas sofrem deformação elástica significativa sob o carregamento aplicado e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as camadas. Exemplo típico: pavimento constituído por uma base de brita ou por uma base de solo pedregulhoso, revestida por uma camada asfáltica;
- b) Semirrígidos: caracterizam-se por uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias como, por exemplo, uma camada de solo-cimento revestida por uma camada asfáltica;
- c) Rígidos: aqueles em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas inferiores e, portanto, absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado. Exemplo típico: pavimento constituído por lajes de concreto de cimento Portland (BRASIL, 2006a, p. 95).

Tratando-se de um pavimento flexível, quando uma carga é nele aplicada, a resposta mecânica resultante é um campo de tensões concentrado nas

proximidades do seu ponto de aplicação (BALBO, 2007). Os pavimentos flexíveis são formados por quatro camadas principais: revestimento, base, sub-base e reforço do subleito (Figura 1). O revestimento é constituído por uma mistura de agregados e ligantes asfálticos e pode ser composto por camada de rolamento, a qual tem contato direto com as rodas dos veículos, e também por camadas intermediárias ou de ligação (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Figura 1 - Seção transversal da estrutura de um pavimento flexível



Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2008).

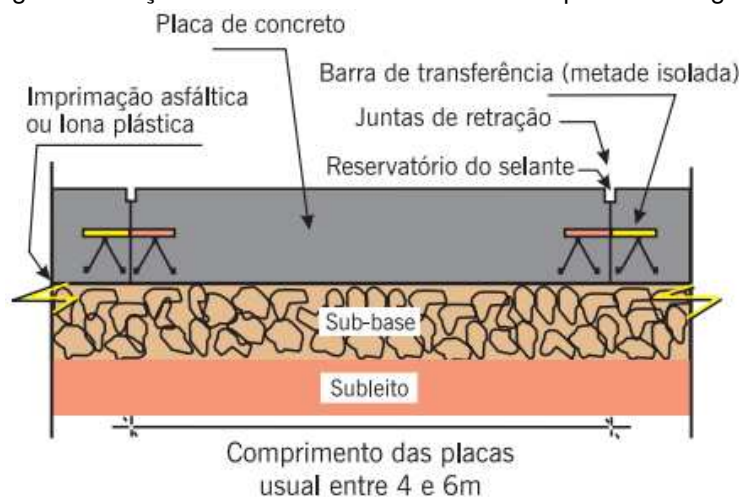
As camadas de base, sub-base e reforço do subleito possuem função predominantemente estrutural de resistir aos esforços verticais resultantes do tráfego e distribuí-los ao subleito, enquanto que o revestimento é a camada responsável por promover uma superfície durável e impermeável, capaz de proporcionar condições de rolamento seguras e confortáveis (MEDINA, 1997).

Tratando-se de um pavimento rígido, quando uma carga é aplicada, a resposta mecânica resultante é um campo de tensões disperso, onde os efeitos da carga aplicada são distribuídos de maneira semelhante ao longo da dimensão da placa (BALBO, 2007). O revestimento dos pavimentos rígidos consiste em uma placa de concreto de cimento Portland, armada ou não com barras de aço, e que está normalmente apoiada sobre as camadas de sub-base e reforço do subleito, conforme é possível observar na Figura 2 (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Com relação aos pavimentos de revestimento asfáltico e base de solo-cimento, Balbo (2007) afirma que a nomenclatura internacional considera-os pavimentos semirrígidos, já que apresentam um comportamento intermediário entre

pavimentos flexíveis e rígidos. No entanto, de acordo com o autor, a classificação dos pavimentos deve levar em consideração a resposta estrutural do pavimento como um todo, e não limitá-la à resposta estrutural de camadas isoladas, já que dependendo da formulação da estrutura e de condições climáticas, esta pode apresentar uma mudança de comportamento estrutural.

Figura 2 - Seção transversal da estrutura de um pavimento rígido



Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

2.2 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

O dimensionamento de um pavimento consiste em determinar as espessuras das camadas que o compõem e os materiais que serão utilizados na sua construção, de forma que a estrutura concebida seja capaz de exercer suas funções conforme o desempenho desejado (BALBO, 2007).

Os primeiros métodos de dimensionamento de pavimentos surgiram a partir do século XX. Anteriormente, as cargas atuantes nos pavimentos não eram significantes, e utilizava-se a mesma espessura de pavimento sobre qualquer solo de fundação. No entanto, a expansão da malha rodoviária e a intensificação do tráfego de veículos, aliados à percepção de que muitas estruturas apresentavam uma ruptura precoce, estimularam diversas mudanças e avanços na filosofia de projeto de pavimentos asfálticos. Conseqüentemente, diferentes métodos de dimensionamento foram concebidos ao longo do século XX, podendo-se destacar os modelos empíricos e mecanísticos.

De acordo com Balbo (2007) os modelos empíricos são aqueles originados da observação do desempenho de pavimentos ao longo do tempo, correlacionando

parâmetros medidos em campo com as propriedades dos materiais e com grandezas como a repetição de cargas. Apesar de serem facilmente empregados, pois não exigem ensaios ou aparelhos de grande complexidade, estes modelos são limitados pelas condições de campo das áreas estudadas, não sendo adequados para aplicação em regiões com diferentes materiais, cargas de tráfego e condições climáticas (BEZERRA NETO, 2004).

Os modelos mecanísticos são aqueles que aplicam a Teoria da Elasticidade na análise de estruturas de pavimentos, considerando-as como sistemas multicamadas. Através do uso da Teoria da Elasticidade, busca-se prever as tensões e deformações oriundas do tráfego e das condições climáticas, compatibilizando-as com as tensões resistentes dos materiais (BEZERRA NETO, 2004).

Brasil (2006b) ressalta que os métodos mecanísticos devem ser complementados por análises que incluam, no dimensionamento, a consideração do trincamento por fadiga das camadas asfálticas (pavimentos flexíveis) e das camadas cimentadas (pavimentos semi-rígidos). Este objetivo é alcançado através da aplicação de métodos empírico-mecanicistas, em que a parametrização dos materiais que compõem as camadas dos pavimentos é realizada através de conhecimento empírico, laboratorial ou de pista (BALBO, 2007).

Os principais parâmetros dos materiais necessários para a análise mecanística dos pavimentos são o Módulo de Resiliência (M_R) e o coeficiente de Poisson. O Módulo Resiliente de um material é a relação entre a tensão desvio aplicada repetidamente (σ_d) e a sua correspondente deformação axial recuperável (ε) após um determinado número de aplicações da carga, conforme define o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006b) através da Equação 1.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon} \quad (1)$$

O coeficiente de Poisson, por sua vez, define a relação entre as deformações específicas horizontais e verticais dos materiais.

Em relação aos modelos puramente empíricos, uma das vantagens das análises empírico-mecanicistas é que estas fornecem um panorama de funcionamento da estrutura, possibilitando variações quanto à espessura das

camadas e quanto à natureza dos materiais. Isto é, através da modificação de cada camada, pode-se otimizar o dimensionamento, a fim de que cada material do pavimento apresente um desempenho adequado e que a estrutura seja solicitada de forma equilibrada (BEZERRA NETO, 2004).

2.2.1 Método do DNER/1981

O método empírico do DNER foi desenvolvido pelo engenheiro Murilo Lopes de Souza, tendo como base o trabalho “*Design of flexible pavements considering mixed and traffic volume*”, desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (BRASIL, 2006a). A seguir são apresentadas as etapas do dimensionamento de acordo com o método do DNER, presentes no Manual de Pavimentação do DNIT:

a) Caracterização geotécnica do solo

A determinação da capacidade de suporte do subleito e dos materiais constituintes das camadas do pavimento é feita pelo CBR (*California Bearing Ratio*), ou em português, ISC (Índice de Suporte Califórnia), através de ensaio normatizado pelo DNIT. Os materiais devem atender às características descritas a seguir:

- a) Material para subleito: $CBR \geq 2\%$ e expansão $\leq 2\%$;
- b) Material para reforço do subleito: CBR maior que o do subleito e expansão $\leq 1\%$;
- c) Material para sub-base: $CBR \geq 20\%$, expansão $\leq 1\%$ e Índice de Grupo igual a zero.
- d) Material para base: $CBR \geq 80\%$, expansão $\leq 0,5\%$, Limite de Liquidez $\leq 25\%$ e Índice de Plasticidade $\leq 6\%$.

b) Caracterização do tráfego

O pavimento é dimensionado em função do número de repetições (N) de um eixo simples padrão com carga de 8,2 tf, durante o período de projeto. É determinado através da Equação 2:

$$N = 365 \times P \times V_m \times FV \times FR \quad (2)$$

em que:

N = número de repetições do eixo padrão de 8,2 tf;

P = período de projeto em anos;

V_m = volume médio diário de tráfego durante a vida de projeto;

FV = fator de veículo da frota;

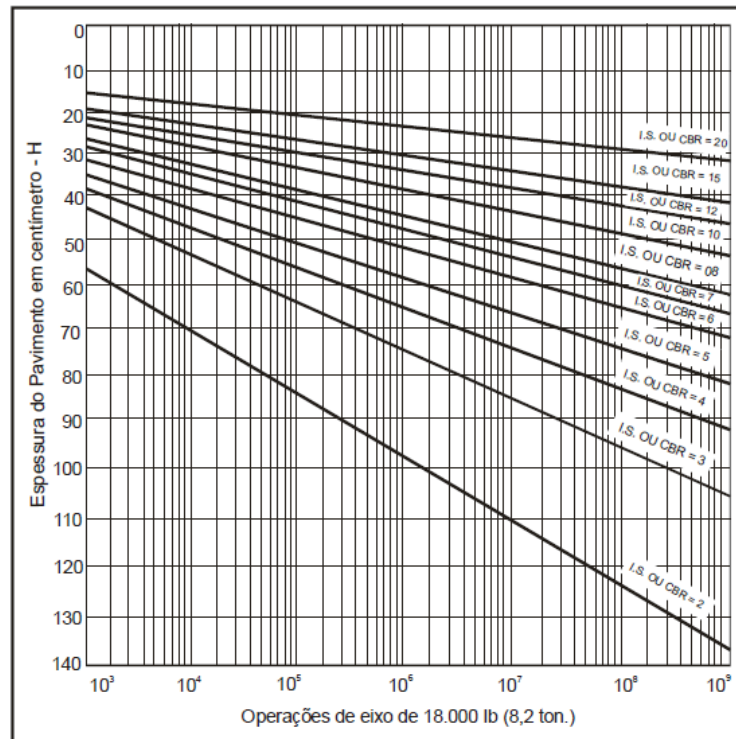
FR = fator climático regional.

O Manual de Pavimentação do DNIT (Brasil, 2006a) recomenda o uso de fator climático regional igual a 1,00, baseando-se em pesquisas do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) do DNIT.

c) Espessura total do pavimento

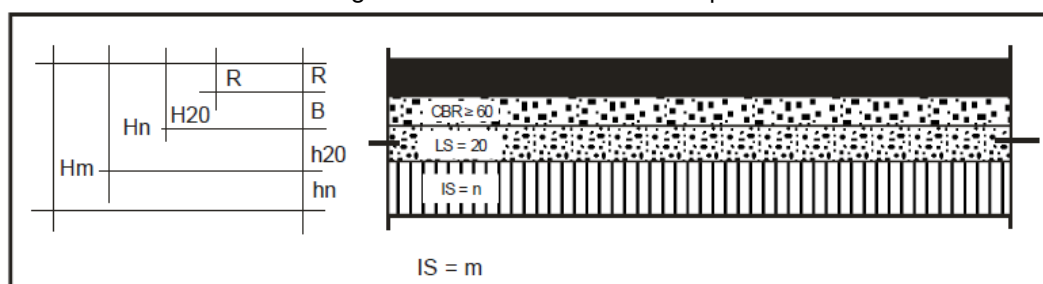
Definidos o número N e o CBR do subleito, utiliza-se o ábaco da Figura 3 para determinar a espessura total do pavimento (H_m), a espessura do pavimento necessária para proteger o reforço do subleito (H_n) e a espessura de pavimento necessária para proteger a sub-base (H_{20}).

Figura 3 - Determinação das espessuras H_m , H_n e H_{20}



Fonte: Brasil (2006a).

Figura 4 - Dimensionamento do pavimento



Fonte: Brasil (2006a).

d) Espessura do revestimento

O tipo de revestimento e a sua espessura são definidos em função do número de solicitações (N), conforme Figura 5.

Figura 5 - Espessura mínima de revestimento betuminoso

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

Fonte: Brasil (2006a).

e) Espessura das demais camadas

Após as etapas anteriores, as espessuras da base (B), da sub-base e do reforço do subleito são determinadas pela resolução sucessiva das inequações:

$$R \times K_R + B \times K_B \geq H_{20} \quad (3)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S \geq H_n \quad (4)$$

$$R \times K_R + B \times K_B + h_{20} \times K_S + h_n \times K_{REF} \geq H_m \quad (5)$$

em que:

K_R = coeficiente de equivalência estrutural do revestimento;

R = espessura do revestimento;

K_B = coeficiente de equivalência estrutural da base;

B = espessura da base;

H_{20} = espessura de pavimento necessária para proteger a sub-base;

K_S = coeficiente de equivalência estrutural da sub-base;

h_{20} = espessura da sub-base;

H_n = espessura de pavimento necessária para proteger o reforço do subleito;

K_{REF} = coeficiente de equivalência estrutural do reforço do subleito;

h_n = espessura do reforço do subleito;

H_m = espessura total de pavimento necessária para proteger um material com CBR igual a $m\%$.

O coeficiente de equivalência estrutural (K) indica a capacidade de distribuição de tensões que um determinado material possui em relação ao material padrão (pedra britada). Portanto, para um material granular, o coeficiente estrutural é igual a 1. Para outros tipos de materiais, o DNIT recomenda o uso de diferentes coeficientes de equivalência estrutural (Figura 6), tomando por base resultados obtidos na Pista Experimental da AASHTO.

Figura 6 - Coeficientes de equivalência estrutural

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Brasil (2006a).

2.3 AVALIAÇÃO DO ESTADO DOS PAVIMENTOS

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), os pavimentos são estruturas que em geral não apresentam uma ruptura súbita. De maneira oposta, a partir de sua

abertura ao tráfego, passam a apresentar e a acumular deterioração funcional e estrutural, as quais afetam tanto a capacidade de suporte e a durabilidade dos pavimentos, quanto o conforto ao rolamento e a segurança dos usuários.

Por conseguinte, torna-se necessário um acompanhamento do nível de degradação dos pavimentos, através da avaliação do seu estado, identificando as medidas que devem ser tomadas para que o pavimento apresente condições satisfatórias de uso durante um período determinado (NÓBREGA, 2003).

Portanto, a avaliação de pavimentos deve ter como principal função fornecer as informações necessárias à execução de correções na sua estrutura, quando necessárias, reestabelecendo seus atributos de conforto, segurança e economia aos usuários (GONTIJO *et al.*, 1994 *apud* NÓBREGA, 2003). A avaliação pode ser dividida em dois tipos: avaliação funcional e avaliação estrutural.

2.3.1 Avaliação funcional dos pavimentos

O objetivo da avaliação funcional é de avaliar o estado da superfície dos pavimentos e sua influência no conforto ao rolamento e na segurança aos usuários (BERNUCCI *et al.*, 2008). A capacidade que um pavimento tem de proporcionar um determinado nível de desempenho funcional intitula-se de “serventia do pavimento”, cuja avaliação pode ser feita através de procedimentos subjetivos ou objetivos (BRASIL, 2006b).

A avaliação subjetiva é realizada a partir de conceitos qualitativos, e oficializada através do DNIT 009/2003-PRO (DNIT, 2003a). A avaliação objetiva, por sua vez, é calculada analiticamente, com base em parâmetros numéricos representativos das condições de superfície do pavimento (BRASIL, 2006b). Ela é representada por uma variedade de índices, como o IGG (Índice de Gravidade Global) e o IRI (*International Roughness Index* ou Índice de Irregularidade de Superfície).

O procedimento de avaliação objetiva pela determinação do IGG é estabelecido pela norma DNIT 006/2003-PRO (DNIT, 2003b). O método consiste em levantar os defeitos de superfície em seções amostrais do pavimento, os quais são anotados em uma planilha de acordo com a terminologia e codificação adotadas pela norma DNIT 005/2003 – TER (DNIT, 2003c). Após o levantamento, determina-se o Índice de Gravidade Global (IGG), que leva em consideração a gravidade de

cada defeito, através de fatores de ponderação, e a sua frequência de ocorrência (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Através do IGG, é possível classificar o estado geral de um pavimento, no que diz respeito às suas condições funcionais, tornando-se um indicador muito útil para a tomada de decisões quanto às ações de restauração no pavimento (BRASIL, 2006b).

2.3.1.1 Defeitos de superfície

Bernucci *et al.* (2008) definem os defeitos de superfície como danos ou deteriorações que se manifestam na superfície de pavimentos asfálticos e que podem ser identificados a olho nu. Estes defeitos são classificados de acordo com a terminologia presente na norma DNIT 005/2003 – TER – “Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos: terminologia” (DNIT, 2003c). A norma subdivide os defeitos em oito categorias, cujas definições da norma são apresentadas a seguir.

2.3.1.1.1 Afundamento

Deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada, ou não, de solevamento. Apresenta-se sob a forma de afundamento plástico ou de consolidação.

O afundamento plástico é causado pela fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito, acompanhado de solevamento. É denominado afundamento plástico local quando ocorre em extensões de até 6 m, mas quando a extensão for superior a 6 m e estiver localizado ao longo da trilha de roda, é denominado afundamento plástico da trilha de roda.

O afundamento de consolidação é causado pela consolidação diferencial de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito, sem estar acompanhado de solevamento. É denominado afundamento de consolidação local quando ocorre em extensões de até 6 m, mas quando a extensão for superior a 6 m e estiver localizado ao longo da trilha de roda, é denominado afundamento de consolidação da trilha de roda.

2.3.1.1.2 Fendas

As fendas são descontinuidades na superfície do pavimento, que podem conduzir a aberturas de maior ou de menor porte. Apresentam-se sob a forma de fissuras ou trincas. A fissura é uma fenda de largura capilar existente no revestimento, posicionada longitudinal, transversal ou obliquamente ao eixo da via, somente visível a olho nu a uma distância inferior a 1,50 m. Por outro lado, a trinca é uma fenda existente no revestimento, facilmente visível a olho nu, com abertura superior à fissura. Quanto à forma são classificadas em isolada ou interligada.

a) Trinca isolada

- Transversal: trinca isolada que apresenta direção predominantemente ortogonal ao eixo da via. Quando apresentar extensão de até 100 cm é denominada trinca transversal curta. Quando a extensão for superior a 100 cm denomina-se trinca transversal longa;
- Longitudinal: trinca isolada que apresenta direção predominantemente paralela ao eixo da via. Quando apresentar extensão de até 100 cm é denominada trinca longitudinal curta. Quando a extensão for superior a 100 cm denomina-se trinca longitudinal longa;
- De retração: trinca isolada não atribuída aos fenômenos de fadiga e sim aos fenômenos de retração térmica ou do material do revestimento ou do material de base rígida ou semi-rígida subjacentes ao revestimento trincado.

b) Trinca interligada

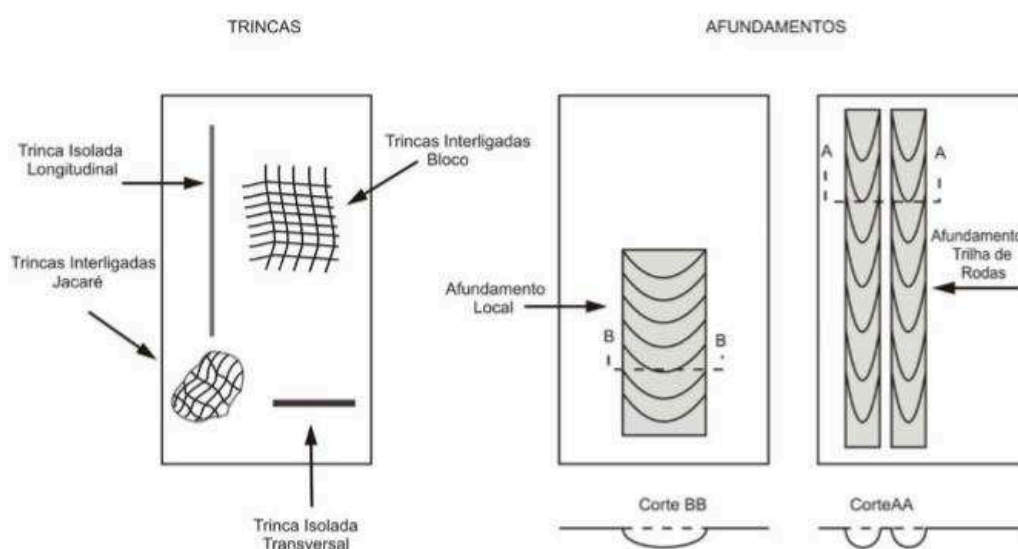
- Trinca do tipo “couro de jacaré”: conjunto de trincas interligadas sem direções preferenciais, assemelhando-se ao aspecto de couro de jacaré. Essas trincas podem apresentar, ou não, erosão acentuada nas bordas;
- Trinca do tipo “bloco”: conjunto de trincas interligadas caracterizadas pela configuração de blocos formados por lados bem definidos, podendo, ou não, apresentar erosão acentuada nas bordas.

As trincas ainda podem ser classificadas quanto à gravidade:

- a) Classe 1 (FC-1): são as trincas com abertura superior à das fissuras e inferior a 1,0 mm;
- b) Classe 2 (FC-2): são trincas com abertura superior à abertura das fissuras e inferior a 1,0 mm;
- c) Classe 3 (FC-3): são trincas com abertura superior a 1,0 mm e com degradação ou erosão junto às bordas.

A Figura 7 mostra uma representação esquemática das fendas e afundamentos.

Figura 7 - Representação esquemática de trincas e afundamentos



Fonte: DNIT (2003c)

2.3.1.1.3 Ondulação ou corrugação

Deformação caracterizada por ondulações ou corrugações transversais na superfície do pavimento.

2.3.1.1.4 Escorregamento

Deslocamento do revestimento em relação à camada subjacente do pavimento, com aparecimento de fendas em forma de meia-lua.

2.3.1.1.5 Exsudação

Excesso de ligante betuminoso na superfície do pavimento, causado pela migração do ligante através do revestimento.

2.3.1.1.6 Desgaste

Efeito do arrancamento progressivo do agregado do pavimento, caracterizado por aspereza superficial do revestimento e provocado por esforços tangenciais causados pelo tráfego.

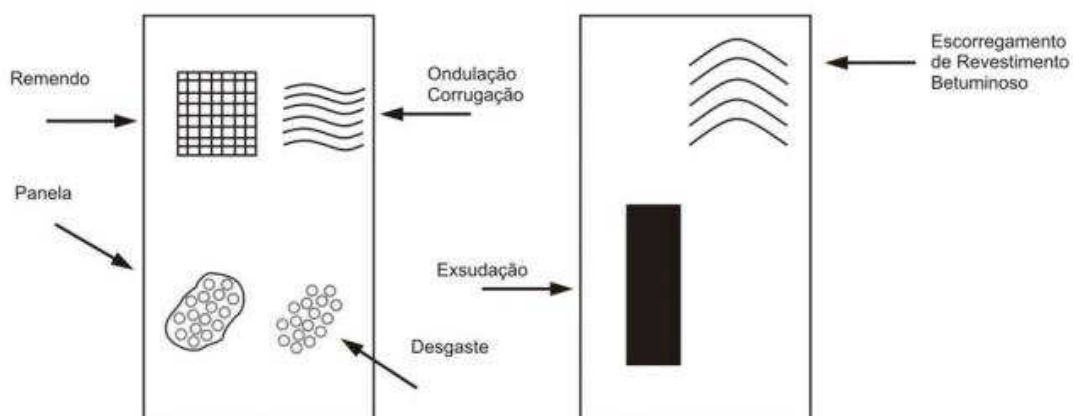
2.3.1.1.7 Panela ou buraco

Cavidade que se forma no revestimento por diversas causas (inclusive por falta de aderência entre camadas superpostas, causando o deslocamento das camadas), podendo alcançar as camadas inferiores do pavimento e provocar a desagregação destas.

2.3.1.1.8 Remendo

Panela preenchida com uma ou mais camadas de pavimento. Há o remendo profundo, que é aquele em que ocorre substituição do revestimento e, eventualmente, de uma ou mais camadas inferiores do pavimento. Já o remendo superficial é uma correção da superfície do pavimento em área localizada, através da aplicação de uma camada betuminosa.

Figura 8 - Representação esquemática de outros tipos de defeitos



Fonte: DNIT (2003c)

2.3.1.2 Irregularidade Longitudinal

A irregularidade longitudinal é “o somatório dos desvios da superfície de um pavimento em relação a um plano de referência ideal de projeto geométrico, que afeta a dinâmica do veículo, o efeito dinâmico das cargas, a qualidade do rolamento e a drenagem superficial da via” (BERNUCCI *et al.*, 2008). De acordo com o autor, ela é medida ao longo de uma linha imaginária, paralela ao eixo da estrada.

Brasil (2006b) define quatro métodos que podem ser utilizados para a medida de parâmetros ligados à irregularidade longitudinal: medidas manuais da geometria vertical do pavimento, como levantamentos topográficos; medidas mecanizadas do perfil da via; sistemas medidores tipo “resposta”, baseados na reação do veículo; e medidas com sonda sem contato, baseadas na reflexão de uma onda sonora ou raio laser emitido por um dispositivo posicionado sob o veículo.

O índice internacional para a medida da irregularidade é o IRI (*International Roughness Index*), que é expresso em m/km e quantifica os desvios da superfície do pavimento em relação ao projeto. No entanto, os equipamentos tipo “resposta” fornecem um valor de QI (Quociente de Irregularidade), expresso em contagens/km, que é relacionado ao IRI através da Equação 6 (BERNUCCI *et al.*, 2008).

$$QI = 13 \times IRI \quad (6)$$

2.3.1.3 Aderência pneu-pavimento

Segundo Brasil (2006b), a principal característica do pavimento, no que diz respeito à segurança viária, é a sua capacidade em proporcionar aderência adequada entre os pneus dos veículos e a sua superfície. O aspecto fundamental da avaliação da aderência pneu-pavimento é a textura superficial, definida de forma abrangente por Rodrigues Filho (2006) como “o conjunto de características associadas à capacidade do pavimento em atender ao tráfego de veículos que demandam sua utilização de forma segura, suave, confortável e econômica”.

São reconhecidas quatro escalas de textura superficial, conforme a distância entre dois picos ou depressões na superfície (Tabela 1), no entanto, os aspectos mais importantes quanto à aderência pneu-pavimento são a microtextura e a macrotextura (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Tabela 1 - Classificação da textura de um pavimento

Classificação da textura	Faixa de comprimento de onda
Microtextura	$\lambda > 0,5 \text{ mm}$
Macrotextura	$0,5 \text{ mm} \leq \lambda < 50 \text{ mm}$
Megatextura	$50 \text{ mm} \leq \lambda < 500 \text{ mm}$
Irregularidade	$0,5 \text{ m} \leq \lambda < 50 \text{ m}$

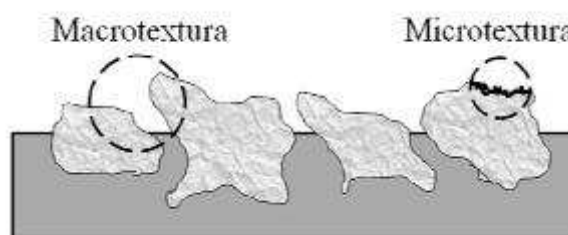
Fonte: Bernucci *et al.* (2008)

A microtextura é caracterizada pela aspereza da superfície dos agregados utilizados na mistura asfáltica, a qual é função, principalmente, da composição mineralógica e da estrutura dos agregados (MATTOS, 2009). A microtextura é um aspecto muito importante na aderência pneu-pavimento para baixas velocidades, de até cerca de 40 km/h (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A macrotextura, por sua vez, depende da faixa granulométrica, do tamanho e da configuração geométrica individual dos agregados e do teor de vazios da mistura, exercendo papel fundamental no escoamento das águas superficiais (RODRIGUES FILHO, 2006). A macrotextura é um aspecto muito importante na aderência pneu-pavimento para velocidades maiores que 50 km/h (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A Figura 9 ilustra a diferença entre essas duas escalas de textura superficial.

Figura 9 - Diferença entre macrotextura e microtextura



Fonte: Mattos (2009).

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), a microtextura pode ser avaliada por um equipamento simples, como o Pêndulo Britânico, que determina o VRD – valor de resistência à derrapagem. Para determinação da macrotextura, o ensaio simples de altura média da mancha de areia é o mais utilizado. Há ainda os equipamentos medidores de atrito, os quais funcionam de modo a equacionar as variáveis presentes no processo de medição, resumindo-se a medir o Coeficiente de Atrito externado pela superfície do revestimento em relação à roda teste do equipamento.

Este é o caso do *Grip Tester*, um equipamento rebocável (Figura 10), o qual realiza a medida de atrito através de uma roda-teste (DYNATEST, 2016).

Figura 10 - Equipamento *Grip Tester*



Fonte: DYNATEST (2016).

2.3.2 Avaliação estrutural dos pavimentos

A avaliação estrutural de pavimentos consiste na caracterização completa dos seus elementos e variáveis estruturais, de forma a descrever o seu comportamento diante das cargas de tráfego e das solicitações ambientais e, portanto, determinar a sua capacidade de carga diante das demandas de tráfego futuras (BALBO, 2007).

Bernucci *et al.* (2008) reconhecem que os defeitos estruturais presentes nos pavimentos resultam sobretudo da repetição de cargas, e estão vinculados às deformações na estrutura, que podem ser permanentes ou recuperáveis. Estas deformações são definidas pelo Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT como:

- a) Permanentes: aquelas que permanecem mesmo após cessar o efeito da atuação da carga, ou seja, têm caráter residual;
- b) Recuperáveis: representam um indicativo de comportamento elástico da estrutura, deixando de existir alguns momentos após a retirada da carga (BRASIL, 2006b, p. 80).

As deformações recuperáveis são também denominadas como “deflexões”, e são as responsáveis por grande parte dos trincamentos na via, que podem levar ao

fenômeno de fadiga do revestimento. As deformações permanentes, por sua vez, resultam em afundamento localizado ou nas trilhas de roda (Bernucci *et al.*, 2008).

A avaliação estrutural dos pavimentos pode ser realizada através de três métodos distintos: destrutivo, semidestruutivo e não destrutivo. Neste trabalho, ênfase será dada aos métodos não-destrutivos.

2.3.1.1 Métodos não-destrutivos de avaliação estrutural

Os métodos não-destrutivos são caracterizados por avaliar as condições estruturais do pavimento sem que este seja danificado (NÓBREGA, 2003). Para atingir este objetivo, determinam-se os deslocamentos verticais (deflexões) sofridos na superfície do pavimento quando este é submetido a um carregamento (BALBO, 2007).

Conforme Branco, Pereira e Picado Santos (2005), as deflexões são o melhor indicador da qualidade estrutural do corpo do pavimento. Santos (2009) reforça que as deflexões de um pavimento são fundamentais para a obtenção do seu modelo de comportamento estrutural, uma vez que permitem caracterizar mecanicamente os materiais de todas as suas camadas e da fundação, especialmente os módulos de elasticidade.

Bernucci *et al.* (2008) distinguem os equipamentos utilizados em avaliações não-destrutivas entre os que possuem carregamento quase-estático (Viga Benkelman), carregamento vibratório (*dynaflect*) e carregamento por impacto (*Falling Weight Deflectometer*). Balbo (2007) afirma que os equipamentos mais utilizados no Brasil são a viga *Benkelman* (VB) e o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Estes equipamentos são capazes de medir três diferentes parâmetros:

- a) Deflexão máxima: deslocamento sob o centro da carga (FWD) ou sob o centro das rodas duplas de um eixo simples (VB). Sendo normalmente expressa em 10^{-2} mm (d_0);
- b) Raio de curvatura: arco de parábola que passa por dois pontos da deformada (VB), normalmente sob a carga e a 25 cm do centro da mesma (d_0 e d_{25});
- c) Bacia deflectométrica: medidas dos deslocamentos recuperáveis em vários pontos a partir do centro do carregamento (d_0, d_{25}, d_{50} , etc.). (BERNUCCI *et al.*, 2008, p. 446).

A deflexão máxima é um parâmetro importante para compreender o comportamento da estrutura, já que quanto maior é a deflexão, mais elástica é a estrutura e maior é o seu comprometimento estrutural. No entanto, a análise isolada deste parâmetro pode não fornecer um entendimento completo da estrutura, já que dois pavimentos distintos podem apresentar a mesma deflexão máxima e diferentes bacias de deflexão (BRASIL, 2006b).

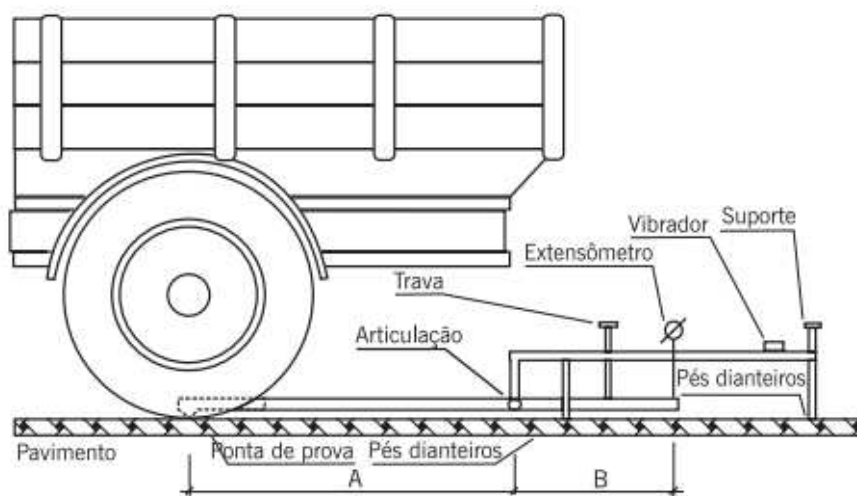
Balbo (2007) comenta que nos anos 1950 era muito comum a utilização dos valores individuais de deflexão, no entanto, a partir dos anos 1960, passou-se a valorizar a análise de deflexões considerando-se toda a bacia.

2.3.1.1.1 Viga Benkelman

A Viga *Benkelman* é um aparelho simples destinado a medir deflexões em pavimentos. Ela é considerada um deflectômetro quase-estático, uma vez que as cargas aplicadas movem-se a velocidades pequenas da ordem de 3 km/h (KAKUDA, 2010). A viga é constituída por um corpo de apoio onde se articula uma alavanca interfixa, formando dois braços que obedecem a uma relação de comprimento de 2/1, 3/1, ou 4/1. A extremidade da haste maior contém a ponta de prova da viga, enquanto que na outra extremidade há um extensômetro com precisão de 0,01 mm (DNER, 1994).

Para a medição das deflexões, a ponta de prova deve ser posicionada entre um par de rodas do eixo traseiro de um caminhão, cujos pneumáticos de aro 10x20 devem ter ranhuras em boas condições e 100 psi de pressão (BALBO, 2007). O caminhão deve possuir eixo traseiro simples com roda dupla e carga de 8,2 tf no eixo traseiro, simetricamente distribuída em relação às rodas (DNER, 1994). A Figura 11 mostra um esquema da Viga *Benkelman* com o caminhão, onde é possível observar a extremidade maior (A) e a extremidade menor de haste (B).

Apesar de ser um equipamento muito simples, Bernucci *et al.* (2008) consideram que a utilização da viga convencional é um procedimento trabalhoso e de pouca precisão. No entanto, já é possível encontrar vigas automatizadas com medidores elétricos para realização das leituras.

Figura 11 - Esquema da viga *Benkelman* com o caminhão

Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2008).

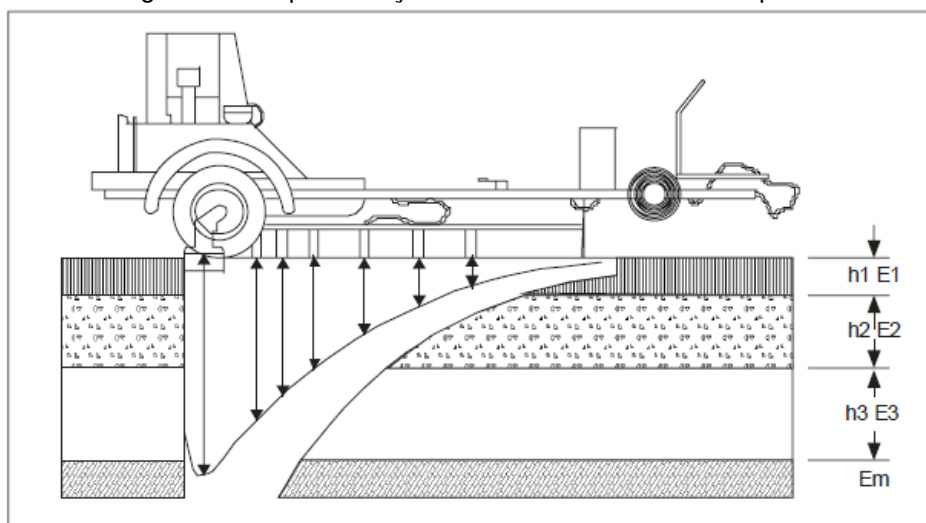
2.3.1.1.2 Falling Weight Deflectometer

O FWD é um deflectômetro de impacto, constituído por um peso que é elevado até uma altura pré-determinada e solto em queda livre, atingido uma placa posicionada sobre a superfície do pavimento e transmitindo a carga dinâmica à estrutura (BRASIL, 2006b). Após a aplicação da carga, sensores posicionados longitudinalmente a partir do centro da placa captam as ondas de resposta ao impacto e fornecem a deflexão sofrida em cada ponto analisado (BALBO, 2007).

Conectado aos sensores, há um sistema de aquisição de dados carregado por um veículo utilitário leve, o qual reboca o FWD. Sendo assim, o equipamento é totalmente automatizado (BERNUCCI *et al.*, 2008). A Figura 12 representa o esquema de um deflectômetro de impacto, com as deflexões medidas nos pontos onde se localizam os sensores.

Brasil (2006b) afirma que a maior vantagem dos equipamentos de impacto é que eles são capazes de simular a carga resultante da passagem do tráfego, em termos de magnitude e frequência, diferentemente do ensaio com a Viga Benkelman, que é um ensaio estático. Para Bernucci *et al.* (2008), outras vantagens do FWD em relação à VB são: maior número de pontos levantados por dia, obtenção de medidas precisas, registro automático de temperatura e de distâncias dos pontos de ensaio, ensaio não influenciado pelo operador.

Figura 12 - Representação de um deflectômetro de impacto



Fonte: Brasil (2006b).

Como desvantagem, Balbo (2007) evidencia que as medidas de deflexões efetuadas com o FWD diferenciam-se daquelas medidas com a VB sobre um mesmo pavimento. Sendo assim, é necessário estabelecer correlações entre as medições efetuadas com os dois equipamentos, já que muitos métodos de projeto foram desenvolvidos para o uso de deflexões medidas com a VB (SANTOS, 2001). Balbo (2007) destaca que cada obra de engenharia possui suas peculiaridades e, portanto, requeria uma calibração inicial com o uso de ambos os equipamentos para o estabelecimento das correlações.

2.3.1.2 Retroanálise de bacias de deflexão

Através da mecânica dos pavimentos é possível calcular tensões e deformações na estrutura de um pavimento, desde que conhecidas as suas características de dimensionamento, as cargas aplicadas e as propriedades dos materiais que constituem as suas camadas. Esta abordagem mecanística pode ser utilizada tanto no dimensionamento de novas estruturas quanto no reforço de estruturas existentes (OLIVEIRA, PITTA E TRICHÊS, 2000).

Neste contexto, Kakuda (2010) define a retroanálise como um processo que permite a determinação dos módulos de resiliência dos materiais que compõem as camadas do pavimento, através da interpretação das bacias de deflexão, possibilitando a avaliação do comportamento mecânico da estrutura.

Conhecendo-se a carga externa aplicada para a qual foi obtida a bacia deflectométrica e as características básicas dos materiais que constituem as camadas dos pavimentos, é possível inferir os módulos de elasticidade a partir das deflexões medidas. A retroanálise busca encontrar uma combinação de módulos das camadas de modo que a bacia teórica calculada e a bacia de campo determinada sejam coincidentes (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Oliveira, Pitta e Trichês (2000) afirmam que o maior responsável pela evolução da retroanálise foram os avanços na computação e o desenvolvimento de *softwares*, viabilizando o uso dos métodos baseados na teoria da elasticidade, já que os cálculos são processados rapidamente. Dois exemplos de software são o BAKFAA e o ELSYM5.

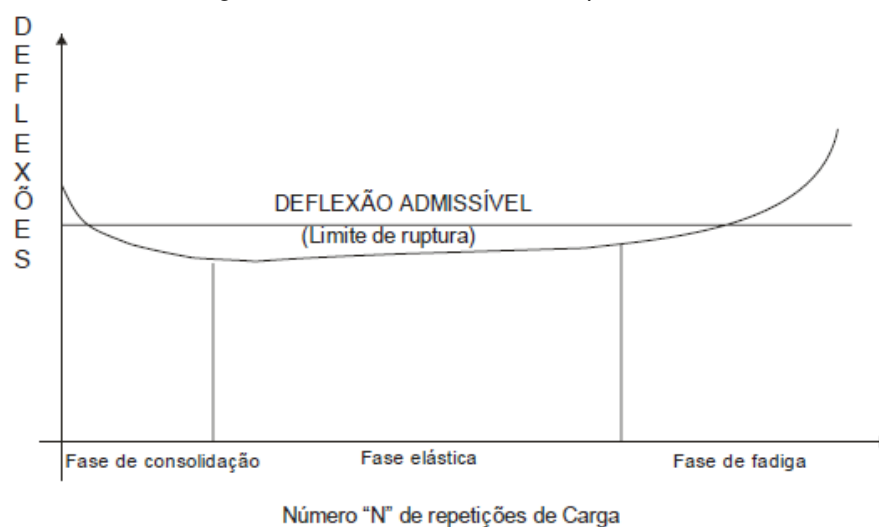
Para Bernucci *et al.* (2008) a utilização do método apresenta as seguintes vantagens: elimina ou minimiza a coleta de amostras e o número de sondagens, possibilita a obtenção dos módulos de elasticidade nas condições de campo, fornece uma caracterização rápida das camadas e possibilita o uso pleno da bacia deflectométrica para a avaliação estrutural.

2.3.1.3 Vida útil ou vida de fadiga

A norma DNER-PRO 010/79 – “Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis – Volume I” (DNER,1979) considera que um pavimento satisfatoriamente projetado e bem construído passa por três fases ao longo de sua vida útil (Figura 13), as quais estão relacionadas à evolução do nível de deflexão durante a exposição às cargas e ao intemperismo:

- a) Fase de consolidação: sucede imediatamente à construção, sendo caracterizada por um decréscimo desacelerado do valor da deflexão, decorrente da consolidação adicional proporcionada pelo tráfego nas diversas camadas do pavimento;
- b) Fase elástica: ocorre após a consolidação e, ao longo da qual, o valor da deflexão do pavimento se mantém aproximadamente constante ou, na pior das hipóteses, cresce ligeiramente se não houver influências sazonais. Esta fase define a vida útil do pavimento;
- c) Fase de fadiga: é a última etapa da vida do pavimento, caracterizando-se por um crescimento acelerado do nível de deflexão do pavimento, na medida em que a estrutura começa a exteriorizar os efeitos da fadiga, representados por fissuras, trincas e acúmulos de deformações permanentes por cargas repetidas (DNER, 1979, p. 02).

Figura 13 - Fases da vida de um pavimento



Fonte: Brasil (2006b).

Conforme afirma Franco (2007), a fadiga nos materiais asfálticos e cimentados resulta da repetição de cargas sobre o pavimento, oriundas da ação do tráfego de veículos, gerando microfissuras na estrutura. As microfissuras causam a perda de rigidez do material e, conforme se acumulam ao longo do tempo, resultam na sua ruptura.

Balbo (2007) ressalta que, na ocorrência do fenômeno de fadiga, os materiais são solicitados em níveis de tensão inferiores àqueles necessários à ruptura. Sendo assim, cada deformação isolada não é suficiente para gerar a ruptura do material. Contudo, as deformações aplicadas de forma cíclica geram o acúmulo de diversas zonas de plastificação, as quais definem planos de fraturas e descontinuidades ao longo do uso do pavimento, prejudicando o desempenho da estrutura.

Na literatura é possível encontrar diversos modelos de previsão de fadiga que buscam relacionar o número admissível de repetições de carga em um pavimento com o valor da deformação. Segundo FRANCO (2007), eles são utilizados como critério de dano no dimensionamento de pavimentos em diversos países do mundo e, além disso, são utilizados para estimar a vida útil de pavimentos já existentes.

Os modelos de fadiga são obtidos a partir de ensaios realizados em laboratório e são expressos na forma da Equação 7, conforme o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006b).

$$N = k. (\varepsilon_t)^{-n} \quad (7)$$

em que:

N = número de repetições devidas ao carregamento até a ruptura por fadiga;

ε_t = deformação específica máxima de tração;

k e n = constantes obtidas em laboratório que variam de acordo com as características dos materiais e das condições de carregamento.

2.4 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

O conceito de estabilização de solos, conforme descrito em Nóbrega (1995) e França (2003), pode ser entendido como a alteração das propriedades do solo, especialmente no que diz respeito à resistência, durabilidade, permeabilidade e expansibilidade, de forma a proporcionar-lhe condições de atender aos requisitos exigidos em um projeto de engenharia.

Franco (2007) divide a estabilização dos solos em três tipos básicos: granulométrica, onde a granulometria dos solos é melhorada através da adição de agregados ou areia; química, onde se confere ao solo uma ação de cimentação entre as partículas através da adição de agentes químicos estabilizadores; e física/mecânica, onde o solo é compactado através da aplicação mecânica de energia.

No processo de estabilização química, os agentes químicos são adicionados ao solo e modificam suas propriedades através de dois possíveis mecanismos: pelas reações físico-químicas entre os grãos do solo e os produtos adicionados, ou pela criação de uma matriz que cimenta ou envolve os grãos (OLIVEIRA, 1994). Desta forma, gera-se uma mudança de comportamento do solo quanto à resistência mecânica e estabilidade às intempéries, podendo influenciar também na sua permeabilidade e deformabilidade (PEREIRA, 2012). Dentre os produtos mais utilizados para a estabilização química de solos pode-se citar: cimento, cal, produtos de escórias de alto forno, etc.

Pereira (2012) afirma que o agente químico mais utilizado para a estabilização de solos é o cimento, e ressalta que ele tem afinidade química em estabilizar uma grande variedade de solos. Através do uso do cimento, solos locais que antes não atendiam a requisitos para utilização em bases e sub-bases de pavimentos, podem ser estabilizados e utilizados na obra, adequando-se às especificações exigidas e gerando vantagens econômicas e ambientais.

2.5 SOLO-CIMENTO E SOLO MELHORADO COM CIMENTO

A estabilização química de solos com cimento pode apresentar-se sob duas formas distintas: solo-cimento (SC) e solo melhorado com cimento (SMC). O Manual de Pavimentação do DNIT (BRASIL, 2006a) define solo-cimento como uma mistura de solo, cimento Portland e água, que devidamente compactada, deve satisfazer a certos requisitos de durabilidade, densidade e resistência. O teor de cimento adotado é geralmente da ordem de 6% a 10%, resultando em um material duro, cimentado e de elevada rigidez à flexão. Já o solo melhorado com cimento é obtido através da adição de pequenos teores de cimento (2% a 4%), resultando em uma mistura considerada flexível, e cujo objetivo primordial é a alteração da sua plasticidade e sensibilidade à água. Portanto, a distinção mais clara entre o solo-cimento e o solo melhorado com cimento consiste no objetivo desejado e no teor de cimento empregado nas misturas.

Ceratti (1991) destaca que tecnicamente, com exceção dos solos ricos em mica e húmus, todo o solo pode ser estabilizado com cimento. No entanto, o autor afirma que os solos arenosos bem graduados, com plasticidade de média a baixa, são os mais utilizados, pois requerem baixos teores de cimento. Já os solos com elevada plasticidade, como solos ricos em argila, exigem altos teores de cimento e enérgicos equipamentos misturadores. Quanto maior o teor de cimento exigido, menos econômica torna-se a mistura de solo com cimento, e esta pode apresentar significativa ocorrência de mecanismos de retração durante a hidratação do cimento, implicando no surgimento de fissuras durante a cura do material (BALBO, 2007).

2.5.1 Uso de SC e SMC na pavimentação

Na construção de rodovias, o solo melhorado com cimento é principalmente empregado para alterar a plasticidade, melhorar a trabalhabilidade e atender à especificações granulométricas de certos solos em pista (BERNUCCI *et al.*, 2008). Segundo Balbo (2007), é normalmente empregado como camada de reforço do subleito, e eventualmente, como camada de sub-base de pavimentos. As misturas de solo-cimento, por sua vez, têm sido empregadas como base e sub-base de pavimentos, principalmente onde não há a disponibilidade de materiais britados e agregados a distâncias e custos razoáveis (BALBO, 2007).

As primeiras notícias a respeito do uso de uma mistura de solo-cimento para a obtenção de um material de construção durável e econômico vêm da Florida (EUA), quando em 1915, um construtor experimentou pavimentar uma rua com uma mistura de conchas marinhas, areia de praia e cimento Portland. Entre 1932 e 1935, o Departamento de Estradas de Rodagem da Carolina do Sul (EUA) construiu pistas experimentais utilizando solo-cimento, e a partir de então, diversos estados americanos passaram a executar obras de solo-cimento, principalmente em ruas e estradas (PITTA, 1997).

Já no Brasil, a primeira aplicação de solo-cimento ocorreu por iniciativa da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) quando, em 1940, o material foi utilizado na construção da pista de circulação do Aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro (PITTA, 1997). Subsequentemente, o solo-cimento passou a ser empregado como base ou sub-base de pavimentos como, por exemplo, na construção da estrada entre as cidades de Caxambú e Areias, no estado de Minas Gerais. Até 2009, mais de 25.000 quilômetros haviam sido executados no país utilizando misturas de solo-cimento (ABCP, 2009).

As normas DNIT 142/2010 – ES (DNIT, 2010a) e DNIT 143/2010 – ES (DNIT, 2010b), do Departamento Nacional de Infraestrutura, trazem especificações de serviço para a execução de bases de solo melhorado com cimento e de solo-cimento, respectivamente. Os materiais podem ser misturados em central ou em pista. Segundo ambas as normas, a mistura em central objetiva “as vantagens técnicas e econômicas na dosagem e a homogeneização da mistura solo, cimento e água”. Neste processo, um teor de cimento em volume é misturado ao solo, e caso necessário, uma quantidade de água é adicionada para atender à umidade de compactação (BALBO, 2007).

No entanto, nos casos em que a mistura é feita em pista, utilizando o próprio solo do subleito ou solo importado e espalhado na pista, as seguintes fases de execução devem ser cumpridas: preparo da faixa, pulverização e homogeneização do solo, distribuição de cimento, preparo da mistura de solo e cimento utilizando o equipamento de homogeneização e pulverização, umedecimento, enleiramento e cura por 72 horas (BRASIL, 2010).

Tanto para o solo-cimento quanto para o solo melhorado com cimento, os processos de mistura em central e em pista são semelhantes, mas Balbo (2007) ressalva que, para as misturas de solo-cimento, é necessário intensificar os

cuidados com o controle de umidade e cura do material após a compactação, devido ao elevado teor de cimento empregado.

Bernucci *et al.* (2008) afirmam que as misturas de solo-cimento adquirem boa resistência e durabilidade desde que algumas medidas sejam tomadas: (i) respeitar os prazos máximos de mistura, espalhamento e compactação; (ii) minimizar a ocorrência de trincas por retração; (iii) garantir que o subleito tenha grande capacidade de suporte para que o solo-cimento seja compactado de forma eficiente.

2.5.2 Fadiga de misturas de solo-cimento

Conforme revisado anteriormente, a fadiga é um processo que se desenvolve nas camadas de maior rigidez da estrutura, gerando fissuras que podem resultar na ruptura dos pavimentos. Portanto, as fissuras de fadiga manifestam-se não apenas nas superfícies de revestimentos asfálticos, mas também em bases e sub-bases cimentadas.

Nas bases e sub-bases de solo estabilizado com cimento, a adição do aglomerante hidráulico resulta num esqueleto que agrega as partículas de menores dimensões. Os cristais resultantes de hidratação do cimento, que possuem natureza frágil, sofrem progressivas microfissurações à medida que são solicitados, não guardando significativas deformações plásticas (BALBO, 2007).

No Brasil, Ceratti (1991) realizou ensaios de fadiga em laboratório com diferentes misturas de solo-cimento. As seis misturas foram compostas por quatro tipos de solos tropicais coletados nas regiões sul e sudeste do Brasil. Os diferentes tipos de solo foram definidos de acordo com a classificação MCT e com a classificação H.B.R. (*Highway Research Board*) da AASHTO, conforme a seguir:

- Solo 1: areia de comportamento não-laterítico (NA), A1-B (0).
- Solo 2: areia de comportamento laterítico (LA), A2-4 (0).
- Solo 3: solo argiloso de comportamento laterítico (LG'), A7-5 (14).
- Solo 4: solo arenoso de comportamento não-laterítico (NA'), A6.
- Solo 5: solo arenoso de comportamento laterítico (LA'), A2-6 (0).
- Solo 6: solo arenoso de comportamento não-laterítico, A2-6 (0).

Foram realizados ensaios de fadiga à flexão com tensão controlada, para diferentes níveis de tensões em relação à tensão de ruptura, determinando-se o número de repetições até a ruptura por fadiga. A Tabela 2 apresenta os modelos de fadiga resultantes do estudo de cada uma das misturas, onde ϵ_t é a deformação específica de tração na flexão.

Tabela 2 - Modelos de fadiga para misturas de solo-cimento

Tipo de solo (MCT)	Teor de cimento (%)	Modelo de fadiga
NA	6	$\epsilon_t = 1,86 \times 10^{-4} - 2,20 \times 10^{-5} \times \log N_f$
LA	6	$\epsilon_t = 1,26 \times 10^{-4} - 1,28 \times 10^{-5} \times \log N_f$
LG'	12	$\epsilon_t = 1,55 \times 10^{-4} - 1,45 \times 10^{-5} \times \log N_f$
NA'	10	$\epsilon_t = 1,74 \times 10^{-4} - 1,30 \times 10^{-5} \times \log N_f$
LA'	8	$\epsilon_t = 1,13 \times 10^{-4} - 0,58 \times 10^{-5} \times \log N_f$
NA'	8	$\epsilon_t = 1,69 \times 10^{-4} - 2,00 \times 10^{-5} \times \log N_f$

Fonte: Adaptado de Ceratti (1991)

Através de seu estudo, Ceratti (1991) verificou que a granulometria e a origem pedológica dos solos influencia nos resultados de vida de fadiga de misturas cimentadas. Misturas preparadas com solos finos apresentam maiores valores de vida de fadiga à flexão quando comparadas com solos granulares. Já os solos arenosos de comportamento laterítico (LA') apresentaram maiores valores de vida de fadiga à flexão quando comparados aos solos arenosos de comportamento não laterítico (NA').

2.5.3 Módulo de resiliência de misturas de solo-cimento

Os valores de módulo de resiliência de misturas de solo-cimento podem variar de 2.000 MPa até mesmo acima de 10.000 MPa, dependendo do teor de cimento empregado e do tipo de solo (BALBO, 2007). Valores menores podem ser encontrados para misturas de solo melhorado com cimento, devido ao menor teor de cimento empregado. Outros fatores que podem influenciar no valor do módulo são: o processo executivo utilizado, a umidade do solo durante o processo de compactação da mistura, e os fenômenos de contração e retração (SANBONSUGE, 2013).

Por meio de seu estudo, Ceratti (1991) também comprovou que os módulos de resiliência de misturas de solo-cimento são muito elevados quando comparados com os módulos de materiais granulares normalmente empregados em bases de pavimentos asfálticos.

A Tabela 3 mostra os valores dos módulos de resiliência obtidos por Ceratti (1991) para os diferentes tipos de mistura de solo-cimento. Os resultados mostram a variabilidade nos valores em função da natureza do solo, e deixam claro que os solos arenosos, com menor consumo de cimento, resultam em misturas mais rígidas que as demais.

Tabela 3 - Módulos de resiliência de misturas de solo-cimento

Tipo de solo (MCT)	Teor de cimento (%)	Módulo de resiliência (MPa)
NA	6	13.000 a 20.000
LA	6	8.000 a 16.500
LG'	12	5.000 a 11.000
NA'	10	7.500 a 11.000
LA'	8	7.000 a 15.500
NA'	8	4.400 a 16.800

Fonte: Adaptado de Ceratti (1991).

Macêdo (2004) realizou um estudo com o objetivo de apresentar as melhorias em dois tipos de solo, um laterítico e o outro não laterítico, quando a eles são adicionados pequenos teores de cimento. Através do ensaio triaxial dinâmico, foram encontrados módulos de resiliência que variam de 1.000 a 2.600 MPa para o solo laterítico (amostra 1), com adição de 3%, 5% e 7% de cimento. Já para o solo não laterítico (amostra 2), os módulos variam de 2.000 a 4.600 MPa. Quanto ao solo puro, o maior módulo de resiliência obtido para a amostra 1 foi de 659 MPa, e para a amostra 2 foi de 374 MPa.

Através desse estudo, o autor também observou que, em alguns casos, a relação entre teor de cimento e aumento no módulo de resiliência não se mantém proporcional, não justificando o custo com um incremento no teor de cimento. Em outras palavras, muitas vezes o aumento no teor de cimento representa um ganho relativamente baixo em seu módulo de resiliência.

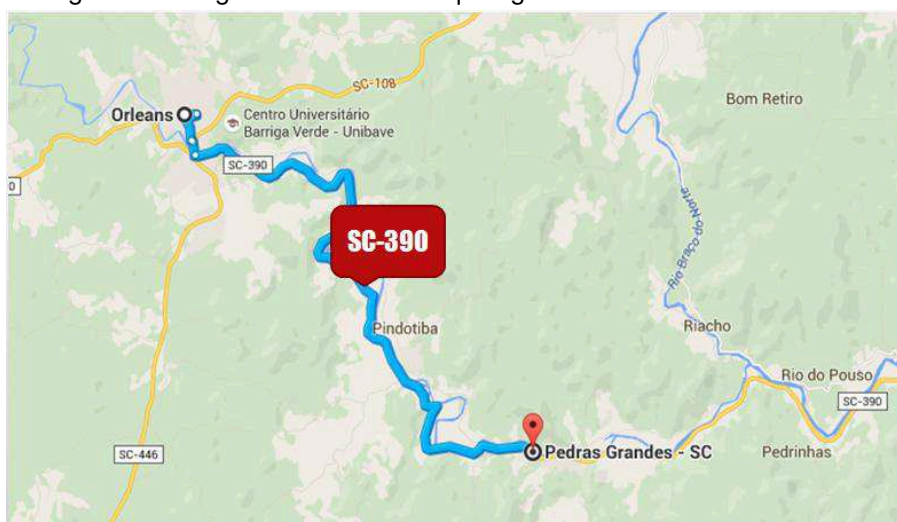
Sanbonsuge (2013) destaca que os valores de módulo de resiliência determinados em laboratório podem divergir do valor determinado para o material em campo. Este fato resulta principalmente das microfissuras geradas na camada, que fazem com que o material trabalhe com um módulo de resiliência inferior ao determinado em laboratório.

3 CARACTERIZAÇÃO DO SEGMENTO

3.1 LOCALIZAÇÃO

O segmento estudado neste trabalho pertence a um trecho da rodovia estadual SC-390 que liga os municípios catarinenses de Orleans e Pedras Grandes (Figura 14). Obra do DEINFRA/SC, este trecho da SC-390 possui 14,5 km de extensão e faz parte de um projeto para facilitar o deslocamento entre as regiões da serra e do mar. A construção teve início em Janeiro de 2012 e o trecho foi aberto ao tráfego em Julho de 2015. De maneira específica, o segmento em análise está localizado no município de Orleans, entre as estacas 12+400 m (km 443+136) e 13+100 m (km 442+436), totalizando 700 metros de extensão. A localização do município em relação ao estado de Santa Catarina é mostrada na Figura 15.

Figura 14 - Segmento da SC-390 que liga Orleans e Pedras Grandes

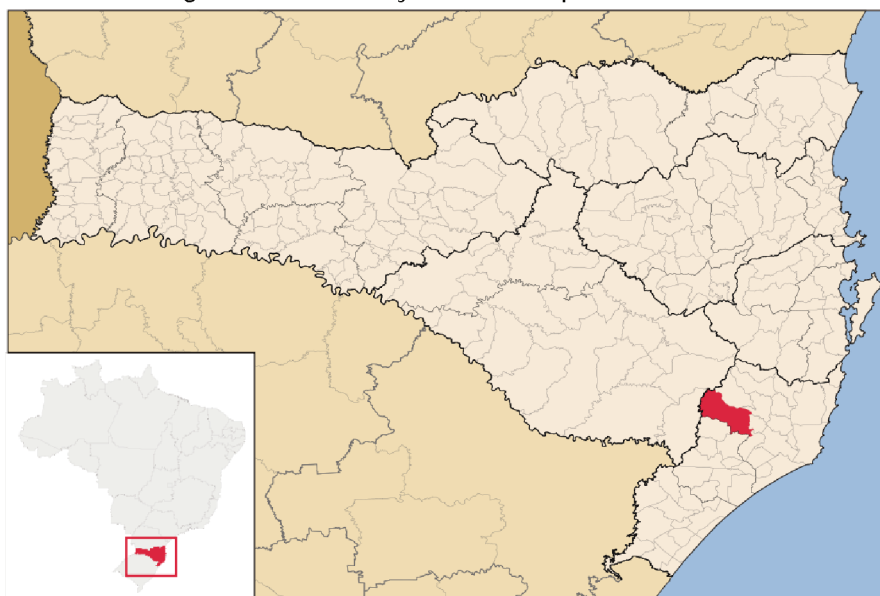


Fonte: DEINFRA/SC (2015).

3.2 DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO

O dimensionamento da estrutura do pavimento foi realizado pelo DEINFRA/SC o qual empregou o Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis do DNER/81. Posteriormente, os resultados obtidos foram verificados através do Método Racional Empírico-Mecanicista.

Figura 15 - Localização do município de Orleans



Fonte: Wikipedia (2015).

3.2.1 Método do DNER/81

3.2.1.1 Determinação dos parâmetros envolvidos

Inicialmente, foram determinados os valores dos parâmetros necessários para a aplicação do ábaco e das inequações do método de dimensionamento.

a) Número de solicitações do eixo padrão (N)

O número de solicitações equivalente ao eixo padrão de 8,2 tf durante o período de projeto foi estimado através de estudo de tráfego, empregando a metodologia do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE).

Tabela 4 - Número N

Localização	Comprimento (km)	Metodologia
		USACE
Pedras Grandes - Orleans	14,5	$6,4 \times 10^6$

Fonte: Autoria própria.

b) Caracterização geotécnica do solo

O valor do Índice de Suporte Califórnia usado para o dimensionamento do pavimento foi obtido através de estudos geotécnicos, os quais foram analisados

estatisticamente. O ISC de projeto utilizado para as camadas de subleito e sub-base foram, respectivamente, de 10% e 20%.

c) Espessura do revestimento betuminoso

Com base na tabela de espessuras mínimas de revestimento betuminoso, foi obtida a espessura de 6 cm através de interpolação, para um N de projeto de $6,4 \times 10^6$.

d) Coeficiente de equivalência estrutural (K)

Foram adotados coeficientes de equivalência estrutural igual a 1,00 para todas as camadas, considerando-se, portanto, que todas possuem comportamento granular.

3.2.1.2 Resultados do dimensionamento

A Tabela 5 apresenta a estrutura final do pavimento após o dimensionamento pela metodologia do DNER/81. Sabendo-se que foram utilizados coeficientes de equivalência estrutural igual a 1,00 para todas as camadas, é possível concluir que o dimensionamento foi realizado para uma estrutura de pavimento flexível. No caso de um pavimento com base de solo melhorado com cimento (semirrígido), adotar-se-ia coeficiente de equivalência estrutural maior que 1,00 para esta camada.

Tabela 5 - Estrutura final do pavimento

Camada do pavimento	Espessura (cm)
Revestimento	6,0
Base	16,0
Sub-base	20,0

Fonte: Autoria própria.

3.2.2 Análise Mecanicista

Após o dimensionamento da estrutura, o DEINFRA/SC realizou uma análise mecanicista para verificação das espessuras obtidas, na qual foram considerados os seguintes critérios:

- a) Fadiga da mistura betuminosa e da camada cimentada, avaliando a deflexão total da estrutura no topo da camada de revestimento, a deformação específica horizontal de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico e tensão de tração na base inferior da camada cimentada;
- b) Acúmulo de deformações permanentes no subleito, avaliando a tensão vertical no topo do subleito.

Para realizar esta análise de tensão-deformação, foi utilizado o *software* ELSYM5, que calcula as tensões, deformações e deslocamentos em qualquer ponto da estrutura a partir de dados iniciais de entrada para as diversas camadas do pavimento.

3.2.2.1 Cálculo dos valores admissíveis

Primeiramente, o DEINFRA/SC calculou os valores máximos admissíveis para os critérios citados anteriormente, adotando-se modelos apresentados na literatura.

- a) Deflexão admissível na superfície do pavimento

Adotou-se o modelo obtido por Pinto e Preussler (1994), através da Equação 8. Ressalta-se que este modelo foi desenvolvido para estruturas de pavimento flexíveis.

$$\log D_{adm} = 3,148 - 0,188 \times \log N \quad (8)$$

em que:

N = número de solicitações equivalentes ao eixo padrão de 8,2 tf, calculado com a metodologia do USACE (igual a $6,4 \times 10^{-6}$);

D_{adm} = deflexão admissível (x 0,01 mm).

- b) Deformação de tração na fibra inferior do revestimento

Foi utilizado o modelo de fadiga (Equação 9) de Fontes (2009), para mistura de granulometria do tipo IV (*Asphalt Institute*), com 15% de borracha e dosada através da metodologia *Marshall*. No entanto a autora afirma que a mistura com

betume-borracha para o qual o modelo foi desenvolvido apresentou resistência à fadiga considerada reduzida quando comparada a valores encontrados na literatura.

$$N = 4,9666 \times 10^{13} \times \left(\frac{1}{\varepsilon t}\right)^{3,315} \times FC \quad (9)$$

em que:

N = número de ciclos à fadiga (USACE);

εt = deformação específica de tração (mm/mm);

$FC = 15$ - fator laboratório/campo usado pelo DEINFRA/SC para o equipamento de flexão em 4 pontos, utilizado para a obtenção desta curva de fadiga e para o qual o FC varia de 0,2 a 20 (Brown & Brunton, 1985).

c) Tensão de tração na face inferior da base de SMC

Adotou-se o modelo proposto por Ceratti (1991), através da Equação 10. Este modelo foi desenvolvido para um solo não laterítico de comportamento arenoso com teor de 10% de cimento.

$$RT = 1,0346 - 0,05056 \times \log N \quad (10)$$

em que:

N = número de solicitações equivalentes ao eixo padrão de 8,2 tf, calculado com a metodologia do USACE (igual a $6,4 \times 10^{-6}$);

RT = relação entre a tensão aplicada na face inferior da camada de base e a resistência à tração na flexão da mistura.

d) Tensão vertical na superfície do subleito

Adotou-se o modelo de Yoder e Witczac (1962), através da Equação 11.

$$\sigma = 0,0365 \times CBR^{1,5} \quad (11)$$

em que:

σ = tensão vertical admissível (kg/cm²);

CBR = CBR do material do subleito (%).

Os resultados dos cálculos e os modelos adotados são resumidos na Tabela 6.

Tabela 6 - Valores admissíveis

Parâmetro	Modelo adotado	Valor admissível
Deflexão na superfície do pavimento (x10 ⁻² mm)	Pinto e Preussler (1994)	74
Deformação na fibra inferior do CAUQ borracha (m/m)	Fontes (2009)	2,71E-04
Tensão de tração na face inferior da base de SMC	Ceratti (1991)	0,13
Tensão vertical na superfície do subleito (MPa)	Yoder e Witczak (1962)	-0,104

Fonte: Adaptado de projeto de pavimentação do DEINFRA/SC.

3.2.2.2 Determinação dos parâmetros de comportamento mecânico

Posteriormente, foram definidos os parâmetros de comportamento mecânico dos materiais que constituem a estrutura do pavimento, para entrada no *software* ELSYM5. Os valores dos coeficientes de Poisson e dos módulos de resiliência também foram estimados a partir de literatura especializada (Tabela 7).

Tabela 7 - Parâmetros de comportamento mecânico

Camada	Espessura	Coef. de Poisson	Fonte (Coef. de Poisson)	Módulo de resiliência (MPa)	Fonte (Módulo de Resiliência)
Revestimento	6,0	0,32	Pinto e Preussler (1991)	5500*	Fontes (2009)
Base	16,0	0,30	Pinto e Preussler (1991)	350	Thompson (1966)
Sub-base	20,0	0,35	Pinto e Preussler (1991)	200	Heukelom e Klomp (1962)
Subleito	Infinito	0,40	Pinto e Preussler (1991)	100	Baldo (1997)

Fonte: Adaptado de projeto de pavimentação do DEINFRA/SC.

*Módulo dinâmico.

3.2.2.3 Cálculo dos parâmetros avaliados pela análise mecanicista

Definidos os parâmetros de comportamento mecânico dos materiais, estes foram inseridos no *software* ELSYM5, o qual calculou os parâmetros avaliados segundo os critérios de fadiga das misturas betuminosas e da camada cimentada e

de acúmulo de deformações permanentes no subleito. Então, estes foram comparados aos valores admissíveis calculados anteriormente através de modelos, conforme apresenta a Tabela 8.

Tabela 8 - Comparação entre valores admissíveis e valores calculados

Parâmetro	Valor admissível	Valor calculado pelo ELSYM5
Deflexão na superfície do pavimento ($\times 10^{-2}$ mm)	74	41
Deformação na fibra inferior do CAUQ borracha (m/m)	2,71E-04	1,61E-04
Tensão de tração na base inferior do SMC (MPa)	0,13	0,11
Tensão vertical na superfície do subleito (MPa)	-0,104	-0,041

Fonte: Adaptado de projeto de pavimentação do DEINFRA/SC.

3.2.2.4 Resultados da análise mecanicista

Conforme observado, os parâmetros calculados apresentaram-se abaixo dos valores admissíveis e, portanto, a análise mecanística realizada pelo DEINFRA/SC confirmou as espessuras definidas pela metodologia do DNER/81.

No entanto, alguns dos parâmetros utilizados nesta análise foram adotados através de critérios que não consideram a existência de camadas cimentadas na estrutura do pavimento. É o caso, por exemplo, da deflexão admissível na superfície do pavimento, calculada para uma estrutura flexível, e do módulo de resiliência da camada de base, cujo valor é pequeno para uma camada de solo melhorado com cimento.

3.3 PROCESSO CONSTRUTIVO E CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.3.1 Regularização e Sub-base

As camadas de regularização e de sub-base do trecho estudado foram executadas com solo de jazida, escolhido através de um estudo preliminar constituído pelas seguintes etapas:

- a) Identificação dos solos disponíveis na região para uso nas camadas de base, sub-base e regularização;
- b) Identificação e estudo das jazidas e empréstimos disponíveis;
- c) Definição das jazidas e empréstimos a utilizar;
- d) Ensaio de caracterização do solo.

A Figura 16 mostra a jazida J1-KM4+200, escolhida para o empréstimo de solo.

Figura 16 - Jazida J1-KM 4+200



Fonte: DEINFRA/SC (2015)

A Tabela 9 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização do solo utilizado. O ensaio de Índice de Suporte Califórnia foi realizado com energia de compactação intermediária.

Tabela 9 - Caracterização do solo utilizado

Características	Resultados
Identificação	Saibro amarelo
Classificação H.R.B.	A-1-A
Densidade máxima	1,964
Umidade ótima (%)	9,3
I.S.C (%)	40
Expansão (%)	0,2
Módulo de resiliência (MPa)	326
Ensaio de granulometria	
Peneira Nº 3/4"	100%
Peneira Nº 3/8"	95%
Peneira Nº 4	80%
Peneira Nº 10	44%
Peneira Nº 40	25%
Peneira Nº 200	11%

Fonte: Adaptado de relatório de projeto do DEINFRA/SC.

O módulo de resiliência apresentado na Tabela 9 representa uma média aritmética dos resultados obtidos para 5 amostras de solo. A fim de determinar o módulo de resiliência da camada de sub-base de forma adequada, é necessário conhecer as tensões atuantes na camada (tensão confinante e tensão-desvio). O Apêndice A – “Ensaio de caracterização do solo sem cimento” apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do solo sem cimento, incluindo os ensaios de módulo de resiliência, realizados de acordo com a norma DNIT 134/2010 – ME: “Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio” (DNIT, 2010c).

3.3.2 Base

A base do pavimento foi executada com uma mistura de solo de jazida e cimento. Para a determinação do teor de cimento de projeto, realizou-se, primeiramente, um estudo em laboratório constituído pelas seguintes etapas:

- a) Escolha do Cimento Portland: CP IV-32;
- b) Realização de ensaios de compactação Proctor (energia intermediária) com proporções de cimento de 2,0%, 2,5% e 3,0%;
- c) Moldagem e rompimento de corpos de prova (10x20 cm) à compressão simples para verificação da resistência aos sete dias de cura;
- d) Determinação em laboratório do teor proposto de cimento para atingir a resistência especificada em projeto.

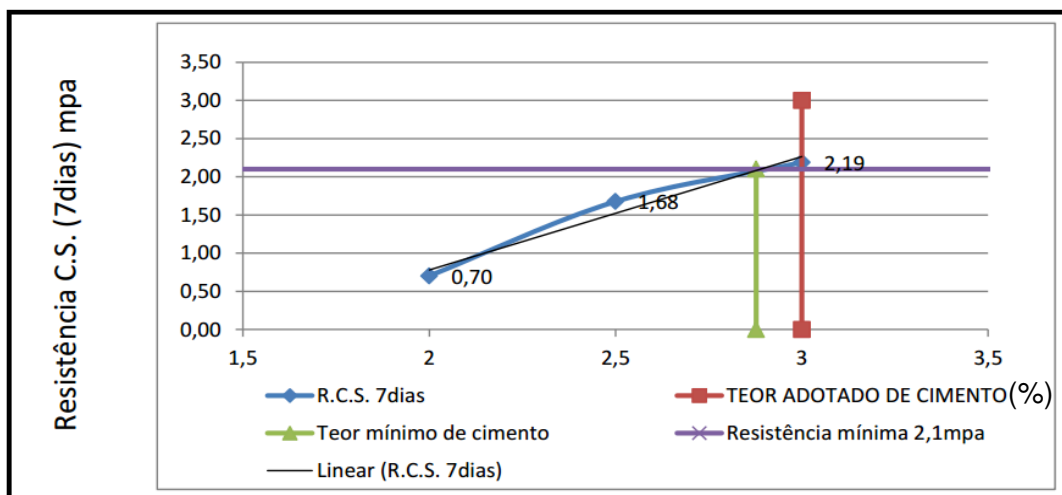
A Norma ABNT NBR 12253:1992 – “Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento” estabelece que deverá ser adotado como teor de cimento o menor dos teores com os quais a resistência média à compressão for igual ou superior a 2,1 MPa, aos sete dias de idade. A Tabela 10 mostra a média dos resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão simples aos 7 dias de cura. O teor mínimo de cimento definido através do estudo de laboratório foi de 2,9% (Figura 17).

Tabela 10 - Resultados do ensaio de R.C.S.

Teor de cimento (%)	R.S.C. 7 dias (MPa)
2,0	0,70
2,5	1,68
3,0	2,19

Fonte: Adaptado de relatório de projeto do DEINFRA/SC.

Figura 17 - Definição do teor mínimo de cimento: laboratório



ENERGIA DE COMPACTAÇÃO INTERMEDIÁRIA.

Fonte: Relatório de projeto do DEINFRA/SC.

Após a determinação da quantidade de cimento em laboratório, foram executadas pistas experimentais. O experimento para ajustar o teor de cimento foi constituído pelas seguintes etapas:

- Execução de três segmentos de 200 metros cada com adição de 2,0%, 2,5% e 3% de cimento (em termos de peso seco);
- Avaliação da taxa de cimento pelo método da bandeja;
- Realização de ensaio de compactação para definição da densidade máxima seca e da umidade ótima, com o material de cada segmento;
- Moldagem e rompimento de corpos de prova (10x20 cm) à compressão simples para verificação da resistência aos sete dias;
- Realização de furos *in situ* para a verificação da densidade;
- Medição de deflexões com a viga *Benkelman* no dia, após 1 dia e após 7 dias da execução;
- Determinação do teor de cimento a ser utilizado no projeto.

A Tabela 11 mostra a média dos resultados obtidos para a resistência à compressão simples aos 7 dias de cura. O teor mínimo de cimento determinado através do estudo das pistas experimentais foi de 2,7% (Figura 18), e o teor adotado foi de 3%. A Norma ABNT NBR 12253:1992 – “Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento” recomenda um teor mínimo de cimento em massa de 5% e estabelece que teores de até 3,5% em massa podem ser empregados desde que a mistura seja processada em usina e que o solo seja do tipo A1-a, A1-b ou A2-4. No entanto, segundo a literatura tradicional e a prática rodoviária, aplicam-se teores de 2% a 4% em misturas de solo melhorado com cimento.

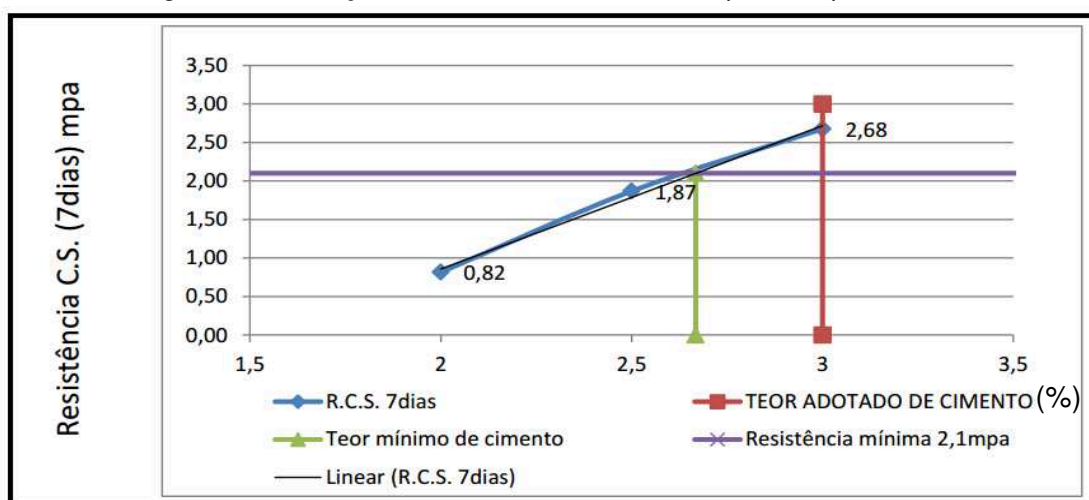
Tabela 11 - Resultados do ensaio de R.C.S.

Teor de cimento (%)	R.S.C. 7 dias (MPa)
2,0	0,82
2,5	1,87
3,0	2,68

Fonte: Fonte: Adaptado de relatório de projeto do DEINFRA/SC.

O Apêndice B – “Ensaio de caracterização do solo com cimento” apresenta os resultados fornecidos dos ensaios realizados em laboratório e em pistas experimentais para os três diferentes teores de cimento. Também são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência para o solo com teor de cimento de 3%.

Figura 18 - Definição do teor mínimo de cimento: pistas experimentais



ENERGIA DE COMPACTAÇÃO INTERMEDIÁRIA.

Fonte: Relatório de projeto do DEINFRA/SC.

3.3.2.1 Execução da camada de base

No processo de execução da camada de base de solo melhorado com cimento, primeiramente foi realizado o lançamento do solo de jazida (Figura 19), seguido pelo umedecimento (Figura 20) e pela pré-compactação do solo (Figura 21), a qual tem como objetivos proporcionar trafegabilidade aos usuários e garantir que o material lançado esteja na cota definida em projeto.

Figura 19 - Espalhamento do solo de jazida com motoniveladora



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Figura 20 - Umedecimento do solo com caminhão pipa



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Figura 21 - Pré-compactação do solo



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Após o lançamento do solo, umedecimento e compactação, foi realizado o espalhamento do cimento com a utilização de um caminhão distribuidor (Figura 22). A taxa de cimento foi verificada através do método da bandeja, a cada 500 metros (Figura 23).

Figura 22 - Espalhamento do cimento com caminhão distribuidor



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Figura 23 - Ensaio de verificação da taxa de cimento



Fonte: DEINFRA/SC (2015)

Em seguida, foi realizada a mistura e a homogeneização entre solo, cimento e água, com o uso de uma recicladora, durante o tempo necessário para assegurar uma mistura completa e uniforme (Figura 24).

Figura 24 – Mistura e homogeneização entre solo e cimento



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Por fim, foi realizada a compactação da camada de base (Figura 25), seguida pelo umedecimento, acabamento e cura da plataforma (Figura 26).

Figura 25 - Compactação da camada de base



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Figura 26 - Acabamento da plataforma



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Visando ao acompanhamento e ao controle de qualidade do material e da construção da camada de base, foi prevista a execução, em campo e em laboratório, dos seguintes ensaios de rotina:

- a) Ensaio de verificação da taxa de cimento pelo método da bandeja, a cada 500 metros;
- b) Ensaio de compactação na umidade de campo, a cada 800 metros;

- c) Moldagem de corpos de prova (10x20 cm), a cada 400 metros, para rompimento aos 7 dias de cura, com energia intermediária;
- d) Furos para verificação da densidade *in situ*, pelo método do frasco de areia, a cada 100 metros (Figura 27);
- e) Medição de deflexões com a Viga *Benkelman*, a cada 20 metros.

Os resultados das medidas de deflexão encontram-se no Apêndice C – “Controle de qualidade do processo executivo”.

Figura 27 - Furos para medição da densidade *in situ*



Fonte: DEINFRA/SC (2015)

Durante a etapa de execução, determinou-se a deflexão máxima admissível na camada de base através de uma análise de tensão-deformação no programa ELSYM5. O valor encontrado foi de 55 (x 0,01 mm), utilizando-se os parâmetros da

Tabela 12. Não há especificação quanto à determinação dos módulos de resiliência adotados.

Tabela 12 – Parâmetros empregados para determinar a deflexão máxima na camada de base

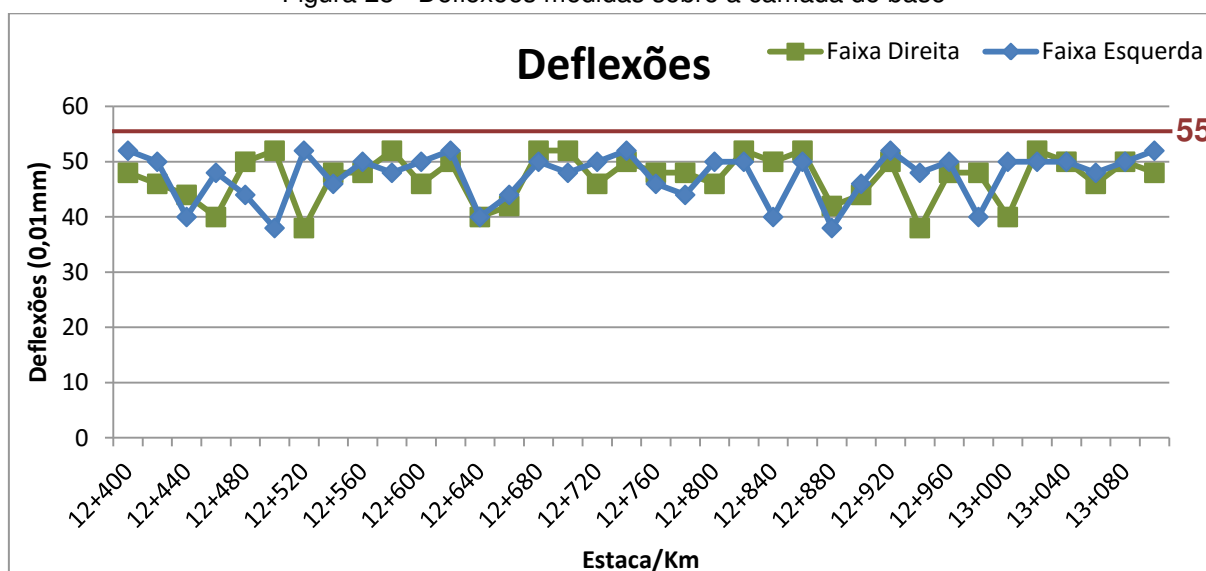
Camada	Módulo de resiliência (MPa)	Coefficiente de Poisson	Espessura (cm)
Base	700	0,35	18*
Sub-base	200	0,35	15*
Subleito	100	0,45	0

Fonte: Autoria Própria.

*Espessuras adotadas pelo DEINFRA/SC na execução das camadas de base e sub-base, as quais são diferentes das espessuras obtidas pelo dimensionamento.

As deflexões foram medidas a cada 20 metros, em ambas as faixas, com o emprego de uma viga *Benkelman*. A Figura 28 mostra as deflexões medidas entre as estacas 12+400 e 13+100, no dia da construção. Verifica-se que o limite de deflexão não foi ultrapassado em nenhum dos pontos medidos.

Figura 28 - Deflexões medidas sobre a camada de base



Fonte: Autoria Própria.

3.3.3 Tratamento superficial simples

Antecedendo à execução da camada de revestimento, foi realizado um Tratamento Superficial Simples (TSS) no pavimento, a fim de criar uma camada de proteção mecânica contra a ação do tráfego, visto que este é liberado 7 dias após a construção. Este tratamento consiste em uma aplicação de ligante asfáltico coberta por uma camada de agregado mineral submetida à compressão. Na rodovia em questão, foram utilizados emulsão asfáltica catiônica de ruptura rápida (RR2C) e pedrisco.

A qualidade do tratamento superficial simples foi controlada com a execução dos seguintes ensaios de rotina:

- a) Um ensaio de granulometria de cada agregado por dia;
- b) Um ensaio de taxa de aplicação do agregado por dia;
- c) Um ensaio de taxa de aplicação da emulsão por dia.

Durante o desenvolvimento deste TCC, foram obtidos os resultados dos ensaios realizados.

3.3.4 Revestimento

A camada de revestimento foi executada com Concreto Asfáltico Usinado à Quente (CAUQ) modificado com borracha, dosado segundo a metodologia Marshall. Primeiramente, foi executada uma camada intermediária com mistura de CAUQ Massa Fina com Borracha, de granulometria pertencente à faixa “F” do DEINFRA (Figura 29), com o objetivo de corrigir a superfície do tratamento superficial e desta forma minimizar a irregularidade na camada de revestimento. Por fim, uma mistura de CAUQ Borracha, de granulometria pertencente à faixa “D” do DEINFRA, foi utilizada para execução da camada de revestimento (Figura 30). Não foram obtidas informações referentes às propriedades das misturas asfálticas utilizadas.

Figura 29 - Execução da camada de massa fina



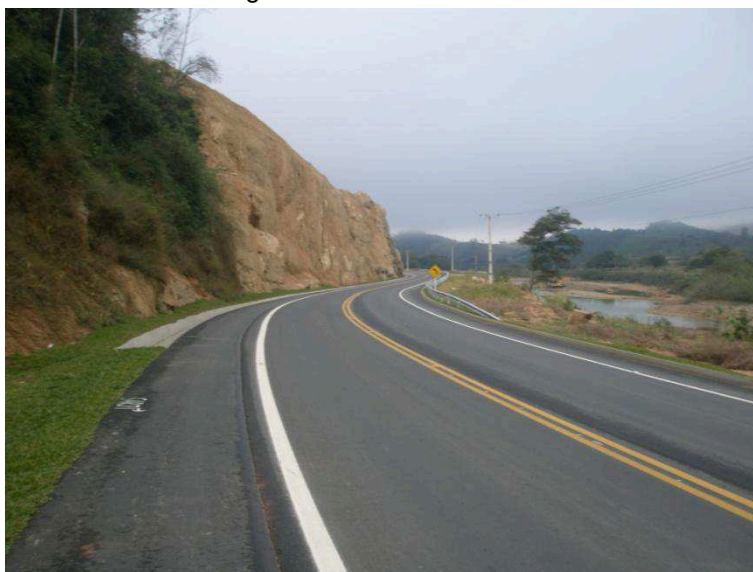
Fonte: DEINFRA/SC (2015).

Figura 30 - Execução da camada de revestimento



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

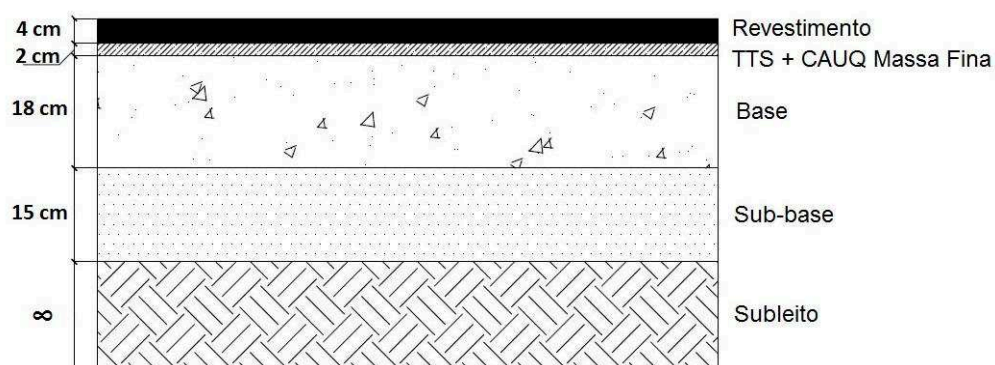
Figura 31 - Obra finalizada



Fonte: DEINFRA/SC (2015).

A Figura 32 apresenta a estrutura final do pavimento executado. As espessuras das camadas de base e sub-base adotadas na execução do pavimento são diferentes das obtidas pelo dimensionamento.

Figura 32 - Estrutura do pavimento executado



Fonte: Autoria própria.

Da mesma forma, para a camada de revestimento, determinou-se a deflexão máxima admissível através de uma análise de tensão-deformação no programa ELSYM5. O valor encontrado foi de 44 (x 0,01 mm), utilizando-se os parâmetros da Tabela 13. Não há especificação quanto à determinação dos módulos de resiliência adotados.

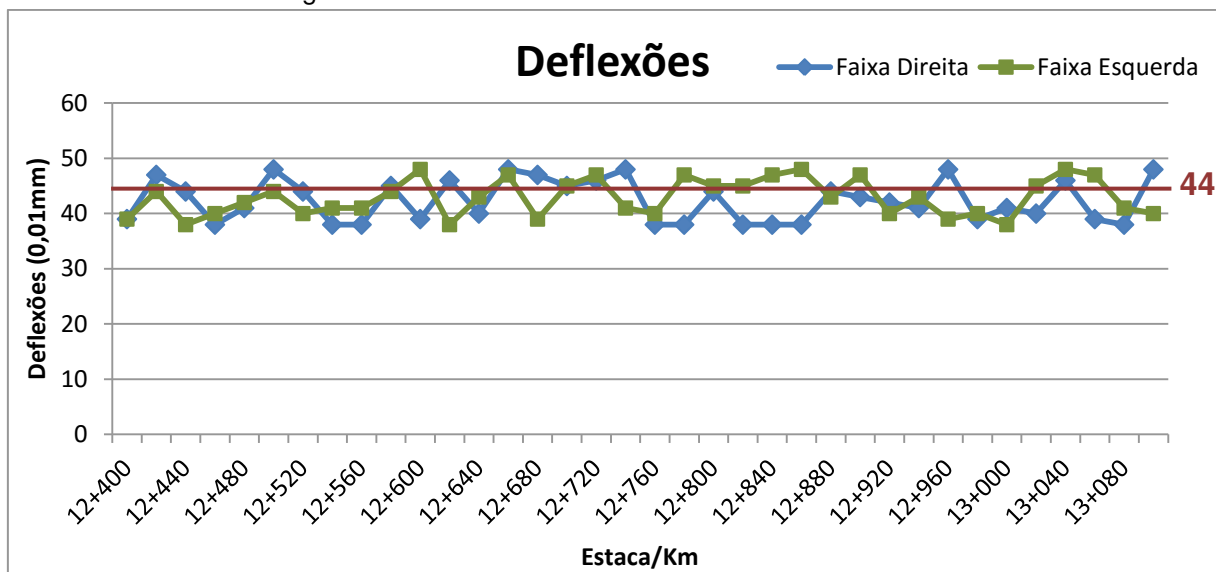
Tabela 13 – Parâmetros empregados para determinar a deflexão máxima no revestimento

Camada	Módulo de resiliência (MPa)	Coefficiente de Poisson	Espessura (cm)
Revestimento	4000	0,30	6
Base	700	0,35	18
Sub-base	200	0,35	15
Subleito	100	0,45	0

Fonte: Autoria Própria.

As deflexões foram medidas a cada 20 metros, em ambas as faixas, com o emprego uma viga *Benkelman*. A Figura 33 mostra as deflexões medidas entre as estacas 12+400 e 13+100, no dia da construção. Verifica-se que alguns pontos ultrapassaram o limite de deflexão.

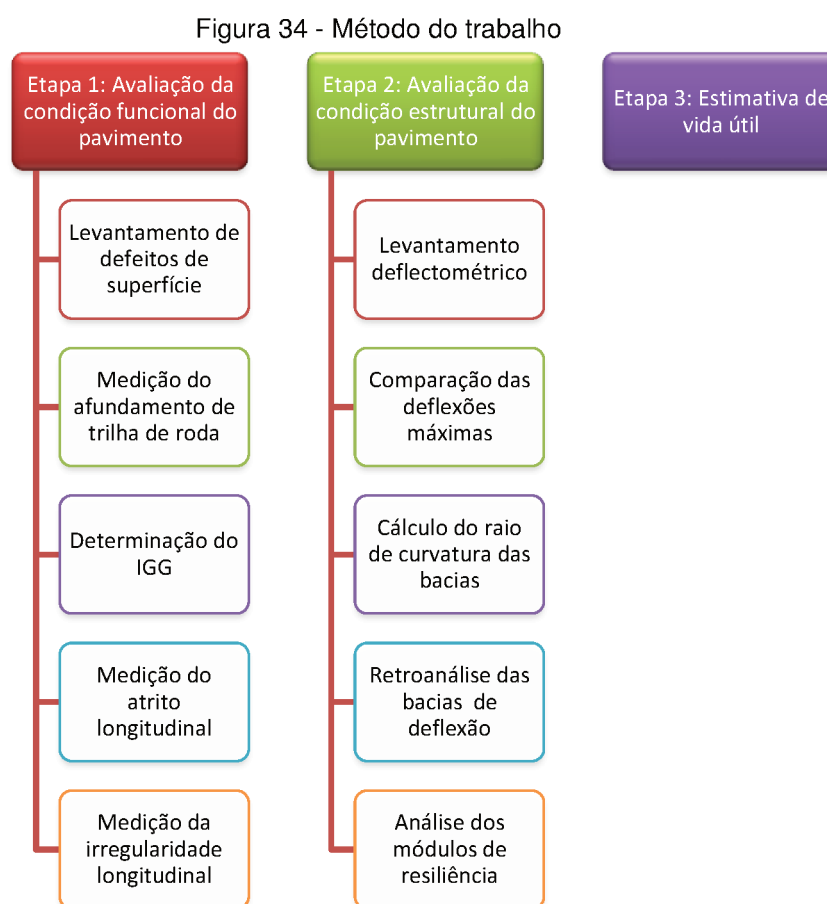
Figura 33 - Deflexões medidas sobre a camada de revestimento



Fonte: Autoria Própria.

4 MÉTODO DO TRABALHO

Após a caracterização do segmento em estudo, apresentados no capítulo anterior, para a elaboração deste Trabalho de Conclusão de Curso foram definidas três etapas, detalhadas na Figura 34.



Fonte: Autoria Própria.

4.1 AVALIAÇÃO FUNCIONAL DO PAVIMENTO

A avaliação funcional do segmento estudado foi realizada com base em dados de levantamento de defeitos de superfície, medidas de afundamento de trilha de roda, de irregularidade longitudinal e de atrito longitudinal.

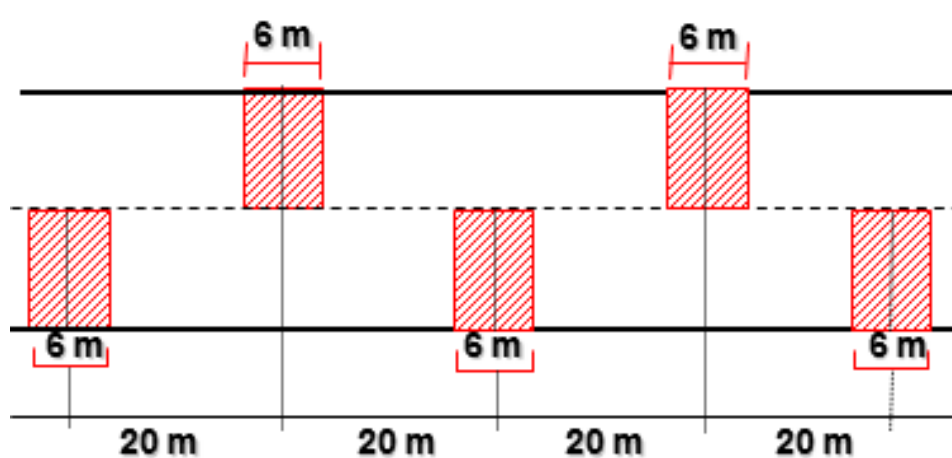
4.1.1 Levantamento de defeitos de superfície

Nesta etapa, realizou-se um levantamento na superfície do pavimento, a fim de identificar e classificar os defeitos aparentes e também determinar as

deformações permanentes nas trilhas de roda. O levantamento foi realizado com base na norma DNIT PRO 006/2003 (DNIT, 2003b).

Nesta metodologia, marcam-se seções amostrais a cada 20 metros alternados em relação ao eixo da pista de rolamento, ou seja, há uma seção amostral a cada 40 metros na mesma faixa. Cada estação de avaliação é delimitada por uma área com 6 m de extensão (3 m antes e 3 m após cada estaca demarcada), e com largura igual a da faixa avaliada (Figura 35).

Figura 35 - Configuração das seções amostrais para a avaliação objetiva



Fonte: DNIT (2003b)

Através deste procedimento, é possível realizar o inventário de cerca de 15% da área total do revestimento. Entretanto, no caso do segmento monitorado, optou-se por marcar seções espaçadas a cada 20 metros na mesma faixa, aumentando-se assim a área de 15% para 30%, e melhorando a precisão do levantamento. No total, foram avaliadas 36 seções amostrais em cada faixa de rolamento.

Em março de 2016, foi realizado o inventário dos defeitos de superfície existentes no segmento, entre as estacas 12+400 e 13+100. Em cada área analisada, buscou-se a ocorrência dos seguintes defeitos: trincamentos e fissuras, afundamento, ondulação ou corrugação, escorregamento, exsudação, desgaste, panela ou buraco e remendo. Os defeitos encontrados foram demarcados (Figura 36) e em seguida anotados em uma planilha de acordo com a classificação da norma DNIT 005/2003 – TER (DNIT, 2003a).

Figura 36 - Demarcação de defeitos de superfície



Fonte: Autoria Própria.

4.1.2 Afundamento de trilha de roda

Simultaneamente ao levantamento de defeitos de superfície, foram medidas as flechas nas trilhas de roda, entre as estacas 12+400 e 13+100.

Em abril de 2016, o procedimento foi realizado através da utilização de uma barra metálica com 1,2 m de comprimento, posicionada na superfície do pavimento. A flecha, em milímetros, foi medida através de uma régua móvel posicionada no ponto médio da barra. As medidas foram executadas apenas nas trilhas de roda externa (TRE).

Figura 37 - Medição das flechas na trilha de roda



Fonte: Autoria Própria.

Em maio de 2016, também foram medidas as flechas nas trilhas de roda interna e externa, utilizando-se um perfilômetro a laser.

Os resultados obtidos foram comparados com o valor máximo estabelecido pela Associação de Transportes do Estado de São Paulo (ARTESP), que é de 7 mm, para extensão de avaliação mínima de 200 m e máxima de 1.000 m, por faixa de rolamento.

4.1.3 Determinação do Índice de Gravidade Global (IGG)

De posse dos dados levantados quanto aos defeitos de superfície e ao afundamento de trilha de roda, determinou-se o valor do IGG com base na norma DNIT PRO 006/2003 (DNIT, 2003b), a fim de realizar a avaliação objetiva de superfície.

Inicialmente, calculou-se o Índice de Gravidade Individual (IGI) relativo aos defeitos de superfície, seguindo as seguintes etapas:

- a) Determinação da frequência absoluta (f_a), que corresponde ao número de ocorrências de cada tipo de defeito no segmento levantado;
- b) Cálculo da frequência relativa (f_r) de ocorrência de cada tipo de defeito (Equação 12), em relação ao número de estações analisadas (n);

$$f_r = \frac{f_a \times 100}{n} \quad (12)$$

- c) Determinação do fator de ponderação (f_p) para cada tipo de defeito, de acordo com a norma (Tabela 14).

Tabela 14 - Valor do fator de ponderação

Codificação de ocorrências de acordo com a norma DNIT 005/2003-TER	Fator de ponderação
(FC-1) FI, TCC, TTL, TLC, TLL, TRR	0,2
(FC-2) J, TB	0,5
(FC-3) JE, TBE	0,8
ALP, ATP, ALC, ATC	0,9
O, P, E	1
EX	0,5
D	0,3
R	0,6

Fonte: DNIT (2003b).

d) Cálculo do IGI (Equação 13) para cada tipo de defeito inventariado.

$$IGI = f_r \times f_p \quad (13)$$

Com relação aos afundamentos de trilha de roda, o IGI foi calculado através das seguintes etapas:

- Cálculo da média aritmética dos afundamentos, ou flechas (F);
- Cálculo da média aritmética da variância das flechas (FV);
- Cálculo de IGI (F) e IGI (FV) usando duas das equações abaixo.

$$IGI_F = F \times \frac{4}{3} \quad (se F \leq 30) \quad (14)$$

$$IGI_F = 40 \quad (se F > 30) \quad (15)$$

$$IGI_{FV} = FV \times 1,0 \quad (se F \leq 50) \quad (16)$$

$$IGI_{FV} = 50 \quad (se FV = 50) \quad (17)$$

Por fim, o IGG foi calculado através da Equação 18.

$$IGG = \sum IGI \quad (18)$$

Com o resultado obtido, determinou-se o conceito de degradação do pavimento (Tabela 15), conforme critérios estabelecidos pela norma DNIT PRO 006/2003 (DNIT, 2003b).

Tabela 15 - Conceitos de degradação do pavimento em função do IGG

Conceito	Limites
Ótimo	$0 < \text{IGG} \leq 20$
Bom	$20 < \text{IGG} \leq 40$
Regular	$40 < \text{IGG} \leq 80$
Ruim	$80 < \text{IGG} \leq 160$
Péssimo	$\text{IGG} > 160$

Fonte: DNIT (2003b).

O IGG obtido também foi comparado com a condição estabelecida pela ARTESP (2014), para extensão de avaliação mínima de 200 m e máxima de 1.000 m, por faixa de rolamento: $\text{IGG} \leq 30$.

4.1.4 Irregularidade longitudinal

Em maio de 2016, a BR Distribuidora SA também mediu a irregularidade longitudinal, empregando-se um perfilômetro a laser. O equipamento utilizado é mostrado na Figura 38.

Figura 38 - Perfilômetro a laser empregado no levantamento



Fonte: Autoria Própria.

O perfilômetro é composto por sensores que registram concomitantemente o deslocamento longitudinal, a altura do veículo até o pavimento e a aceleração vertical do veículo, a fim de obter o perfil de irregularidades de cada faixa de rolamento. Através deste perfil, é calculada a irregularidade longitudinal do pavimento (IRI).

Neste levantamento, os valores de IRI foram medidos por três sensores, a cada 20 metros. Para cada estaca, fez-se a média entre os valores medidos pelos três sensores, totalizando 36 medidas em cada faixa de rolamento.

A fim de avaliar as condições do pavimento quanto à irregularidade longitudinal, os valores de IRI obtidos foram comparados com o limite de aceitabilidade estabelecido pela ARTESP, que é de 2,69 m/km ($IRI \leq 2,69$ m/km), para extensão de avaliação mínima de 200 m e máxima de 1.000 m, por faixa de rolamento.

Além disso, foram definidas as condições de superfície do pavimento em função do IRI, conforme a classificação do Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006b), mostrada na Tabela 16.

Tabela 16- Condições de superfície do pavimento

Conceito	Irregularidade	
	QI (cont./km)	IRI (m/km)
Excelente	13-25	1-1,9
Bom	25-35	1,9-2,7
Regular	35-45	2,7-3,5
Ruim	45-60	3,5-4,6
Péssimo	> 60	> 4,6

Fonte: Brasil (2006b).

4.1.5 Aderência pneu-pavimento

Em maio de 2016, determinaram-se os valores de coeficiente de atrito em ambas as faixas do segmento em estudo. O equipamento utilizado foi o *Grip Tester* de fabricação da empresa *Findlay Irvine*, modelo 434 (Figura 39). As medidas foram realizadas pela empresa BR Distribuidora SA.

Figura 39 – Equipamento *Grip Tester* utilizado

Fonte: Autoria própria.

O *Grip Tester* foi rebocado por um veículo, o qual realizou o ensaio com uma velocidade de aproximadamente 25 km/h. Durante a medição do atrito, uma vazão constante de água foi aspergida na frente da roda teste do equipamento (roda central), criando uma película de água com espessura aproximada de 1,0 mm. As forças verticais e horizontais atuantes sobre a roda teste foram medidas continuamente por tensiômetros, e os valores médios calculados e exibidos na tela do computador de bordo a cada dez metros do levantamento (DYNATEST, 2016). Por fim, o *Grip Number* (coeficiente de atrito) foi calculado segundo a Equação 19.

$$GN = \frac{F_v}{F_h} \quad (19)$$

em que:

GN = *grip number* (adimensional);

F_v = força vertical (kgf);

F_h = força horizontal (kgf).

Os resultados obtidos foram comparados aos parâmetros determinados pela Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC, 2012) para pistas de pouso e decolagem, já que não existem recomendações do DNIT quanto aos coeficientes de atrito medidos pelo *Grip Tester*. Para um nível de manutenção, a ANAC determina valores

de GN entre 0,36 e 0,53. O nível de manutenção é aquele abaixo do qual devem ser iniciadas ações visando restabelecer o coeficiente de atrito do pavimento.

4.2 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO

4.2.1 Levantamentos deflectométricos

Em março e abril de 2015, foi realizado um levantamento deflectométrico pela construtora TV Técnica Viária Construções LTDA, utilizando uma viga *Benkelman* convencional com relação de comprimento de 2:1 entre os braços a:b. As medidas foram realizadas conforme a norma DNER-ME 024/94 (DNER, 1994).

A deflexão do pavimento no ponto de prova (D_0) foi calculada através da Equação 20.

$$D_0 = (L_f - L_i) \times F \quad (20)$$

em que:

D_0 = deflexão total medida sob a roda (x 0,01 mm);

L_i = leitura inicial no extensômetro (x 0,01 mm);

L_f = leitura final no extensômetro (x 0,01 mm);

F = fator de correção dado pela relação entre os braços da alavanca.

Em maio de 2016, foi realizado o levantamento deflectométrico nas duas faixas do segmento, pela BR Distribuidora SA, utilizando-se o deflectômetro de impacto FWD da marca KUAB, de fabricação sueca (Figura 40). O equipamento caracteriza-se pela presença de sete sensores e um sistema de carregamento que produz cargas de 14 a 150 kN. O levantamento foi realizado de acordo com a norma DNER-PRO 273/96 (DNER, 1996).

Figura 40 - Equipamento FWD utilizado



Fonte: Autoria Própria.

Inicialmente, programou-se o número de cargas aplicadas em cada estação de ensaio através do computador, assim como as respectivas alturas de queda (carga). Após a inicialização do sistema, as medidas foram executadas na superfície do pavimento, a cada 20 metros. Em cada estação, os sete sensores mediram as deflexões D0, D1, D2, D3, D4, D5 e D6, distantes, respectivamente, 0, 20, 30, 45, 60, 90 e 120 cm do ponto de aplicação da carga. Além das 72 bacias de deflexão medidas (36 em cada faixa de rolamento), também foram registradas a temperatura do ar e do pavimento, e a carga aplicada em cada ponto de ensaio (aproximadamente 40 kN). Os resultados do levantamento deflectométrico com o FWD encontram-se no Apêndice E – “Avaliação estrutural do pavimento”.

4.2.2 Comparação das deflexões máximas

Depois de obtidos os valores das bacias de deflexão com o FWD, as deflexões máximas (D0) foram comparadas às deflexões medidas com a viga *Benkelman* em 2015.

As medidas de deflexões sobre um mesmo pavimento apresentam variações de acordo com o tipo de equipamento utilizado (BALBO, 2007). Sendo assim, para fins de comparação, é recomendada a utilização de um modelo de correlação entre as medidas efetuadas através da VB e do FWD. Entretanto, de acordo com Borges (2001), para deflexões medidas no intervalo entre 20 e 40 ($\times 0,01$ mm), não há diferença significativa nos valores de deflexões medidas com os dois equipamentos.

Neste trabalho, optou-se pela não utilização de um modelo de conversão, uma vez que não foram encontradas equações desenvolvidas para estruturas semelhantes ao trecho em estudo. Salienta-se, ainda, que cada estrutura possui suas peculiaridades e necessitaria de um modelo próprio de calibração entre as medidas efetuadas com os dois equipamentos.

4.2.3 Cálculo do raio de curvatura das bacias

Segundo Brasil (2006b), a avaliação estrutural de um pavimento deve considerar não apenas a análise das deflexões máximas, mas também a forma das bacias de deflexão, representada pelo raio de curvatura. O raio de curvatura é um parâmetro que indica o arqueamento da bacia na sua porção mais crítica, geralmente a 25 cm do centro da carga, e é calculado através da Equação 21.

$$R = \frac{(10 \times x^2)}{2 \times (d_0 - d_x)} \quad (21)$$

em que:

R = Raio de curvatura (m);

x = distância ao centro da carga (cm);

d₀ = deflexão máxima (x 0,01 mm);

d_x = deflexão no ponto considerado (x 0,01 mm).

Neste trabalho, foi calculado o raio de curvatura das 72 bacias de deflexão, a uma distância de 20 e 30 cm ao centro da carga. O valor do raio a 25 cm do centro da carga foi calculado através de uma interpolação linear. Valores inferiores a 100 m indicam um severo arqueamento da deformada e denotam uma condição estrutural crítica, exigindo uma análise mais aprofundada da estrutura (BRASIL, 2006b).

4.2.4 Retroanálise das bacias de deflexão

Com os dados do levantamento deflectométrico de 2016, realizou-se a retroanálise das bacias de deflexão através do *software* BAKFAA. Este *software* foi

desenvolvido pela *Federal Aviation Administration* (EUA) para realizar a retroanálise de pavimentos aeroportuários, porém apresenta a mesma precisão quando aplicado a pavimentos rodoviários. O BAKFAA baseia-se na Teoria de Sistema de Camadas Elásticas e utiliza a função de mínimos quadrados para diminuir os desvios entre as bacias de deflexão medidas e calculadas pelo programa, visando a minimizar os erros do processo de retroanálise (ANDRADE, 2015).

Após a inicialização do programa (Figura 41), é necessário inserir os parâmetros de entrada para a realização da retroanálise. Quanto à caracterização das camadas, é preciso informar o módulo de resiliência (MPa), o coeficiente de Poisson, a espessura (mm) e o parâmetro de condição de interface de cada camada, que é igual a 1,00 (condição plenamente aderida).

Os coeficientes de Poisson são fixados em valores típicos para cada material, já que interferem pouco na bacia de deflexões (BRASIL, 2006a). Para os módulos de resiliência, é feita uma estimativa inicial com base no tipo de material que compõe cada camada.

Figura 41 – Tela de abertura do BAKFAA e exemplo de inserção de dados

The screenshot shows the BAKFAA software interface with the following data and controls:

Layer Nbr	Young's Modulus, MPa	Poisson's Ratio	Interface Parameter (0 to 1.0)	Thickness, mm	Layer Changeable
1	5000	0.30	1.00	60	<input checked="" type="checkbox"/>
2	2000	0.25	1.00	150	<input checked="" type="checkbox"/>
3	200	0.35	1.00	180	<input checked="" type="checkbox"/>
4	100	0.45	1.00	0	<input checked="" type="checkbox"/>
5					<input type="checkbox"/>
6					<input type="checkbox"/>
7					<input type="checkbox"/>
8					<input type="checkbox"/>
9					<input type="checkbox"/>
10					<input type="checkbox"/>

Sensor	1	2	3	4	5	6	7
Offset, mm	0	200	300	450	600	900	1200
Defln, mc	209	171	150	128	108	82	61
Calc, mc							

Iteration Tolerance: 0.0001 | Evaluation Depth, mm: 0

Plate Radius, mm: 150 | Plate Load, KN: 40

Function RMS, mc: | Iteration Number: |

Loaded Deflection, mc: 796.80 | Unloaded Deflection, mc: | Calculated J.T.E, %: |

Buttons: Approach, Depart, Batch Graph, Help, Select Load and Run LEAF, Exit

Fonte: BAKFAA.

Quanto aos dados do levantamento deflectométrico, o BAKFAA solicita, para cada bacia, o valor das deflexões medidas (μm), a distância de cada sensor ao ponto de aplicação da carga (mm), o raio do prato (mm), a carga aplicada (kN) e a profundidade de avaliação (mm). Por fim, selecionam-se as camadas que terão seus módulos calculados iterativamente, através da opção *Layer Changeable* e seleciona-se a opção *Delete Negative Offset Sensors*, indicando que não há sensores localizados antes do ponto de aplicação da carga.

Na etapa seguinte, seleciona-se a opção *Backcalculate* para iniciar a retroanálise. De forma iterativa, o programa irá calcular os módulos de resiliência e a bacia de deflexões, de modo que esta seja a mais próxima da bacia medida em campo. O erro é avaliado através do valor da raiz quadrática média (RMS), o qual deve convergir a zero, pois quanto menor o valor, mais próximas serão a bacia calculada e a bacia medida em campo. A máxima tolerância recomendada é de 1 a 2% (LIVNEH, 1999 apud FERNANDES; TRICHÊS, 2000). Para algumas bacias também foi avaliado o erro relativo, calculado através da Equação 22 e comparado com os valores da Tabela 17, recomendados por Fernandes e Trichês (2000).

$$\varepsilon (\%) = \left(\frac{d_m - d_c}{d_m} \right) \times 100 \quad (22)$$

em que:

ε = erro relativo entre bacia medida em campo e bacia calculada;

d_m = deflexão medida;

d_c = deflexão calculada.

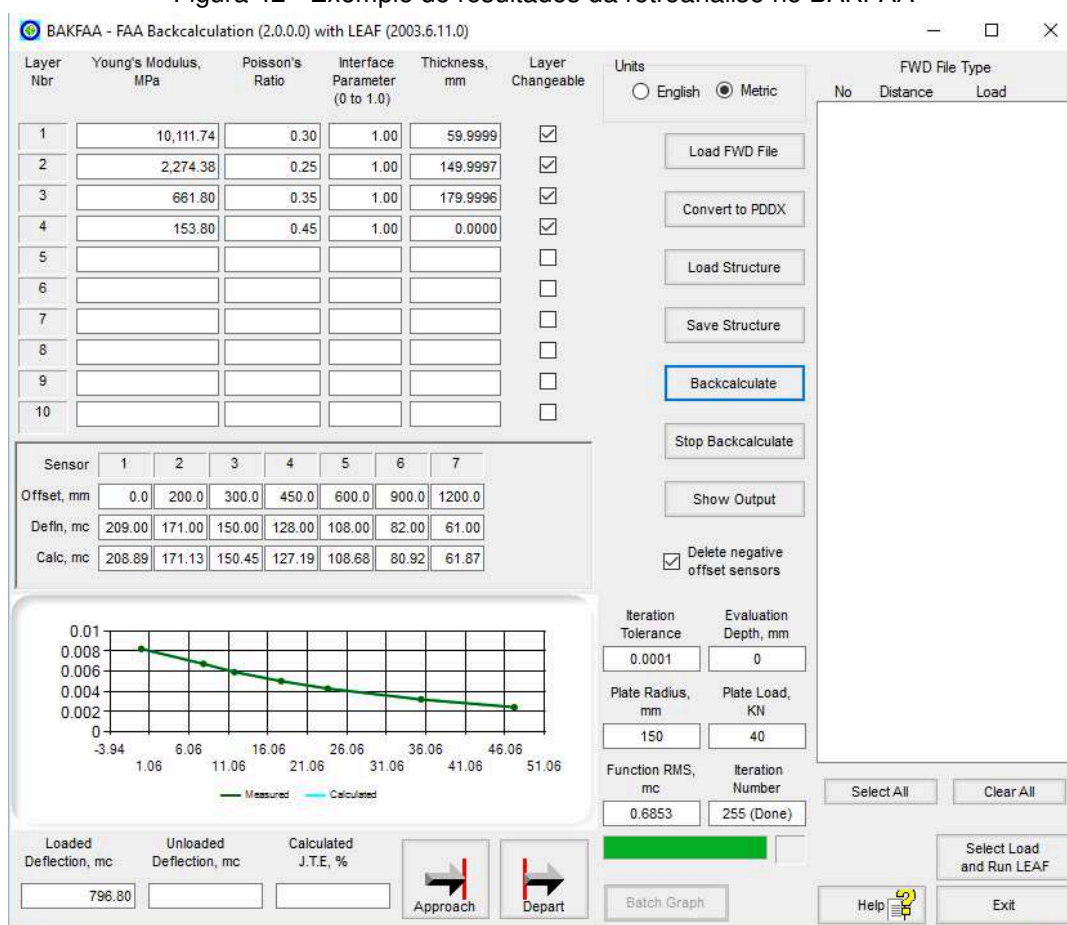
Tabela 17 - Erro relativo admissível

Distância ao ponto de aplicação da carga (cm)	Erro admissível (%)
0	10
20	10
30	10
45	10
60	20
90	20
120	50

Fonte: Adaptado de Fernandes e Trichês (2000).

A Figura 42 mostra um exemplo de resultados da retroanálise. Além das deflexões calculadas, dos módulos de resiliência e do valor da raiz quadrática média (*Function RMS*), o programa apresenta uma imagem comparativa entre os gráficos da bacia de deflexões calculada e da bacia de deflexões medida em campo. No exemplo da figura, é possível perceber que os gráficos estão sobrepostos, devido à grande proximidade dos valores. Para a bacia utilizada como exemplo, o RMS calculado foi de 0,685.

Figura 42 - Exemplo de resultados da retroanálise no BAKFAA



Fonte: BAKFAA.

Neste trabalho, foi realizada a retroanálise de 72 bacias de deflexão, primeiramente mantendo variáveis os módulos de resiliência de todas as camadas. Em seguida, foi realizada outra retroanálise para a faixa Pedras Grandes – Orleans, mantendo fixos os módulos das camadas de revestimento, sub-base e subleito. Por fim, adotou-se a retroanálise que apresentou os menores valores da raiz quadrática média.

4.2.5 Análise dos módulos de resiliência

Após a realização da retroanálise, os módulos obtidos para as camadas de base e sub-base foram comparados aos resultados dos ensaios de módulo de resiliência realizados em 2014 pelo LAPAV/UFRGS. Estes ensaios foram realizados em amostras de solo sem cimento e de solo com adição de 3% de cimento.

4.2.6 Estimativa de vida útil

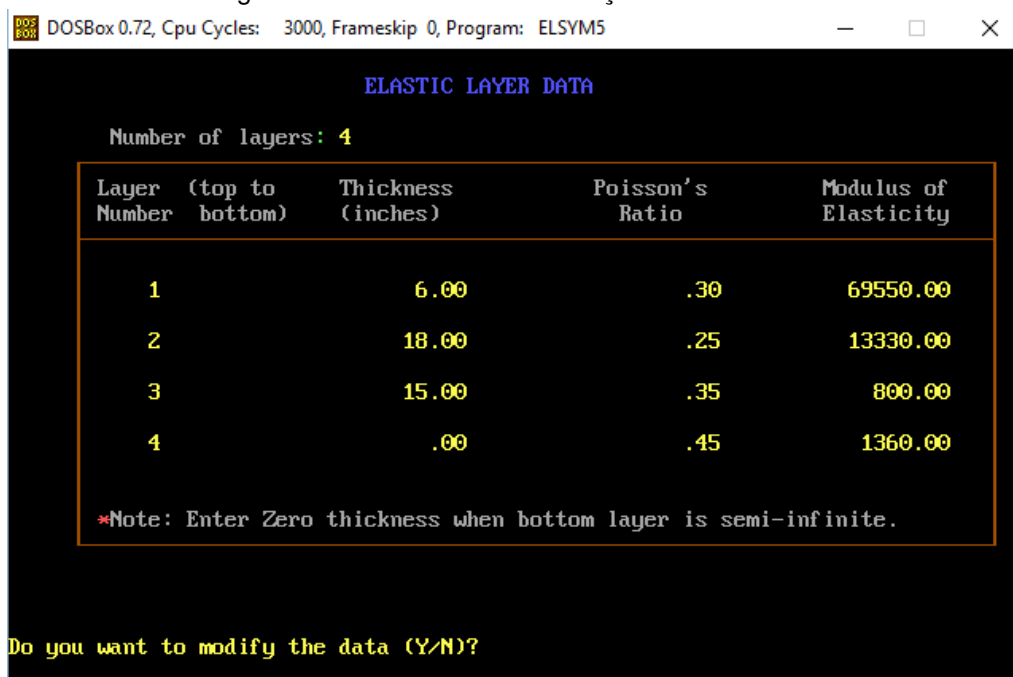
Para a estimativa de vida útil do segmento, realizou-se uma análise tensão/deformação na estrutura do pavimento, empregando-se os módulos de resiliência obtidos na retroanálise. A estimativa foi feita em termos de número de solicitações equivalentes ao eixo padrão de 8,2 tf. Para esta análise, utilizou-se o *software* ELSYM5 (*Elastic Layered System*), desenvolvido na Universidade de Berkeley, Califórnia (EUA). Este programa baseia-se na teoria da elasticidade, tendo como base a teoria de Burmister estendida para o caso de até cinco camadas do pavimento (BRASIL, 2006b). Ele calcula as tensões, deformações e deslocamentos para um sistema de camadas elásticas, tridimensional, aceitando um total de 10 cargas. As cargas são aplicadas uniformemente sobre uma área circular na superfície do sistema, tornando o *software* bastante apropriado para análise do efeito de eixos compostos por rodas múltiplas (BRASIL, 2006b; MACÊDO, 2004).

Ao utilizar o ELSYM5, considera-se que as camadas são homogêneas, isotrópicas e elásticas. Elas estendem-se horizontalmente, e são caracterizadas por espessuras uniformes, módulos de elasticidade e coeficientes de Poisson constantes (PATRIOTA, 2004).

Após a inicialização do programa e seleção da opção *Create a New Data File*, é necessário inserir os dados de caracterização das camadas (*Elastic Layer Data*), dados de carregamento (*Load Data*) e as coordenadas dos pontos de avaliação (*Evaluation Location Data*), onde X e Y são os planos horizontais e Z é o plano vertical do pavimento.

Quanto à caracterização das camadas, é preciso informar o número de camadas, o módulo de resiliência (kgf/cm^2), o coeficiente de Poisson e a espessura (cm) de cada camada. Os valores utilizados são mostrados na Figura 43.

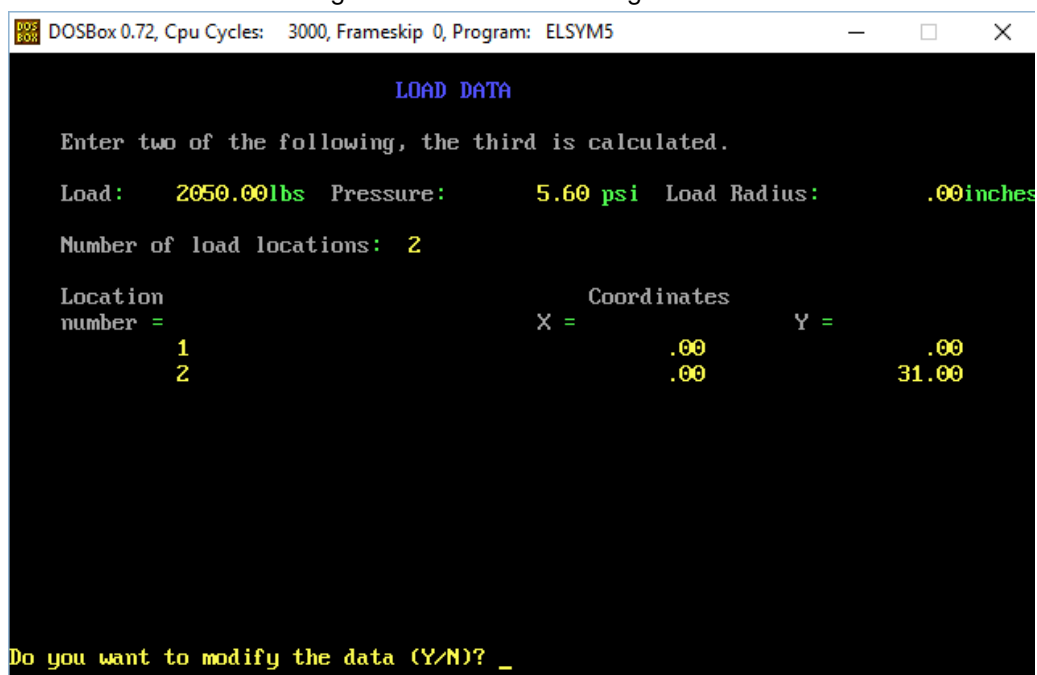
Figura 43 - Dados de caracterização das camadas



Fonte: ELSYM5.

Em seguida, considerando o eixo padrão rodoviário, informam-se a magnitude da carga e sua pressão no ponto de contato pneu/pavimento, além do número de pontos onde a carga é aplicada e as respectivas coordenadas no plano horizontal (Figura 44).

Figura 44 - Dados do carregamento

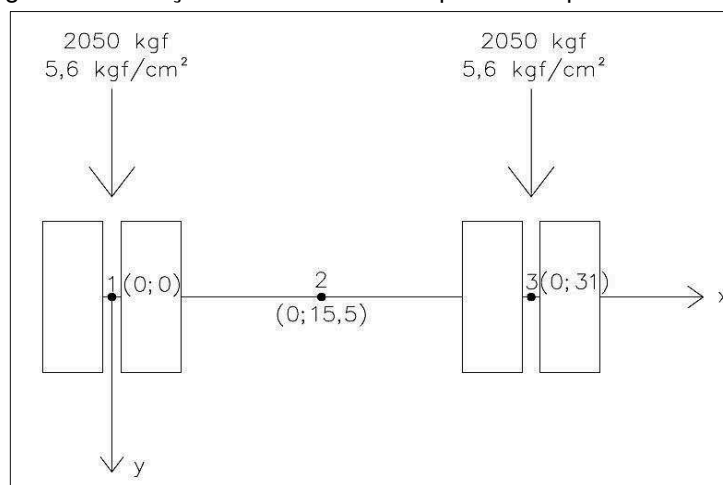


Fonte: ELSYM5.

A Figura 45 mostra a posição das rodas duplas do eixo simples de 8,2 tf no plano cartesiano. A distância entre rodas é de 31 cm. As duas cargas, aplicadas nos pontos 1 e 3, possuem magnitude de 2050 kgf (4,1 tf). A pressão de contato pneu/pavimento é de 5,6 kgf/cm², considerando uma área de contato circular com raio de 10,8 cm.

Por fim, devem ser inseridas as coordenadas horizontais dos pontos 1 e 2 da Figura 45, onde se deseja avaliar a estrutura, e também a profundidade de avaliação, que no caso deste trabalho é de 24 cm (face inferior da camada de base). A Figura 46 mostra as coordenadas inseridas.

Figura 45 - Posição das rodas do eixo padrão no plano cartesiano



Fonte: Autoria Própria.

Figura 46 - Coordenadas dos pontos de avaliação

```

DOSBox 0.72, Cpu Cycles: 3000, Frameskip 0, Program: ELSYM5
EVALUATION LOCATION DATA
Results are evaluated for all combinations of X-Y coordinates and
Depths of Z.
Number of X-Y positions: 2
Number of Z position : 1

```

Position	X	Y	Position	Z
1	.00	.00	1	24.00
2	.00	15.50		

```

Do you want to modify the data (Y/N)?

```

Fonte: ELSYM5.

Em seguida, retorna-se ao menu inicial e seleciona-se a opção *Perform Analysis* para que o programa calcule as tensões, deformações e deslocamentos. Na tela de resultados, buscam-se a tensão de tração e a deformação específica de tração na face inferior da camada de base. A Figura 47 mostra o resultado das deformações na camada.

Obtidos os dados necessários para cada faixa, dois modelos desenvolvidos por Ceratti (1991) foram utilizados para estimar a vida útil do pavimento. Os modelos selecionados são apresentados nas Equações 23 e 24, e foram desenvolvidos para uma mistura contendo solo arenoso de comportamento não laterítico, o qual mais representa o solo utilizado na camada de base desta rodovia, e um teor de 10% de cimento.

$$\varepsilon_t = 1,74 \times 10^{-4} - 1,30 \times 10^{-5} \times \log N_f \quad (23)$$

em que:

ε_t = deformação específica de tração na flexão;

N_f = vida de fadiga.

$$RT = 1,0346 - 0,05056 \times \log N_f \quad (24)$$

em que:

RT = relação entre tensão de tração aplicada na face inferior da camada de base e resistência à tração da mistura.

Para determinar a resistência à tração da mistura de solo melhorado com cimento, foi feita uma estimativa segundo a resistência à compressão simples da mistura aos 7 dias, que é de 2,19 MPa (Tabela 10).

Considerou-se que este valor sofreu um aumento de 22% até os 28 dias, quando é atingida a resistência final, resultando em 2,67 MPa. O valor de resistência à tração foi considerado como sendo 15% do valor de resistência à compressão, resultando em 0,4 MPa, ou 4 kgf/cm². As porcentagens de 22% e 15% foram

adotadas com base nos estudos de Luvizão (2014), que analisou o desempenho de misturas recicladas com cimento em diferentes idades de cura.

Por fim, o número N obtido pelos modelos de fadiga foi comparado ao N atual.

Figura 47- Tela de resultados do ELSYM5: deformações

```

DOSBox 0.72, Cpu Cycles: 3000, Frameskip 0, Program: ELSYM5
-----
Normal Strains
XP   YP   EXX   EYY   EZZ
.00  .00  .187E-03 .124E-03 -.132E-03
.00  15.50 .199E-03 .115E-03 -.135E-03

Shear Strains
EXY   EXZ   EYZ
.000E+00 .000E+00 .104E-04
.000E+00 .000E+00 .000E+00

Principal -- Strains
XP   YP   PE 1   PE 2   PE 3
.00  .00  .187E-03 .124E-03 -.132E-03
.00  15.50 .199E-03 .115E-03 -.135E-03

Shear Strains
PSE1   PSE2   PSE3
.319E-03 .632E-04 .256E-03
.334E-03 .844E-04 .250E-03

RESULTS MENU FOR ELSYM5
-----
LAYER = 2      Z = 24.00

1. - Stresses Normal & Shear & Principal
2. - Strains Normal & Shear & Principal
3. - Displacements
4. - Return or Continue with Next Layer

Selection ==> _

```

Fonte: ELSYM5.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 ANÁLISE FUNCIONAL DO PAVIMENTO

5.1.1 Levantamento de defeitos de superfície

Através do levantamento realizado em 2016, constatou-se a ausência de defeitos de superfície na faixa Orleans – Pedras Grandes, dentro das seções amostrais analisadas. Na faixa Pedras Grandes – Orleans, constatou-se a presença de trincas longitudinais (Figura 48), classificadas como FC-1 (abertura superior à abertura das fissuras e inferior a 1,00 mm). A forma e localização destas trincas são indicadas na Figura 49. Observa-se que esta trinca estende-se continuamente da estaca 12+400 até a estaca 12+700, e depois surge em outra posição (lateralmente), terminando na estaca 12+740.

Figura 48 - Trinca longitudinal na faixa Pedras Grandes – Orleans

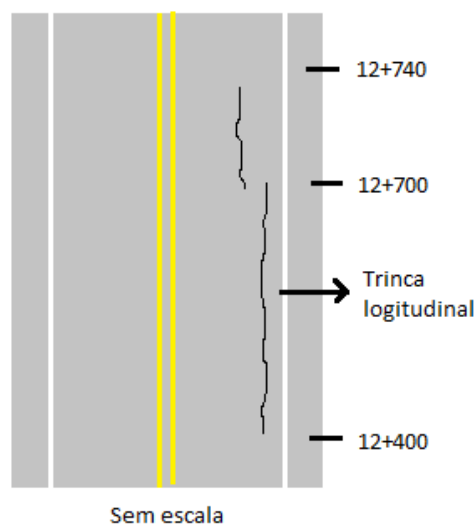


Fonte: Autoria própria.

Devido à localização e extensão das trincas, atribui-se que a hipótese para a sua manifestação tenha origem no processo executivo particular deste segmento. A Figura 50 procura explicar esta hipótese. Na figura, observa-se a passagem do caminhão distribuidor de cimento, o qual não abrange toda a largura da faixa. Em seguida, quando este processo é repetido no pano adjacente, pode ocorrer uma

região de sobreposição de cimento, propiciando que o teor de cimento da mistura nesta região possa aumentar de 3% para 6%.

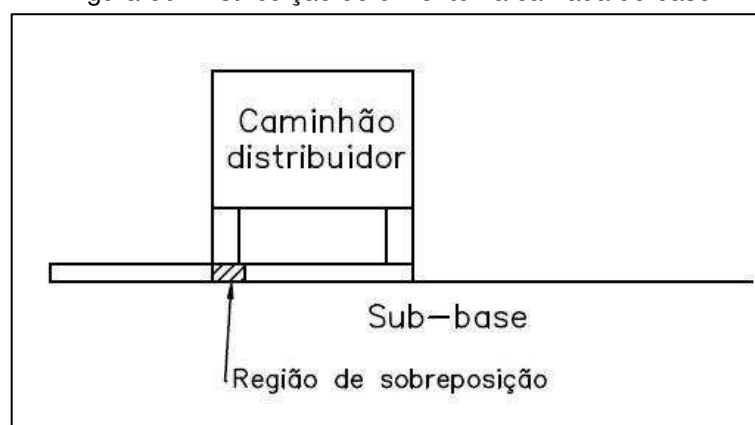
Figura 49 – Forma e localização das trincas longitudinais



Fonte: Autoria própria.

Com o aumento do teor de cimento, intensifica-se o fenômeno da retração da mistura e a possibilidade da ocorrência de trincas. Desta forma, é muito provável que entre as estacas 12+400 e 12+740, tenha ocorrido a formação de uma trinca de retração longitudinal na camada de base, a qual se propagou para o revestimento.

Figura 50- Distribuição de cimento na camada de base



Fonte: Autoria própria.

Ressalta-se que esta junta ficou localizada na região de trilha de roda, onde o pavimento está submetido a maiores tensões. Desta forma, pode-se ter uma aceleração na manifestação de defeitos no pavimento.

Também na faixa Pedras Grandes – Orleans, porém fora das seções amostrais, foram detectadas cinco trincas isoladas no acostamento (Figura 51 e Figura 52), cuja localização é apresentada na Tabela 18. Ainda não há indícios de que estas trincas tenham se refletido no revestimento.

Figura 51 - Trinca de retração no acostamento



Fonte: Autoria própria.

Figura 52 - Trinca de retração no acostamento



Fonte: Autoria própria.

Tabela 18 - Localização das trincas

Estaca	Propagação no revestimento
12+474	Sim
12+870	Não
12+858	Não
13+032	Não
13+042	Não

Fonte: Autoria própria.

Na faixa Orleans - Pedras Grandes não foi detectada nenhuma trinca no acostamento. Todavia, nesta faixa, o acostamento recebeu uma camada adicional de revestimento asfáltico (Figura 53), o que pode ter ocultado possíveis trincas existentes.

Figura 53 - Acostamento da faixa Orleans - Pedras Grandes



Fonte: Autoria própria.

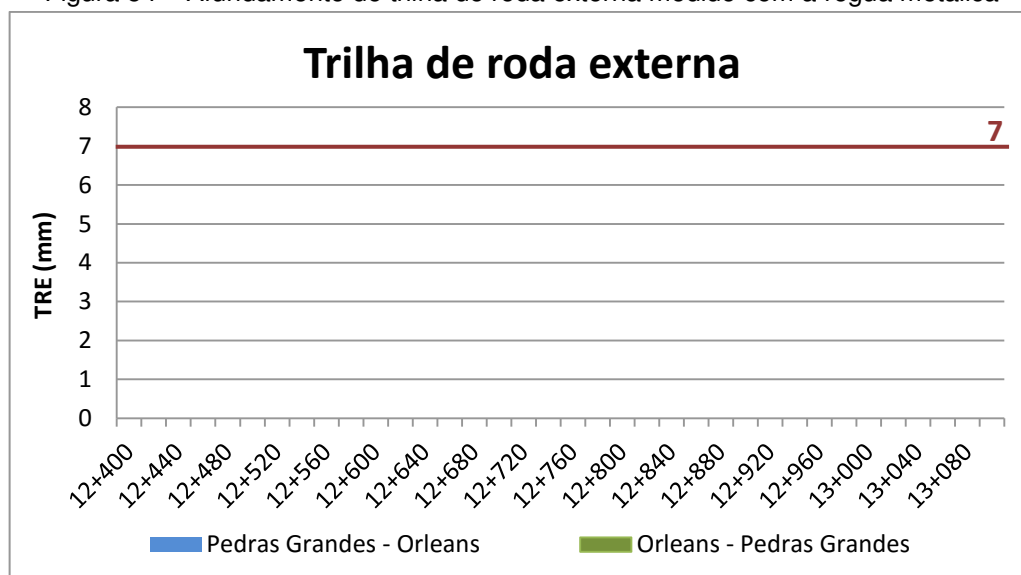
No Apêndice D – “Avaliação funcional do pavimento” encontra-se a planilha do levantamento de defeitos de superfície realizado em maio de 2016.

5.1.2 Afundamento de trilha de roda

A Figura 54 mostra os resultados das flechas nas trilhas de roda externa (TRE) medidas com a régua metálica em abril de 2016. Conforme é possível observar, a trilha de roda é igual a zero em todas as seções, nas duas faixas de

rolamento, indicando que o pavimento apresenta comportamento dentro do esperado para o primeiro ano de abertura ao tráfego.

Figura 54 – Afundamento de trilha de roda externa medido com a régua metálica



A Figura 55 mostra os resultados das flechas nas trilhas de roda externa (TRE) medidas com o perfilômetro a laser em maio de 2016. Durante o levantamento, o equipamento apresentou problemas de leitura, não efetuando as medidas em diversas estações, como é possível observar no Apêndice D – “Análise Funcional do Pavimento”.

Figura 55- Afundamento de trilha de roda externa medido com o perfilômetro a laser

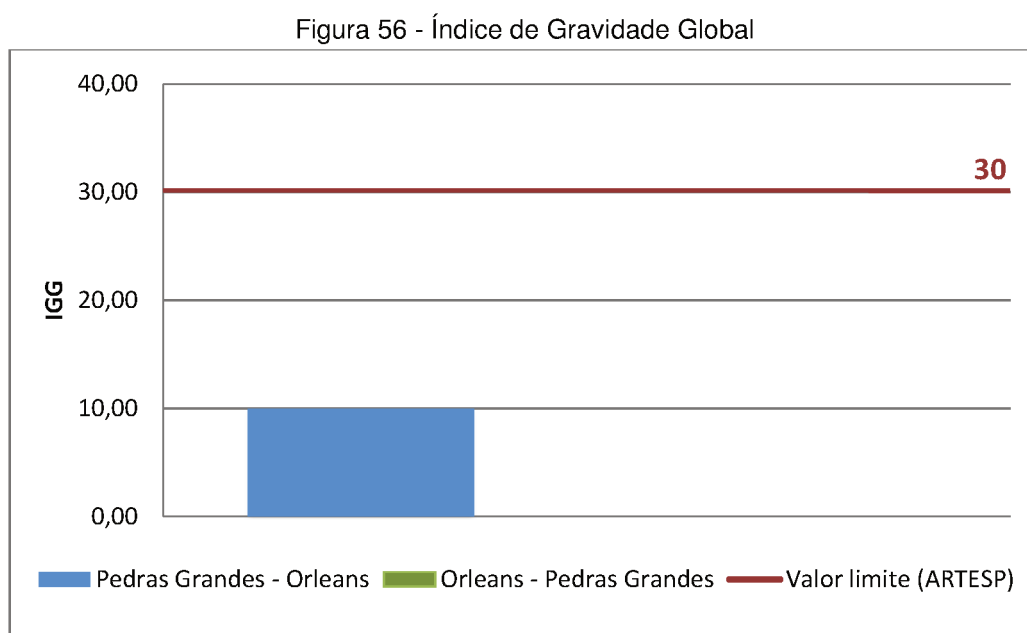


Através do gráfico, observa-se que foram detectados valores de afundamento de trilha de roda entre 0 e 2,6 mm, que estão abaixo do limite estabelecido pela ARTESP (7 mm).

A diferença entre os resultados obtidos pelos dois métodos de levantamento ocorre em consequência da textura superficial. No levantamento com a régua metálica, esta fica apoiada nos agregados mais salientes em relação à superfície, e no caso da presença de sujeira na pista, é possível retirá-la ou deslocar o ponto de medição. No entanto, o laser realiza uma leitura desta superfície, ora atingindo os agregados mais salientes ou sujeira, ora atingindo agregados menos salientes ou o espaço presente entre eles (ligante asfáltico). Estes fatos contribuem para que laser detecte pequenos valores de afundamento, mesmo quando estes não tenham sido detectados pela régua metálica.

5.1.3 Avaliação objetiva de superfície através do IGG

A Figura 56 mostra, através de um gráfico de barras, os Índices de Gravidade Global obtidos para as duas faixas de rolamento, bem como o valor limite estabelecido pela ARTESP. Conforme é possível observar, por conta das trincas de retração longitudinais, a faixa Pedras Grandes – Orleans apresentou IGG superior ao da faixa Orleans – Pedras Grandes, cujo valor é igual a zero.



Fonte: Autoria Própria.

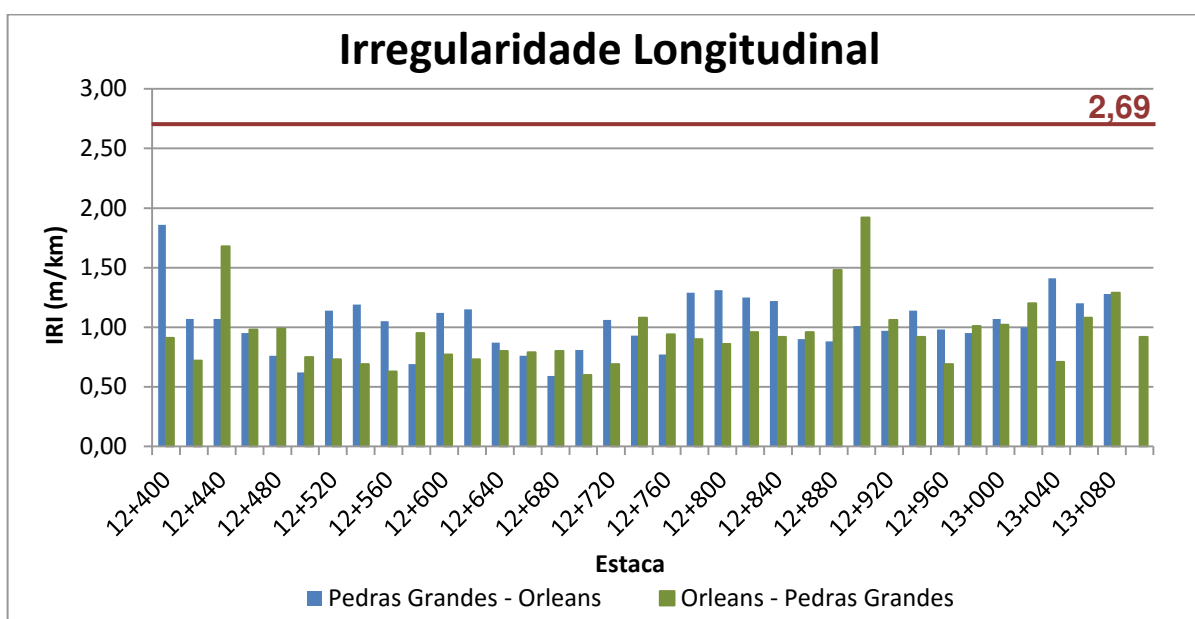
Com os resultados obtidos, determinou-se também o conceito de degradação do pavimento através da Tabela 15. A condição superficial nas duas faixas de rolamento foi classificada como ótima. Por fim, verificou-se que nenhuma das faixas excedeu o valor recomendado pela ARTESP.

As planilhas de cálculo do IGG são apresentadas no Apêndice D – “Avaliação funcional do pavimento”.

5.1.4 Irregularidade longitudinal

Para a avaliação do pavimento quanto à irregularidade longitudinal, elaborou-se a Figura 57, a qual apresenta os valores de IRI levantados em maio de 2016 para cada estaca, nas duas faixas de rolamento.

Figura 57 - Valores de IRI nas duas faixas de rolamento



Fonte: Autoria própria.

Através do gráfico, verifica-se que em nenhuma das estacas os valores de IRI ultrapassaram o limite estabelecido pela ARTESP, que é de 2,69 m/km. A Tabela 19 apresenta a média e o desvio padrão de cada faixa. Observa-se que a faixa Pedras Grandes – Orleans apresenta um valor médio de IRI superior ao da faixa Orleans – Pedras Grandes.

Tabela 19 - Média e desvio padrão do IRI

IRI (m/km)		
Faixa	Média (m/km)	Desvio padrão (m/km)
Pedras Grandes - Orleans	1,07	0,24
Orleans - Pedras Grandes	0,95	0,28

Fonte: Autoria Própria.

Por fim, a condição de superfície do pavimento em função do IRI foi definida como excelente (Tabela 16), conforme a classificação do Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (BRASIL, 2006b).

5.1.5 Aderência pneu-pavimento

Para a avaliação dos coeficientes de atrito do pavimento, elaborou-se a Figura 58, a qual apresenta os valores medidos com o *Grip Tester* em maio de 2016, nas duas faixas de rolamento. Analisando-se a Figura 58, observa-se que as duas faixas apresentam valores de coeficientes de atrito entre 0,65 e 0,70. A média e o desvio padrão de cada faixa são apresentados na Tabela 20.

Figura 58 - Valores de coeficiente de atrito (GN) para as duas faixas de rolamento

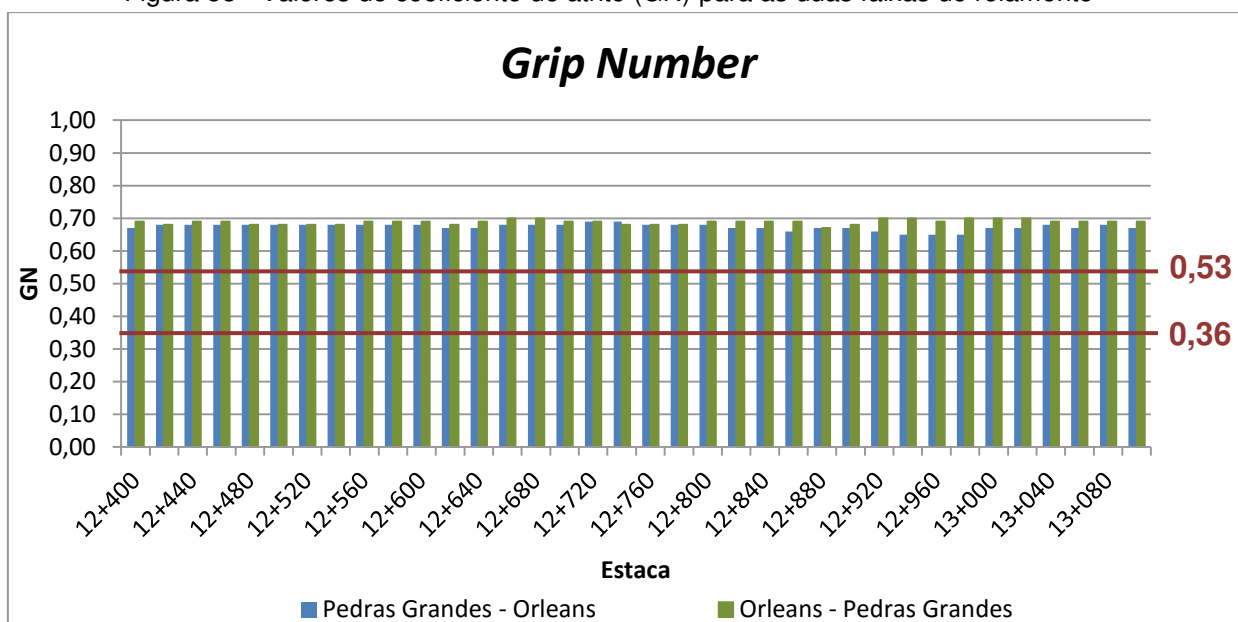


Tabela 20 - Média e desvio padrão do *Grip Number*

Grip Number (GN)		
Faixa	Média	Desvio padrão
Pedras Grandes - Orleans	0,67	0,01
Orleans - Pedras Grandes	0,69	0,01

Fonte: Autoria própria.

Por fim, a ANAC determina valores de GN entre 0,36 e 0,53 para um nível de manutenção, devendo-se manter o coeficiente de atrito do pavimento igual ou superior a estes valores. Sendo assim, verifica-se que o segmento apresentou bons resultados, visto que os valores encontrados são superiores aos parâmetros estabelecidos.

5.2 ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO

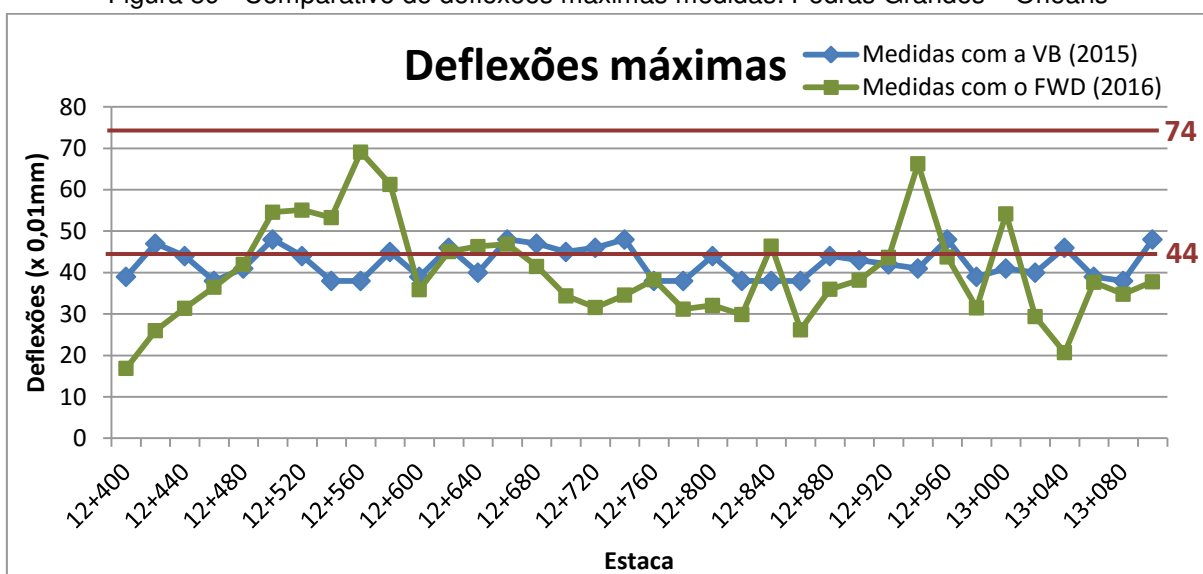
5.2.1 Comparação das deflexões máximas

A Figura 59 exibe a comparação das deflexões na faixa Pedras Grandes – Orleans, medidas com a viga *Benkelman*, em 2015, e com o FWD em 2016. Analisando-se o gráfico, pode-se observar que, em diversos pontos, os valores de deflexão medidos em 2016 são inferiores aos valores medidos em 2015. Esta situação pode ser resultado da consolidação adicional das camadas do pavimento, causada pela ação do tráfego após a abertura da rodovia, e também pelo aumento de rigidez da camada de solo melhorado com cimento. Em algumas estacas, onde a deflexão medida está próxima a 20, supõe-se que a mistura possa ter atingido teores de cimento maiores que 3%.

O gráfico também compara as deflexões medidas com a deflexão admissível definida na fase inicial de projeto (74×10^{-2} mm) e com a deflexão admissível adotada na fase de execução (44×10^{-2} mm). Observa-se que nenhum dos pontos está acima da deflexão admissível de projeto. Lembra-se que esta foi determinada através de uma equação válida para pavimentos flexíveis. No entanto, diversos pontos encontram-se acima do limite adotado na fase de execução, o qual foi calculado considerando a existência da camada de base cimentada. Este fato reforça que os métodos para a determinação de parâmetros do pavimento devem ser compatíveis com a estrutura do mesmo, para que traduzam o seu comportamento de forma mais precisa.

Nos pontos mais afastados do limite, considera-se que há um possível trincamento da camada de base de solo melhorado com cimento. É o caso, por exemplo, das medidas das estacas de 12+500 a 12+580, que estão dentro da região onde foi encontrada a trinca longitudinal no revestimento. As médias das deflexões medidas em 2015 e 2016, bem como o desvio padrão, são apresentados na Tabela 21.

Figura 59 - Comparativo de deflexões máximas medidas: Pedras Grandes – Orleans



Fonte: Autoria Própria.

Tabela 21 - Deflexão média e desvio padrão: faixa Pedras Grandes - Orleans

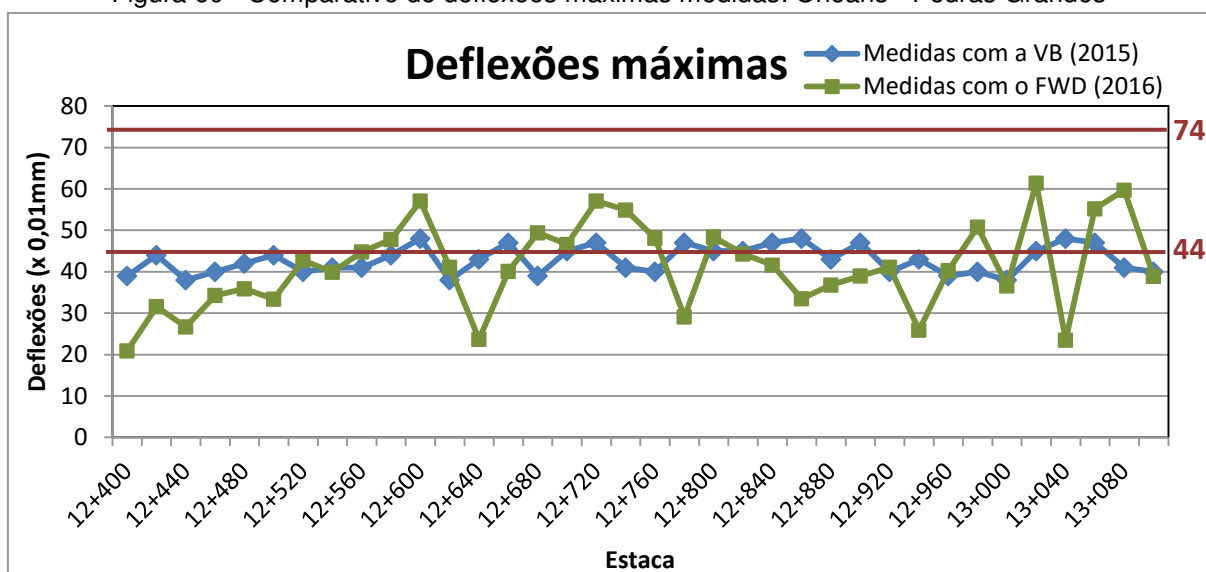
Equipamento	Deflexão média (x 0,01 mm)	Desvio Padrão (x 0,01 mm)
VB	42,3	3,8
FWD	40,0	12,0

Fonte: Autoria Própria.

A Figura 60 exhibe a comparação das deflexões na faixa Orleans – Pedras Grandes. Assim como na faixa Pedras Grandes – Orleans, os valores de deflexão medidos em 2016 são inferiores aos valores medidos em 2015 em diversos pontos do gráfico. Observa-se que nenhum ponto está acima da deflexão admissível de projeto, mas alguns pontos estão acima do limite adotado na fase de execução.

As médias das deflexões medidas em 2015 e 2016, bem como o desvio padrão, são apresentados na Tabela 22.

Figura 60 - Comparativo de deflexões máximas medidas: Orleans - Pedras Grandes



Fonte: Autoria Própria.

Tabela 22 - Deflexão média e desvio padrão: faixa Orleans - Pedras Grandes

Equipamento	Média (x 0,01 mm)	Desvio Padrão (x 0,01 mm)
VB	42,9	3,3
FWD	41,0	10,6

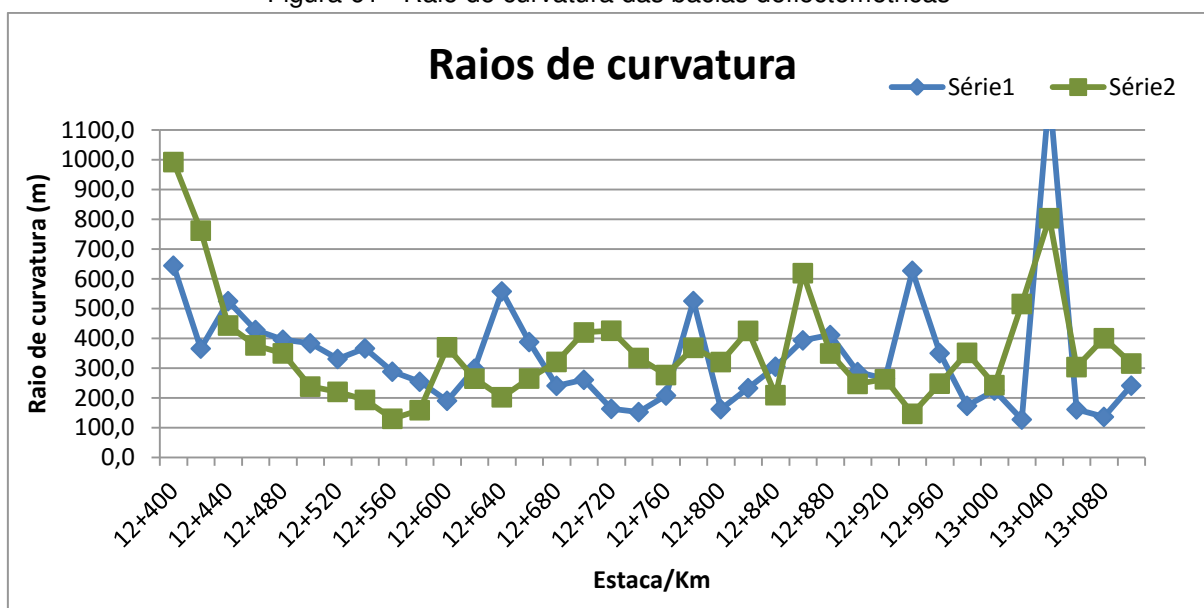
Fonte: Autoria Própria.

É possível que os valores de deflexão acima de 50 (x 0,01 mm) estejam indicando um trincamento na camada de base. Entretanto, no levantamento de defeitos não foram observadas trincas refletidas no revestimento desta faixa de rolamento.

5.2.2 Cálculo do raio de curvatura das bacias

A Figura 61 apresenta os raios de curvatura calculados nas duas faixas de rolamento, para as 72 bacias de deflexão. Observa-se que em nenhuma das estacas o raio de curvatura está abaixo do valor crítico de 100 metros, embora se verifique que alguns pontos estão próximos ao limite. A hipótese é de que estes pontos estejam em regiões onde há trincamento na camada de base, e onde também foram observados elevados valores de deflexão.

Figura 61 - Raio de curvatura das bacias deflectométricas



Fonte: Autoria própria.

5.2.3 Retroanálise das bacias de deflexão

Buscando-se obter uma melhor estimativa do módulo de resiliência da camada de base cimentada, foram realizadas duas retroanálises, cujos resultados são apresentados no Apêndice E – “Avaliação estrutural do pavimento”.

a) Primeira retroanálise:

Em uma primeira retroanálise, foram adotados os parâmetros mostrados na Tabela 23, e os módulos de todas as camadas foram calculados iterativamente pelo programa.

Tabela 23 – Parâmetros iniciais adotados de cada camada

Camada	Espessura (mm)	Coef. De Poisson	Módulo de resiliência (MPa)
Revestimento	60	0,30	6.000
Base	180	0,25	1.000
Sub-base	150	0,35	200
Subleito	0	0,45	100

Fonte: Autoria Própria.

Analisando-se os resultados obtidos para cada bacia no Apêndice E – “Avaliação estrutural do pavimento”, é possível observar uma significativa dispersão de valores de módulo de resiliência para uma mesma camada. Esta dispersão

também é visível através dos valores de desvio padrão, apresentados na Tabela 24, que também mostra a média dos módulos calculados.

Tabela 24 - Resultados da retroanálise

Camada	Módulo de resiliência (MPa)		Desvio Padrão (MPa)	
	Orleans - Pedras Grandes	Pedras Grandes - Orleans	Orleans - Pedras Grandes	Pedras Grandes - Orleans
Revestimento	5334	5580	2756	2193
Base	1529	1658	1080	873
Sub-base	72	50	51	29
Subleito	136	142	41	41

Fonte: Autoria Própria.

Os valores de RMS variam de 0,7% a 8% e, portanto, há alguns valores fora da máxima tolerância recomendada, que é de 1% a 2%.

b) Segunda retroanálise:

Na segunda retroanálise, apenas o módulo de resiliência da camada de base foi calculado iterativamente. Os módulos das camadas de revestimento, sub-base e subleito foram fixados em 5.000 MPa, 100 MPa e 100 MPa, respectivamente. Nesta retroanálise, os valores de RMS foram considerados muito elevados, variando de 2% a 50%. Portanto, optou-se por considerar resultados obtidos através da primeira retroanálise.

A Tabela 25 e a Tabela 26 mostram os resultados do erro relativo calculado para a bacia de deflexões de cinco estacas, em cada faixa de rolamento. Verifica-se que os erros relativos encontram-se todos abaixo dos limites recomendados por Fernandes e Trichês (2000) na Tabela 17.

Tabela 25 - Cálculo do erro relativo: faixa Orleans - Pedras Grandes

Estaca	RMS		D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6
12+400	0,6994	Deflexão medida (x 0,01 mm)	20,900	17,100	15,000	12,800	10,800	8,200	6,100
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	20,912	17,043	15,045	12,768	10,908	8,079	6,137
		Erro relativo	-0,06%	0,33%	-0,30%	0,25%	-1,00%	1,48%	-0,61%
12+560	3,1553	Deflexão medida (x 0,01 mm)	44,800	36,400	31,500	26,500	21,500	15,100	10,100
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	44,963	36,082	31,754	26,207	21,561	14,829	10,685
		Erro relativo	-0,36%	0,87%	-0,81%	1,11%	-0,28%	1,79%	-5,79%
12+720	4,0161	Deflexão medida (x 0,01 mm)	57,100	42,300	33,600	24,900	18,400	11,600	8,000
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	56,854	42,775	33,738	24,236	18,284	11,804	8,573
		Erro relativo	0,43%	-1,12%	-0,41%	2,67%	0,63%	-1,76%	-7,16%
12+880	2,9729	Deflexão medida (x 0,01 mm)	36,800	30,900	27,500	23,500	19,000	13,700	8,800
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	36,774	30,808	27,717	23,316	19,340	13,146	9,125
		Erro relativo	0,07%	0,30%	-0,79%	0,78%	-1,79%	4,04%	-3,69%
13+060	6,5201	Deflexão medida (x 0,01 mm)	55,200	40,600	31,000	21,800	15,300	8,800	5,100
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	54,879	41,027	31,507	21,078	14,750	8,803	6,368
		Erro relativo	0,58%	-1,05%	-1,64%	3,31%	3,59%	-0,03%	-24,86%

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 26 - Cálculo do erro relativo: faixa Pedras Grandes - Orleans

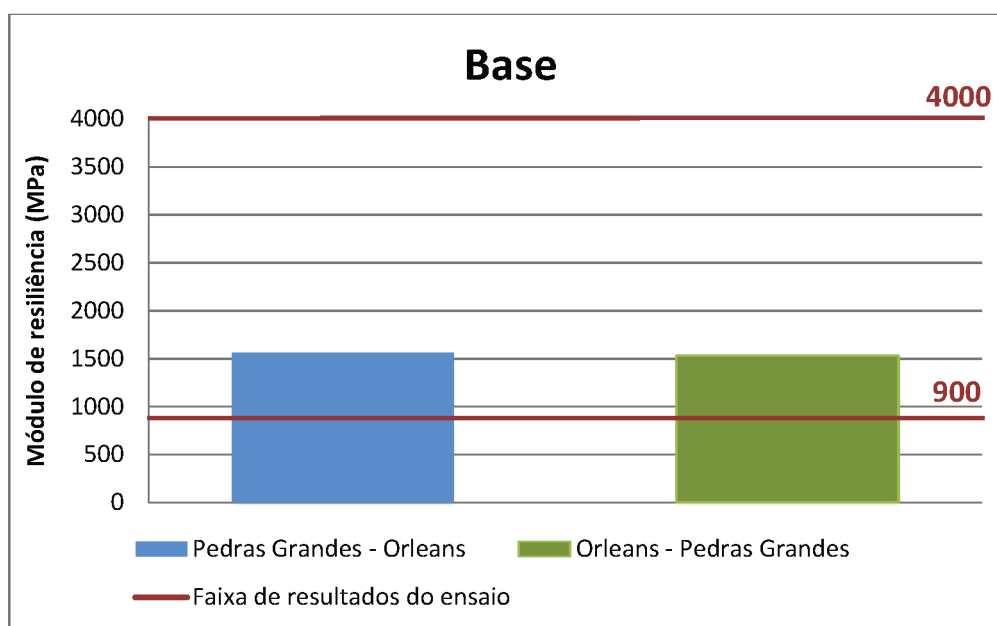
Estaca	RMS		D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6
12+460	3,4985	Deflexão medida (x 0,01 mm)	36,500	29,800	26,600	22,800	18,400	13,300	9,000
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	36,228	30,315	26,746	22,301	18,568	12,957	9,320
		Erro relativo	0,75%	-1,73%	-0,55%	2,19%	-0,91%	2,58%	-3,56%
12+620	4,6811	Deflexão medida (x 0,01 mm)	45,100	36,400	30,100	23,200	17,600	11,700	7,500
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	45,508	35,576	30,038	23,457	18,265	11,281	7,468
		Erro relativo	-0,90%	2,26%	0,21%	-1,11%	-3,78%	3,58%	0,43%
12+780	1,8016	Deflexão medida (x 0,01 mm)	31,200	24,800	20,600	16,200	12,200	7,800	4,600
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	31,196	24,721	20,750	16,062	12,408	7,486	4,793
		Erro relativo	0,01%	0,32%	-0,73%	0,85%	-1,70%	4,03%	-4,20%
12+940	3,0577	Deflexão medida (x 0,01 mm)	66,300	50,500	39,300	27,900	19,700	11,400	6,800
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	66,525	49,998	39,509	27,923	19,978	10,952	6,971
		Erro relativo	-0,34%	0,99%	-0,53%	-0,08%	-1,41%	3,93%	-2,51%
13+100	2,6807	Deflexão medida (x 0,01 mm)	37,800	29,800	26,000	22,500	18,200	12,600	8,600
		Deflexão calculada (x 0,01 mm)	37,793	29,549	26,523	22,175	18,300	12,433	8,751
		Erro relativo	0,02%	0,84%	-2,01%	1,44%	-0,55%	1,33%	-1,76%

Fonte: Autoria Própria.

5.2.4 Análise dos módulos de resiliência

A Figura 62 mostra os módulos de resiliência obtidos para a camada de base com 3% de cimento, nas duas faixas de rolamento. O gráfico também apresenta o intervalo de resultados esperados para o módulo de resiliência desta camada, determinado com base nos ensaios de laboratório do LABPAV/UFRGS para a mistura com 3% de cimento.

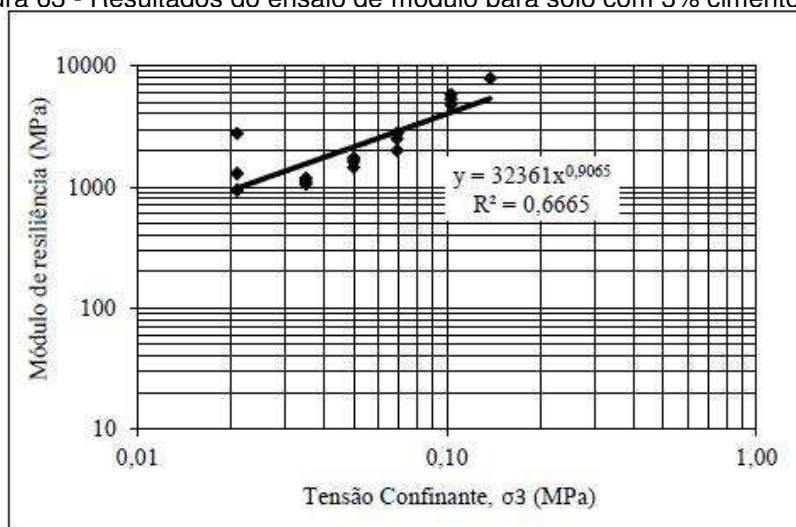
Figura 62 - Módulos de resiliência obtidos pela retroanálise para a camada de base



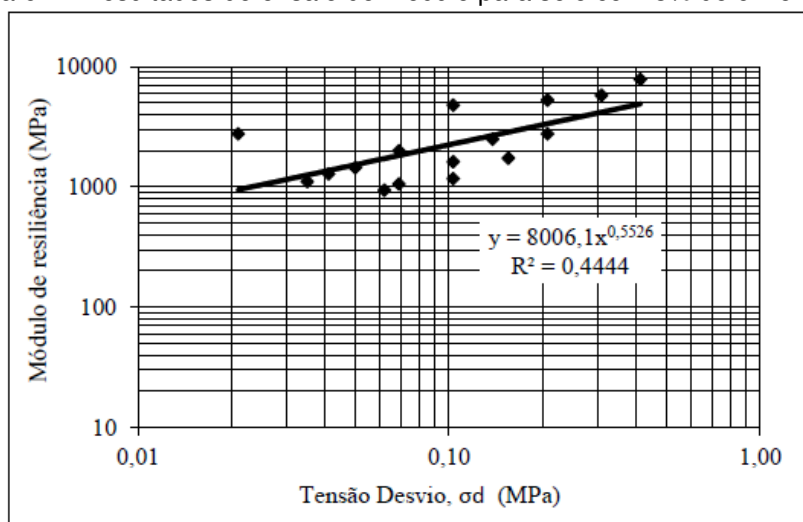
Fonte: Autoria Própria

As duas linhas representam o intervalo de valores de módulos obtidos nos ensaios de laboratório, para os diferentes níveis de estados de tensões aplicados. O valor mais baixo refere-se aos menores estados de tensões e o limite superior refere-se aos maiores estados de tensões aplicados. Verifica-se que os valores encontrados pela retroanálise estão dentro da faixa de resultados esperados.

A Figura 63 exibe os resultados obtidos no ensaio para uma amostra de solo com 3% de cimento em função da tensão confinante (σ_3) e a Figura 64 para a mesma amostra, em função da tensão-desvio (σ_d).

Figura 63 - Resultados do ensaio de módulo para solo com 3% cimento (σ_3)

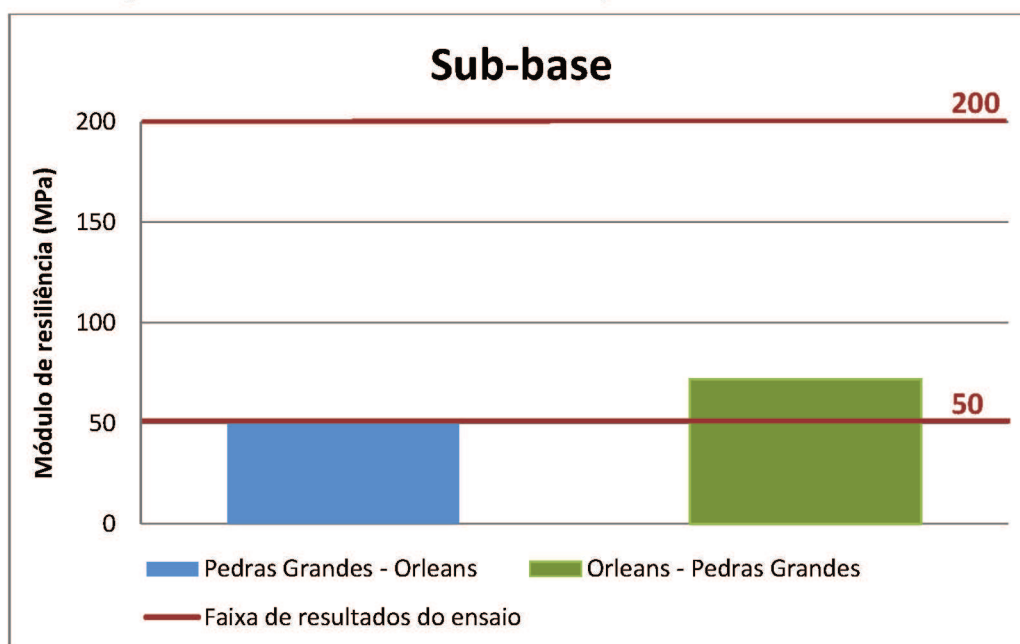
Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Figura 64 – Resultados do ensaio de módulo para solo com 3% de cimento (σ_d)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

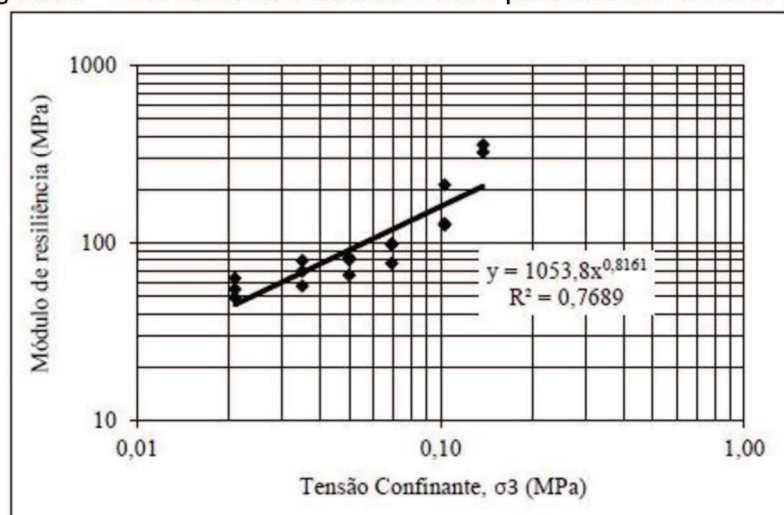
A Figura 65 mostra os módulos de resiliência obtidos para a camada de sub-base, nas duas faixas de rolamento. O gráfico também apresenta o intervalo de resultados esperados para o módulo de resiliência desta camada, determinado com base nos ensaios de laboratório do LABPAV/UFRGS para a mistura sem cimento. Verifica-se que os valores encontrados na retroanálise estão dentro da faixa de resultados esperados.

Figura 65 - Módulos de resiliência obtidos para a camada de sub-base

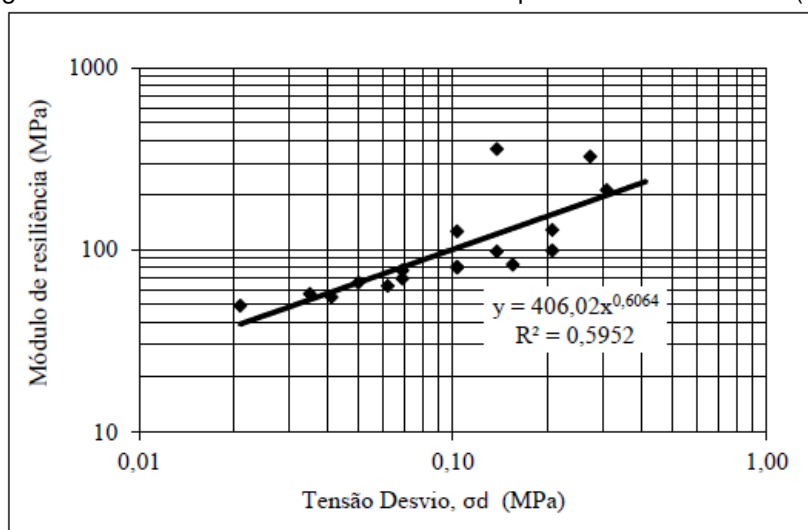


Fonte: Autoria Própria.

A Figura 66 exibe os resultados obtidos no ensaio para uma amostra de solo sem cimento em função da tensão confinante (σ_3) e a Figura 67 para a mesma amostra, em função da tensão-desvio (σ_d).

Figura 66 - Resultados do ensaio de módulo para solo sem cimento (σ_3)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Figura 67 – Resultados do ensaio de módulo para solo sem cimento (σ_d)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Por fim, comparando-se os módulos obtidos para as camadas de sub-base, construída com o solo natural de jazida, e de base cimentada, pode-se afirmar que o incremento de cimento gerou um aumento significativo no valor do módulo de resiliência.

5.2.5 Estimativa de vida útil

A partir dos módulos de resiliência obtidos na retroanálise, com o programa ELSYM5 calculou-se a tensão de tração e a deformação específica de tração na face inferior da camada de base. A Tabela 27 apresenta os resultados em cada faixa de rolamento.

Tabela 27 - Deformação específica de tração

Faixa	$\epsilon_t (10^{-6})$	$\sigma_t (kgf/cm^2)$	RT
Pedras Grandes - Orleans	122	3,0	0,75
Orleans - Pedras Grandes	135	3,0	0,75

Fonte: Autoria Própria.

A relação entre a tensão de tração aplicada e a resistência à tração é a mesma as duas faixas:

$$RT = \frac{\sigma_t}{R_t} = \frac{3}{4} = 0,75 \quad (25)$$

em que:

RT = relação entre tensão de tração aplicada na face inferior da camada de base e resistência à tração da mistura;

σ_t = tensão de tração na face inferior da camada de base (kgf/cm²);

R_t = resistência à tração da mistura aos 28 dias (kgf/cm²).

Com base nestes dados e através do modelo de Ceratti (1991), apresentado nas Equações 23 e 24, estimou-se a vida útil do segmento em termos de solicitações equivalentes ao eixo padrão de 8,2 tf. Os resultados são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 - Resultados da estimativa de vida útil

Faixa	ϵt (10 ⁻⁶)	N_f	RT	N_f
Pedras Grandes - Orleans	122	1,0E+04	0,75	4,2E+05
Orleans - Pedras Grandes	135	1,0E+03	0,75	4,2E+05

Fonte: Autoria Própria.

Na falta de acesso a estudos de tráfego mais detalhados, fez-se uma estimativa do $N_{8,2\text{ tf}}$ após um ano de abertura ao tráfego (julho de 2016). Nesta estimativa, utilizou-se como base o $N_{8,2\text{ tf}}$ de projeto calculado para um período de 10 anos (Tabela 29), e considerou-se que o tráfego teve uma taxa de crescimento de 3% ao ano.

Tabela 29 – Determinação do $N_{8,2\text{ tf}}$ atual

Ano	Número N	
	Anual	Acumulado
Jul-15	0,00E+00	0,00E+00
Jul-16	5,58E+05	5,58E+05
Jul-17	5,75E+05	1,13E+06
Jul-18	5,91E+05	1,72E+06
Jul-19	6,08E+05	2,33E+06
Jul-20	6,31E+05	2,96E+06
Jul-21	6,47E+05	3,61E+06
Jul-22	6,64E+05	4,28E+06
Jul-23	6,86E+05	4,96E+06
Jul-24	7,09E+05	5,67E+06
Jul-25	7,25E+05	6,40E+06

Fonte: Autoria Própria.

A partir dos dados obtidos, foram elaboradas as a Tabela 30 e a Tabela 31, que mostram uma comparação entre a vida de fadiga (N_f) obtida através dos dois diferentes modelos e o $N_{8,2\text{ tf}}$ estimado para julho de 2016 e de 2025.

Tabela 30 - Comparativo dos números N: modelo de deformação específica

Faixa	N_f	$N_{8,2\text{ tf}}$ (2016)	$N_{8,2\text{ tf}}$ (2025)
Pedras Grandes - Orleans	1,00E+04	5,58E+05	6,40E+06
Orleans - Pedras Grandes	1,00E+03	5,58E+05	6,40E+06

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 31 - Comparativo dos números N: modelo de relação de tensões

Faixa	N_f	$N_{8,2\text{ tf}}$ (2016)	$N_{8,2\text{ tf}}$ (2025)
Pedras Grandes - Orleans	4,2E+05	5,58E+05	6,40E+06
Orleans - Pedras Grandes	4,2E+05	5,58E+05	6,40E+06

Fonte: Autoria Própria.

Verifica-se que para ambos os modelos, os valores encontrados indicam uma vida de fadiga menor do que o $N_{8,2\text{ tf}}$ estimado para julho de 2016 e de 2025. Isso significa que, após o primeiro ano de abertura ao tráfego, o pavimento já teria ultrapassado sua vida útil. No entanto, ele não apresenta sinais de deterioração estrutural.

Portanto, conclui-se que nenhum dos modelos mostrou-se adequado para a estimativa de vida útil do segmento estudado. As prováveis causas seriam:

a) Embora tenham comportamentos semelhantes (arenoso de comportamento não laterítico), o solo para o qual o modelo foi desenvolvido e o solo utilizado na camada de base possuem características diferentes;

b) Os modelos utilizados foram desenvolvidos para uma mistura de solo-cimento com teor de 10%;

c) Ausência de um fator que correlacione o comportamento das misturas nos ensaios de laboratório e o comportamento em campo. Embora os ensaios de laboratório procurem simular da forma mais precisa as condições de geometria e carregamento em campo, existem limitações dos equipamentos, geometria dos corpos de prova, condições de carregamento e tempo dos ensaios (curto prazo). As cargas reais em campo tem caráter probabilístico e variável, o que contribui para

que os ensaios de laboratório, com tensões constantes e elevadas frequências, não representem totalmente as condições de campo.

Sendo assim, torna-se necessária a aplicação de um fator campo/laboratório para a correção do número N estimado a partir dos modelos de fadiga. Com o acompanhamento do desempenho deste segmento ao longo do tempo, e também com a realização de ensaios de fadiga com esta mistura, espera-se estabelecer um fator campo/laboratório para este tipo de estrutura.

6 CONCLUSÕES

Conforme os objetivos inicialmente propostos, a realização deste trabalho permitiu a avaliação funcional e estrutural do segmento da SC-390, executado com base de solo melhorado com cimento, e a sua estimativa de vida útil, através de medidas de campo e modelos desenvolvidos por Ceratti (1991).

Com relação ao levantamento dos defeitos de superfície, foram encontradas duas trincas longitudinais na faixa Pedras Grandes – Orleans, classificadas como FC-1. Estas trincas são atribuídas, possivelmente, a um problema de execução da camada de base, específico para este segmento, em que ocorreu o acúmulo de cimento na junta longitudinal (superposição na distribuição de cimento). Acredita-se que o aumento de teor de cimento nesta região possibilitou o surgimento de uma trinca de retração na camada de base, a qual se propagou para o revestimento.

Da avaliação objetiva de superfície, através do cálculo do IGG, verifica-se que nenhuma das faixas de rolamento ultrapassou o valor estabelecido pela ARTESP ($IGG \leq 30$) e a condição superficial de ambas as faixas foi classificada como ótima. Ressalta-se ainda que o IGG da faixa Orleans – Pedras Grandes é igual a zero, visto que esta não apresenta defeitos de superfície.

Verificou-se que os afundamentos de trilha de roda nas duas faixas de rolamento estão abaixo do valor estabelecido pela ARTESP (≤ 7 mm), portanto, o pavimento apresenta comportamento dentro do esperado para o primeiro ano de abertura ao tráfego. Na análise da irregularidade longitudinal, a condição de superfície do pavimento foi classificada como excelente, e os valores de IRI encontrados estão abaixo do limite estabelecido pela ARTESP ($IRI \leq 2,69$ m/km). O segmento também apresentou bons resultados quanto ao coeficiente de atrito, visto que os valores medidos são superiores aos níveis de manutenção estabelecidos pela ANAC.

A partir da análise dos módulos de resiliência para as camadas de sub-base e base, infere-se que o incremento de 3% de cimento gerou um aumento significativo no módulo de resiliência da mistura em relação ao solo natural.

A análise comparativa das deflexões, embora estas tenham sido medidas com diferentes equipamentos, mostra que houve uma redução de valor entre os anos de 2015 e 2016, possivelmente devido à consolidação adicional das camadas do

pavimento e ao aumento de rigidez da camada de base. Observa-se que em nenhuma estaca o valor está acima da deflexão admissível de projeto, calculada com uma equação desenvolvida para pavimentos flexíveis (74×10^{-2} mm). No entanto, alguns pontos estão acima do limite adotado na fase de execução (44×10^{-2} mm), calculado através do *software* ELSYM5. Quanto aos valores mais elevados em relação ao limite, considera-se que estes estejam em regiões onde há trincamento na camada de base, conforme detectado entre as estacas 12+400 e 12+740. Os valores de deflexão muito baixos (próximos a 20×10^{-2}) podem indicar regiões onde o teor de cimento atingiu porcentagens maiores do que 3% e não houve trincamento.

Quanto ao raio de curvatura da bacia, não foram encontrados valores críticos (inferiores a 100 metros) que exijam uma análise mais aprofundada da estrutura. No entanto, deve-se continuar o monitoramento, especialmente nos pontos mais próximos ao limite.

Ao realizar a estimativa de vida útil através dos modelos de ruptura empregados, verificou-se que a estrutura já teria atingido a vida de fadiga. No entanto, após um ano de abertura ao tráfego, ela não apresenta sinais de deterioração. Conclui-se que nenhum dos modelos utilizados são adequados para a estrutura em estudo, podendo ter como possíveis causas a diferença nas características do solo da camada de base e do solo para o qual o modelo foi desenvolvido, a diferença no teor de cimento das duas misturas (3% e 10%) e a falta de um fator campo/laboratório a fim de “transportar” os resultados de laboratório para o campo.

A realização deste trabalho também reforça que os métodos ou equações utilizados para calcular parâmetros do pavimento devem ser compatíveis com a estrutura do mesmo, para que traduzam o seu comportamento de forma mais precisa.

É importante mencionar que o pavimento tem apenas um ano de abertura ao tráfego, e é necessário continuar o monitoramento das suas condições funcionais e estruturais para avaliar o desempenho da camada de base de solo melhorado com cimento, principalmente na região onde se constatou o aparecimento de uma trinca longitudinal. Além disso, recomenda-se que o DEINFRA/SC realize uma selagem da trinca longitudinal no segmento, e de eventuais trincas que possam aparecer em outros locais.

Por fim, sugerem-se as seguintes recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros:

- a) Realizar a avaliação temporal das condições funcional e estrutural do segmento estudado;
- b) Obter a curva de fadiga da mistura empregada na SC-390 para alcançar uma melhor estimativa de vida útil do segmento;
- c) Desenvolver uma correlação entre medidas de deflexão com a viga *Benkelman* e com o FWD para o segmento estudado;
- d) Extrair amostras do pavimento para avaliar a resistência da mistura;
- e) Comparar os módulos obtidos através da retroanálise com os obtidos através de ensaios de laboratório em corpos de prova extraídos da pista;
- f) Realizar contagens de tráfego na rodovia para obter melhores estimativas do número N.

REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA DE TRANSPORTE DO ESTADO DE SÃO PAULO - ARTESP. **Anexo 6: Serviços correspondentes às funções de conservação.** p. 42, 2014. Disponível em: <http://www.artesp.sp.gov.br/Media/Default/Rodovias/pppTamoios/06%20-%20Servi%C3%A7os%20Correspondentes%20as%20Fun%C3%A7%C3%B5es%20de%20Conserva%C3%A7%C3%A3o%20_Final_.pdf>. Acesso em: 7 abr. 2016.
- AGÊNCIA NACIONAL DE AVIAÇÃO CIVIL – ANAC. **Resolução nº 236 – requisitos de aderência para pistas de pouso ou decolagem.** 2012.
- ANDRADE, L. R., *et al.* **Comportamento mecânico de camadas de base granular e tratada com cimento em rodovia de tráfego muito pesado.** Artigo publicado. XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET. Ouro Preto, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP. **Solo-cimento.** 2009. Disponível em: <<http://www.abcp.org.br/conteudo/basico-sobre-cimento/aplicacoes/solo-cimento>>. Acesso em: 21 fev. 2016.
- BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração.** 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.
- BERNUCCI, L. L. B., *et al.* **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros.** 3 ed. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2008.
- BEZERRA NETO, R. S. **Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecanístico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS).** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Departamento de Transportes. São Carlos, 2004.
- BORGES, C. B. S. **Estudo comparativo entre medidas de deflexão com viga Benkelman e FWD em pavimentos da malha rodoviária estadual de Santa Catarina.** Tese (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2001.
- BRANCO, F.; PEREIRA, P.; PICADO SANTOS, L. **Pavimentos Rodoviários.** Portugal, Coimbra: Almedina, 2005.

BRASIL. **Manual de pavimentação**. 3 ed. Rio de Janeiro, 2006a.

BRASIL. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos**. 2 ed. Rio de Janeiro, 2006b.

CERATTI, J. P. A. **Estudo do comportamento à fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coordenação dos Programas de Pós Graduação de Engenharia. Rio de Janeiro, 1991.

CERATTI, J. P. A; NÚNEZ, W. P.; PINTO, P. R. R. **Afinal porque pavimentos novos estão rompendo precocemente? Um estudo sobre causas de degradações prematuras na superfície de pavimentos asfálticos**. Artigo publicado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2011.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Pesquisa CNT de rodovias 2015: relatório gerencial**. Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **Norma DNER-ME 024/94 - Pavimentos: determinação das deflexões pela viga Benkelman**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **Norma DNER – PRO 010/79 – Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis: volume I**. Rio de Janeiro, 1979.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 009/2003-PRO – Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos: procedimento**. Rio de Janeiro, 2003a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 006/2003-PRO – Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos: procedimento**. Rio de Janeiro, 2003b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 005/2003-TER – Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos: terminologia**. Rio de Janeiro, 2003c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 142/2010 – ES – Base de solo melhorado com cimento: especificação de serviço.** Rio de Janeiro, 2010a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Norma DNIT 143/2010 – ES – Base de solo-cimento: especificação de serviço.** Rio de Janeiro, 2010b.

DYNATEST. **Grip Tester.** 2016. Disponível em:
<<http://dynatest.com.br/Produto.asp?ProdutoAtivo=22>>. Acesso em: 9 mar. 2016.

FERNANDES, I. S.; TRICHÊS, G. **Contribuição à caracterização do comportamento mecânico da camada de brita graduada *in situ*.** Artigo publicado. Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis, 2000.

FRANÇA, F. C. **Estabilização química de solos para fins rodoviários: estudo de caso com o produto “RBI grade 81”.** Tese (Mestrado). Universidade Federal de Viçosa, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Viçosa, 2003.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coordenação dos Programas de Pós Graduação de Engenharia. Rio de Janeiro, 2007.

KAKUDA, F. M. **Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico.** Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos, 2010.

LUVIZÃO, G. **Avaliação do desempenho da reciclagem na rodovia SC 355: caracterização da mistura reciclada e avaliação estrutural de segmentos monitorados executados.** Tese (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2014.

MACÊDO, M. M. **Solos modificados com cimento: efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos.** Tese (Mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2004.

MATTOS J. R. G. **Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendências de desempenho para a rodovia BR-290/RS. Tese (Mestrado).** Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2009.

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

NÓBREGA, E. S. **Comparação entre métodos de retroanálise em pavimentos asfálticos.** Tese (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003.

NÓBREGA, M. T. **Características e mecanismo de estabilização de solos tropicais com cal e cimento em pista experimental.** Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo: Instituto de Geociências. São Paulo, 1995.

OLIVEIRA, A; PITTA, D. M.; TRICHÊS G. **Avaliação do comportamento mecânico da camada de lastro de pedra pulmão empregada no lote 8 da duplicação da BR-101.** Artigo publicado. Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis, 2000.

OLIVEIRA, L. C. D. **A estabilização de solos aplicada à habitação, um estudo de misturas de solo-cimento.** Tese (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coordenação dos Programas de Pós Graduação de Engenharia. Rio de Janeiro, 1994.

PATRIOTA, M. B. **Análise laboratorial de concreto betuminoso usinado à quente modificado com adição de borracha reciclada de pneus – processo seco.** Universidade Federal do Pernambuco. Recife, 2004.

PEREIRA, K. L. A. **Estabilização de um solo com cimento e cinza de lodo para uso em pavimentos.** Tese (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Natal, 2012.

PITTA, M. R. **Pequeno histórico da estabilização de solos com cimento.** Boletim Informativo, nº 158. Associação Brasileira de Pavimentação: Rio de Janeiro, 1997.

RODRIGUES FILHO, O. S. **Características de aderência de revestimentos asfálticos aeroportuários – estudo de caso do Aeroporto Internacional de São**

Paulo/Congonhas. Tese (Mestrado). Universidade de São Paulo, Escola Politécnica. São Paulo, 2006.

SANBONSUGE, K. **Comportamento mecânico e desempenho em campo de base de solo-cimento.** Tese (Mestrado). Universidade de São Paulo, Escola Politécnica. São Paulo, 2013.

SANTOS, M. J. L. **Dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos rodoviários flexíveis.** Universidade de Aveiro, Departamento de Engenharia Civil. Aveiro, 2009.

APÊNDICE A – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO SEM CIMENTO

Tabela 32 - Ensaio de ISC de solo da Jazida J1

Ensaio de Índice Suporte Califórnia					
Furo de sondagem	FS-1	FS-2	FS-3	FS-4	FS-5
Massa específica aparente	1,948	1,943	1,962	1,950	1,958
Umidade ótima (%)	10,8	10,6	11,6	10,9	11,5
ISC (%)	43,0	43,4	43,4	42,6	42,8
Expansão (%)	0,21	0,20	0,21	0,22	0,20

Fonte: Adaptado de Técnica Viária Construções.

Tabela 33 - Análise granulométrica de solo da Jazida J1

GRANULOMETRIA	Porcentagem da amostra passante na peneira					
	Furo de sondagem	FS-1	FS-2	FS-3	FS-4	FS-5
	Peneira 3/4"	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
	Peneira 3/8"	95,13	95,01	95,69	95,29	94,85
	Peneira 4	79,78	79,26	82,20	80,47	78,56
	Peneira 10	43,13	42,26	47,24	44,31	41,08
	Peneira 40	24,55	23,87	27,85	25,48	22,96
	Peneira 200	10,77	10,28	13,22	11,45	9,64

Fonte: Adaptado de Técnica Viária Construções.

Tabela 34 - Ensaio físicos de solo da jazida J1

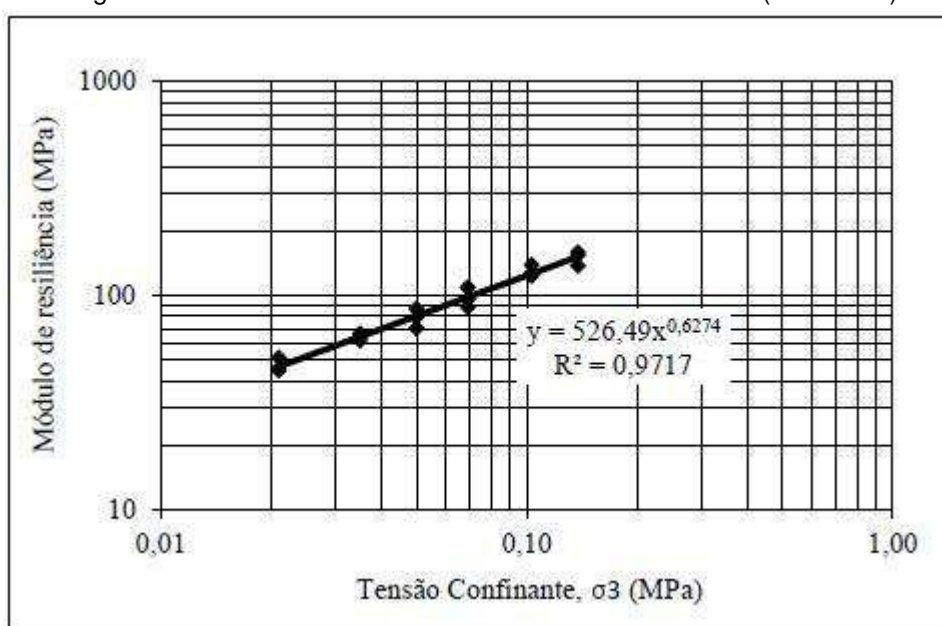
Ensaio físicos					
Furo de sondagem	FS-1	FS-2	FS-3	FS-4	FS-5
LL	NP	NP	NP	NP	NP
LP	NP	NP	NP	NP	NP
IP	NP	NP	NP0	NP	NP
IG	0	0	0	0	0
Classificação HRB	A-1-A	A-1-A	A-1-A	A-1-A	A-1-A

Fonte: Adaptado de Técnica Viária Construções.

Tabela 35 - Módulo de resiliência do solo sem cimento (amostra 1)

Amostra 1		
Umidade ótima (%)		9,3
Massa específica aparente		1,964
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	45,583
0,0210	0,0410	44,758
0,0210	0,0620	51,510
0,0350	0,0350	61,869
0,0350	0,0690	66,637
0,0350	0,1030	64,197
0,0500	0,0500	70,426
0,0500	0,1030	79,003
0,0500	0,1550	86,777
0,0690	0,0690	88,563
0,0690	0,1380	96,372
0,0690	0,2070	109,300
0,1030	0,1030	124,213
0,1030	0,2070	139,441
0,1030	0,3090	127,883
0,1380	0,1380	137,897
0,1380	0,2740	154,924
0,1380	0,4120	159,640

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

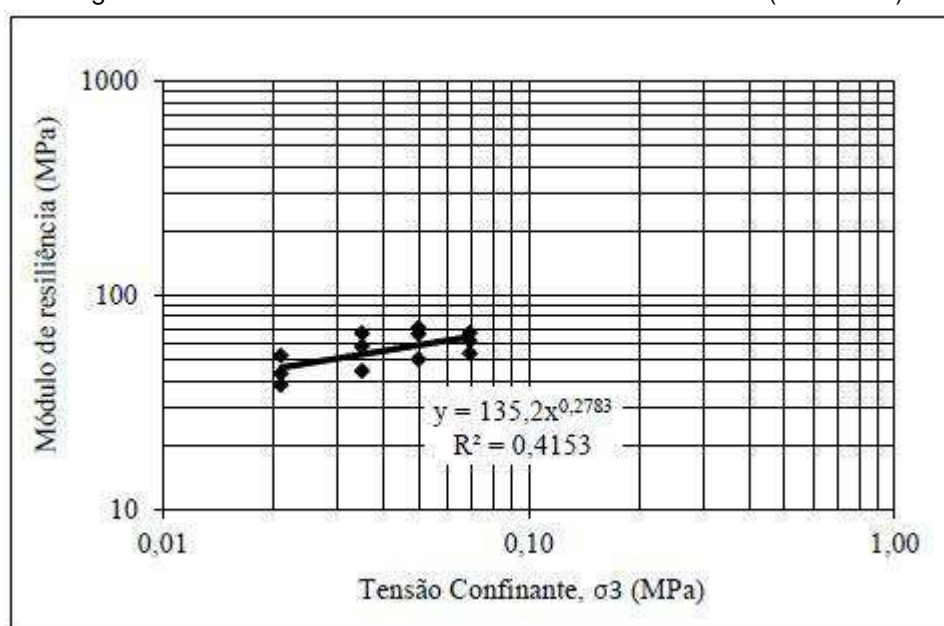
Figura 68- Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 1)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 36 - Módulo de resiliência do solo sem cimento (amostra 2)

Amostra 2		
Umidade ótima (%)	9,3	
Massa específica aparente	1,964	
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	38,279
0,0210	0,0410	43,289
0,0210	0,0620	52,508
0,0350	0,0350	44,628
0,0350	0,0690	57,929
0,0350	0,1030	66,866
0,0500	0,0500	50,401
0,0500	0,1030	66,295
0,0500	0,1550	70,943
0,0690	0,0690	53,800
0,0690	0,1380	67,219
0,0690	0,2070	61,644
0,1030	0,1030	
0,1030	0,2070	
0,1030	0,3090	
0,1380	0,1380	
0,1380	0,2740	
0,1380	0,4120	

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

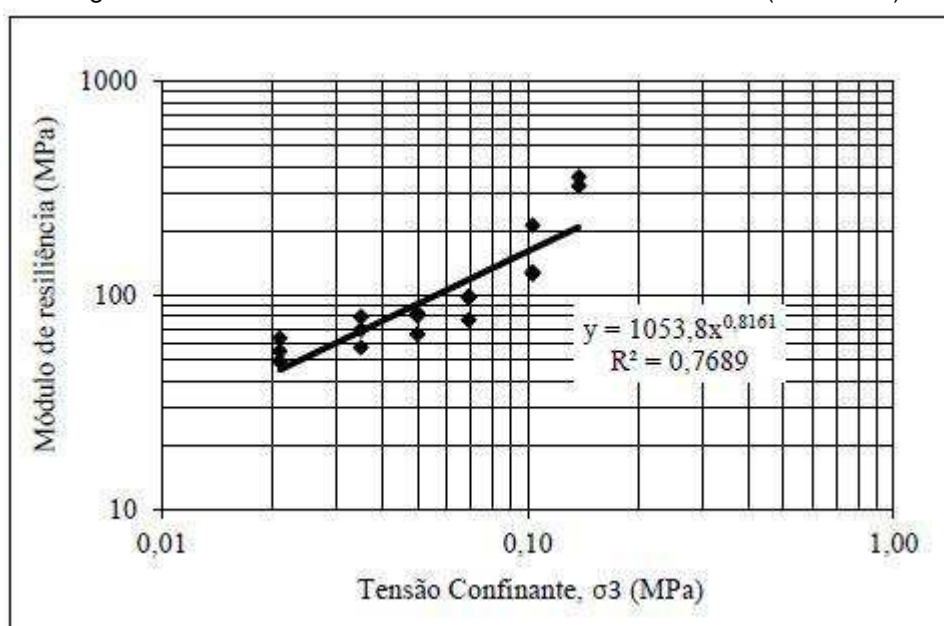
Figura 69 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 2)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 37 - Módulo de resiliência do solo sem cimento (amostra 3)

Amostra 3		
Umidade ótima (%)		9,3
Massa específica aparente		1,964
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	49,314
0,0210	0,0410	55,035
0,0210	0,0620	63,479
0,0350	0,0350	57,270
0,0350	0,0690	69,457
0,0350	0,1030	79,768
0,0500	0,0500	66,118
0,0500	0,1030	80,758
0,0500	0,1550	82,893
0,0690	0,0690	77,065
0,0690	0,1380	97,905
0,0690	0,2070	99,170
0,1030	0,1030	126,515
0,1030	0,2070	128,771
0,1030	0,3090	213,094
0,1380	0,1380	358,069
0,1380	0,2740	325,746
0,1380	0,4120	

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

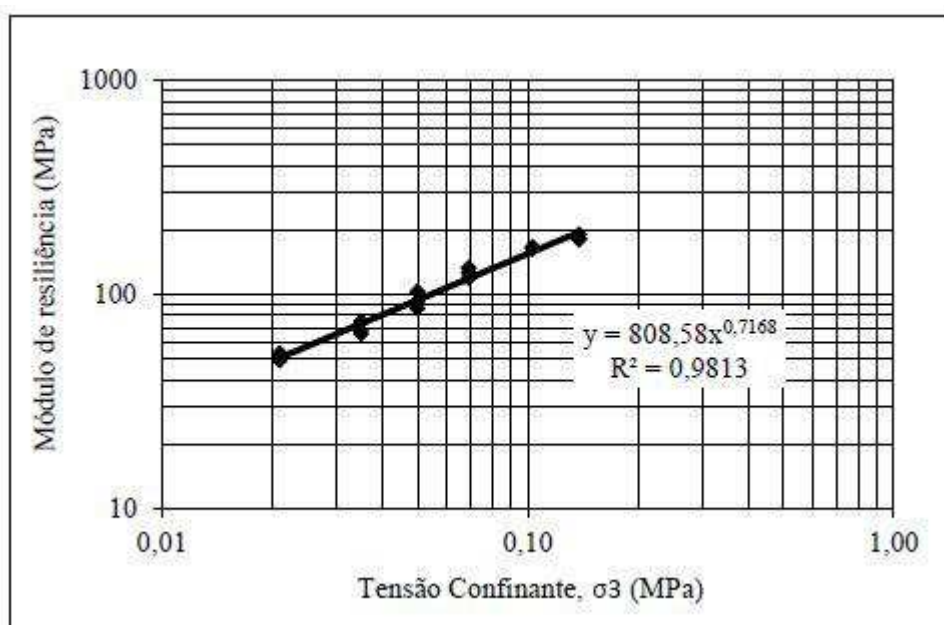
Figura 70 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 3)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 38 - Módulo de resiliência de solo sem cimento (amostra 4)

Amostra 4		
Umidade ótima (%)		9,3
Massa específica aparente		1,964
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	53,398
0,0210	0,0410	49,284
0,0210	0,0620	51,656
0,0350	0,0350	65,789
0,0350	0,0690	67,439
0,0350	0,1030	74,984
0,0500	0,0500	86,263
0,0500	0,1030	92,861
0,0500	0,1550	103,405
0,0690	0,0690	119,327
0,0690	0,1380	126,487
0,0690	0,2070	133,252
0,1030	0,1030	163,664
0,1030	0,2070	166,606
0,1030	0,3090	164,868
0,1380	0,1380	182,840
0,1380	0,2740	191,297
0,1380	0,4120	181,440

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

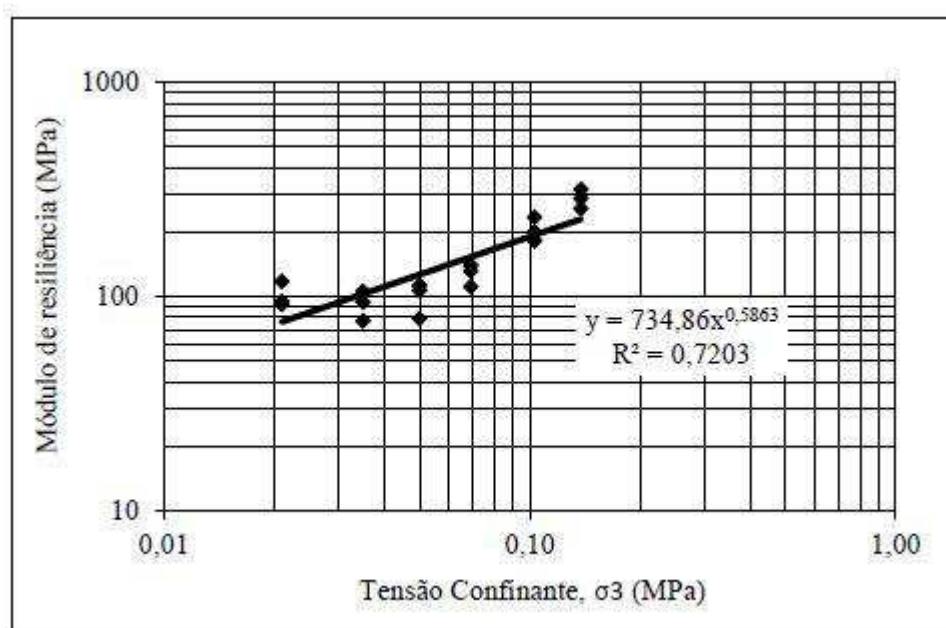
Figura 71 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 4)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 39 - Módulo de resiliência de solo sem cimento (amostra 5)

Amostra 5		
Umidade ótima (%)		9,3
Massa específica aparente		1,964
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	117,793
0,0210	0,0410	92,231
0,0210	0,0620	95,070
0,0350	0,0350	77,074
0,0350	0,0690	94,416
0,0350	0,1030	105,676
0,0500	0,0500	79,144
0,0500	0,1030	107,081
0,0500	0,1550	112,891
0,0690	0,0690	111,463
0,0690	0,1380	131,689
0,0690	0,2070	140,155
0,1030	0,1030	200,210
0,1030	0,2070	234,753
0,1030	0,3090	182,817
0,1380	0,1380	258,135
0,1380	0,2740	317,081
0,1380	0,4120	287,406

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Figura 72 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 5)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

APÊNDICE B – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO COM CIMENTO

Estudo em laboratório:

Tabela 40 - Ensaio de ISC: solo da jazida J1 com adição de cimento

Ensaio de Índice Suporte Califórnia		
Amostra (teor de cimento)	2% de cimento	3% de cimento
Massa específica aparente	1,943	1,924
Umidade ótima (%)	10,6	10,4
ISC (%)	159,3	222,6
Expansão (%)	0	0

Fonte: Adaptado de Técnica Viária Construções.

Tabela 41 – Resistência dos corpos de prova à compressão simples: jazida J1 com adição de cimento

Resistência dos corpos de prova à compressão simples				
Nº do CP	Idade (dias)	Teor de cimento (%)	Teor de umidade (%)	Resistência (MPa)
1	7	2,0	10,6	0,79
2	7	2,0	10,6	0,57
3	7	2,0	10,6	0,70
4	7	2,0	10,6	0,75
5	7	2,5	10,8	1,74
6	7	2,5	10,8	1,60
7	7	2,5	10,8	1,83
8	7	2,5	10,8	1,53
9	7	3,0	10,4	2,10
10	7	3,0	10,4	2,14
11	7	3,0	10,4	2,19
12	7	3,0	10,4	2,32

Fonte: Adaptado de Técnica Viária Construções.

Estudo em pistas experimentais:

Tabela 42 - Ensaio de ISC: pista experimental

Ensaio de Índice Suporte Califórnia		
Amostra (teor de cimento)	2% de cimento	3% de cimento
Massa específica aparente	1,942	1,926
Umidade ótima (%)	11,4	10,5
ISC (%)	178,8	227,5
Expansão (%)	0,01	0

Fonte: Adaptado de Técnica Viária Construções.

Tabela 43 - Resistência dos corpos de prova à compressão simples: pista experimental

Resistência dos corpos de prova à compressão simples				
Nº do CP	Idade (dias)	Teor de cimento (%)	Teor de umidade (%)	Resistência (MPa)
1	7	2,0	10,6	0,83
2	7	2,0	10,6	0,87
3	7	2,0	10,6	0,80
4	7	2,0	10,6	0,76
5	7	2,5	10,8	1,96
6	7	2,5	10,8	1,83
7	7	2,5	10,8	1,77
8	7	2,5	10,8	1,91
9	7	3,0	10,4	2,75
10	7	3,0	10,4	2,62
11	7	3,0	10,4	2,66
12	7	3,0	10,4	2,67

Fonte: Adaptado de Técnica Viária Construções.

Tabela 44 - Compactação e densidade *in situ*: pista experimental com 2% de cimento

Controle de compactação e densidade <i>in situ</i>				
Furo	1	2	3	4
Teor de cimento (%)	2,0	2,0	2,0	2,0
Umidade de campo (%)	10,8	11,1	10,8	11,0
Grau de compactação (%)	102,0	101,5	101,4	102,3

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 45 - Compactação e densidade *in situ*: pista experimental com 2,5% de cimento

Controle de compactação e densidade <i>in situ</i>				
Furo	1	2	3	4
Teor de cimento (%)	2,5	2,5	2,5	2,5
Umidade de campo (%)	11,0	10,9	11,2	11,5
Grau de compactação (%)	101,9	101,3	101,4	102,1

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 46 - Compactação e densidade *in situ*: pista experimental com 3% de cimento

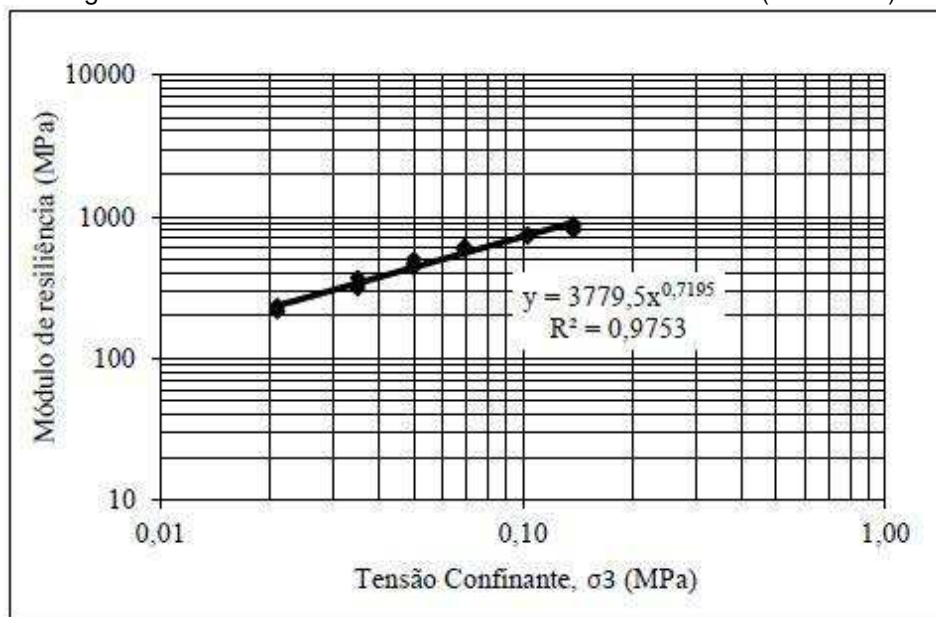
Controle de compactação e densidade <i>in situ</i>				
Furo	1	2	3	4
Teor de cimento (%)	3,0	3,0	3,0	3,0
Umidade de campo (%)	11,20	11,00	10,70	11,30
Grau de compactação (%)	101,80	101,40	102,20	101,90

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 47 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 1)

Amostra 1		
Umidade ótima (%)	9,3	
Massa específica aparente	1,964	
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	218,247
0,0210	0,0410	214,260
0,0210	0,0620	234,830
0,0350	0,0350	309,433
0,0350	0,0690	327,751
0,0350	0,1030	369,629
0,0500	0,0500	436,596
0,0500	0,1030	465,128
0,0500	0,1550	500,457
0,0690	0,0690	584,263
0,0690	0,1380	587,148
0,0690	0,2070	615,286
0,1030	0,1030	716,707
0,1030	0,2070	742,105
0,1030	0,3090	754,660
0,1380	0,1380	794,971
0,1380	0,2740	848,252
0,1380	0,4120	888,507

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

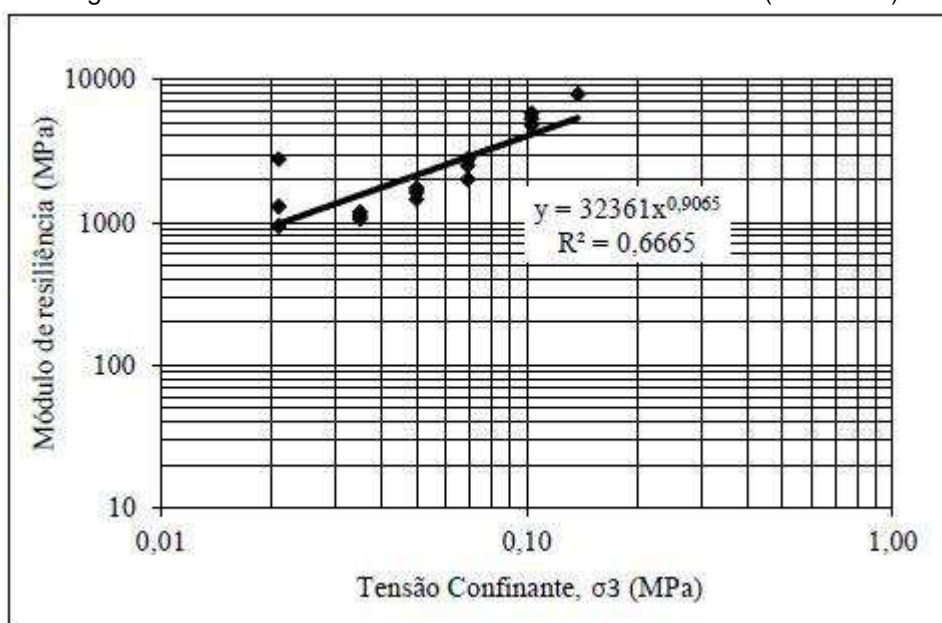
Figura 73 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 1)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 48 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 2)

Amostra 2		
Umidade ótima (%)		9,3
Massa específica aparente		1,964
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	2765,289
0,0210	0,0410	1285,774
0,0210	0,0620	938,374
0,0350	0,0350	1107,091
0,0350	0,0690	1057,936
0,0350	0,1030	1174,081
0,0500	0,0500	1446,927
0,0500	0,1030	1619,072
0,0500	0,1550	1737,457
0,0690	0,0690	1997,842
0,0690	0,1380	2502,016
0,0690	0,2070	2760,681
0,1030	0,1030	4801,122
0,1030	0,2070	5297,753
0,1030	0,3090	5804,600
0,1380	0,1380	
0,1380	0,2740	
0,1380	0,4120	7885,761

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

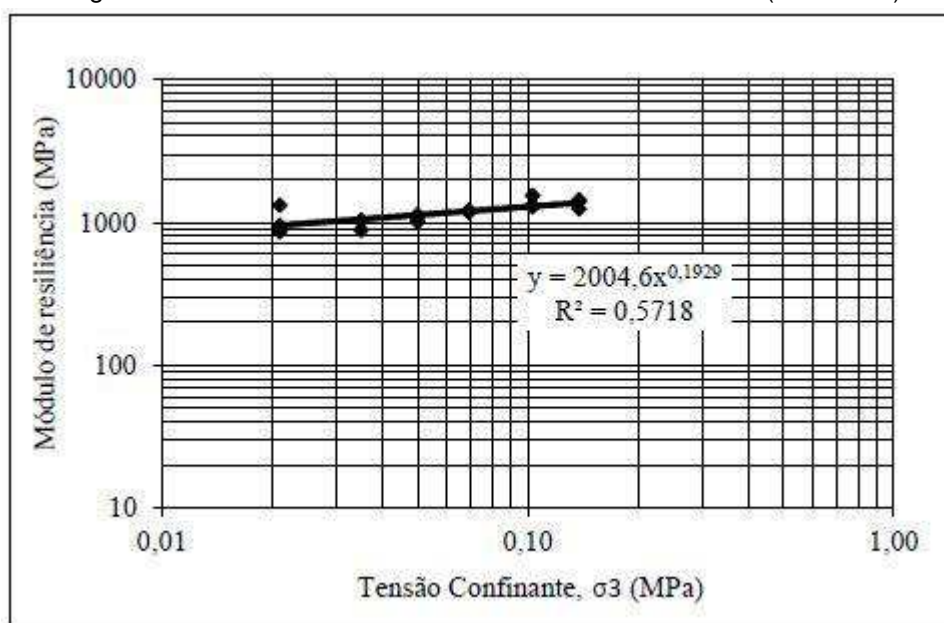
Figura 74 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 2)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 49 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 3)

Amostra 3		
Umidade ótima (%)	9,3	
Massa específica aparente	1,964	
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	1313,812
0,0210	0,0410	856,360
0,0210	0,0620	947,411
0,0350	0,0350	1023,675
0,0350	0,0690	1029,901
0,0350	0,1030	884,874
0,0500	0,0500	1076,105
0,0500	0,1030	1127,695
0,0500	0,1550	1007,643
0,0690	0,0690	1207,091
0,0690	0,1380	1199,709
0,0690	0,2070	1175,567
0,1030	0,1030	1540,369
0,1030	0,2070	1307,979
0,1030	0,3090	1290,734
0,1380	0,1380	1433,054
0,1380	0,2740	1402,208
0,1380	0,4120	1245,413

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

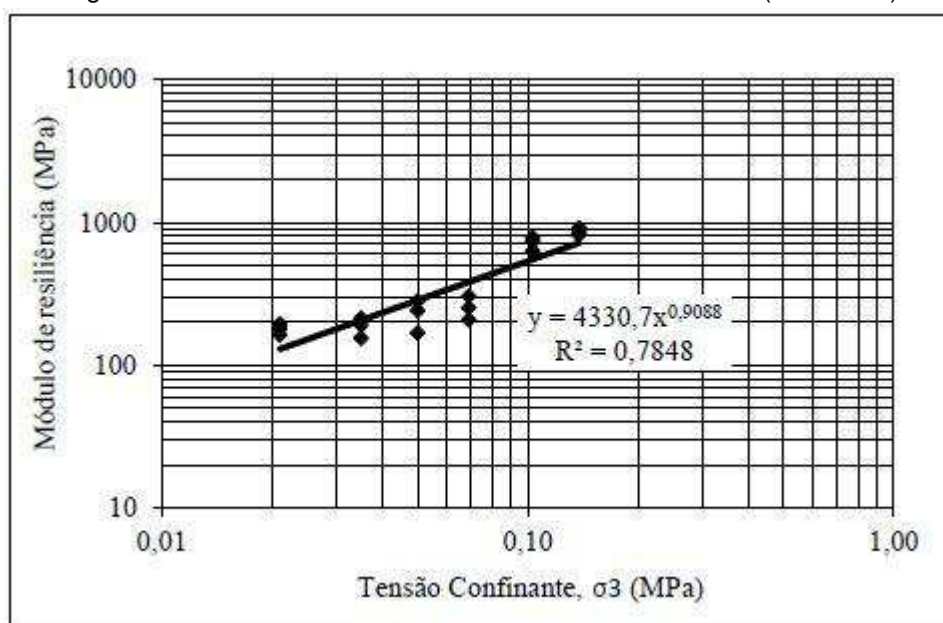
Figura 75 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 3)

Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 50 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 4)

Amostra 4		
Umidade ótima (%)		9,3
Massa específica aparente		1,964
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	162,906
0,0210	0,0410	179,724
0,0210	0,0620	193,500
0,0350	0,0350	154,487
0,0350	0,0690	190,666
0,0350	0,1030	213,218
0,0500	0,0500	167,632
0,0500	0,1030	240,832
0,0500	0,1550	279,774
0,0690	0,0690	208,207
0,0690	0,1380	252,260
0,0690	0,2070	303,256
0,1030	0,1030	630,056
0,1030	0,2070	732,125
0,1030	0,3090	781,906
0,1380	0,1380	816,117
0,1380	0,2740	913,981
0,1380	0,4120	850,527

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Figura 76 - Módulo de resiliência *versus* tensão confinante (amostra 4)

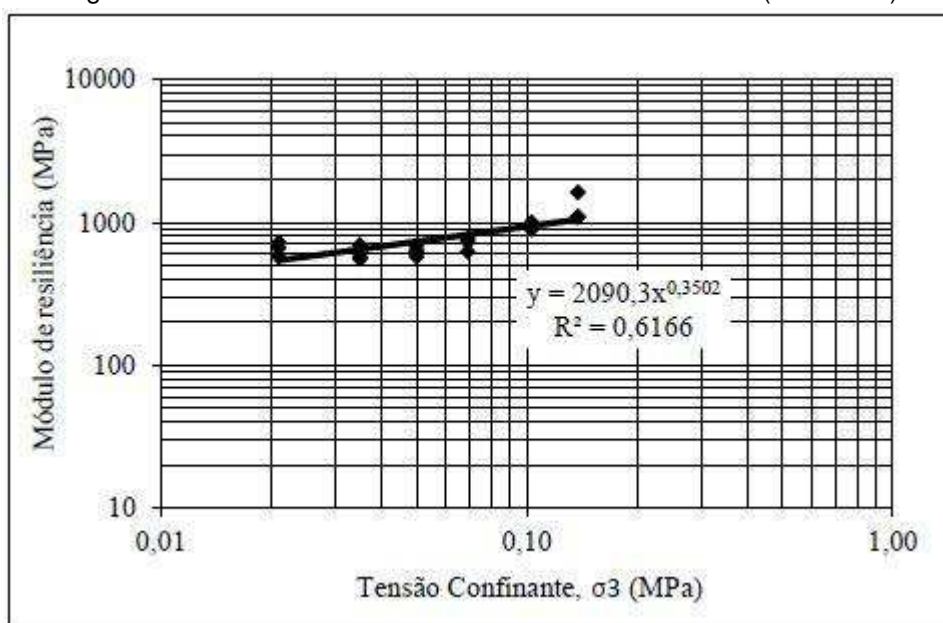
Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 51 - Módulo de resiliência de solo com 3% de cimento (amostra 5)

Amostra 5		
Umidade ótima (%)		9,3
Massa específica aparente		1,964
Módulo de resiliência		
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	MR (MPa)
0,0210	0,0210	721,729
0,0210	0,0410	664,100
0,0210	0,0620	571,771
0,0350	0,0350	694,744
0,0350	0,0690	554,861
0,0350	0,1030	573,476
0,0500	0,0500	575,536
0,0500	0,1030	634,218
0,0500	0,1550	686,505
0,0690	0,0690	621,923
0,0690	0,1380	727,243
0,0690	0,2070	768,684
0,1030	0,1030	891,003
0,1030	0,2070	970,876
0,1030	0,3090	999,426
0,1380	0,1380	1620,976
0,1380	0,2740	1088,178
0,1380	0,4120	1093,799

Fonte: Adaptado de Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Figura 77 - Módulo de resiliência versus tensão confinante (amostra 5)



Fonte: Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

Tabela 52 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,0% de cimento

Deflexões (x 0,01 mm) - 2,0%				
Estaca	Faixa	No dia	Após 1 dia	Após 7 dias
0,820	Direita	52	56	36
0,840	Direita	66	56	32
0,860	Direita	58	36	30
0,880	Direita	56	34	34
0,900	Direita	52	24	32
0,920	Direita	50	30	36
0,940	Direita	58	36	32
0,960	Direita	60	40	38
0,980	Direita	62	54	36
1,000	Direita	74	50	32
1,020	Direita	54	28	32
1,040	Direita	44	26	34
1,060	Direita	60	46	30

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 53 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,0% de cimento

Deflexões (x 0,01 mm) - 2,0%				
Estaca	Faixa	No dia	Após 1 dia	Após 7 dias
0,820	Esquerda	62	52	36
0,840	Esquerda	58	58	32
0,860	Esquerda	48	38	32
0,880	Esquerda	64	36	34
0,900	Esquerda	48	28	38
0,920	Esquerda	56	28	32
0,940	Esquerda	40	42	28
0,960	Esquerda	56	42	36
0,980	Esquerda	50	44	40
1,000	Esquerda	54	36	38
1,020	Esquerda	62	52	34
1,040	Esquerda	56	40	40
1,060	Esquerda	60	44	42

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 54 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,5% de cimento

Deflexões (x 0,01 mm) - 2,5%				
Estaca	Faixa	No dia	Após 1 dia	Após 7 dias
1,080	Direita	56	42	24
1,100	Direita	56	44	22
1,120	Direita	62	42	14
1,140	Direita	80	46	18
1,160	Direita	76	38	36
1,180	Direita	76	36	52
1,200	Direita	72	64	66
1,220	Direita	34	22	18
1,240	Direita	34	30	24
1,260	Direita	38	22	40
1,280	Direita	30	28	12
1,300	Direita	44	26	20
1,320	Direita	54	34	30
1,340	Direita	62	36	42
1,360	Direita	60	52	62

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 55 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 2,5% de cimento

Deflexões (x 0,01 mm) - 2,5%				
Estaca	Faixa	No dia	Após 1 dia	Após 7 dias
1,080	Esquerda	50	34	38
1,100	Esquerda	50	38	28
1,120	Esquerda	56	42	24
1,140	Esquerda	72	44	28
1,160	Esquerda	68	40	34
1,180	Esquerda	60	38	32
1,200	Esquerda	74	36	40
1,220	Esquerda	66	50	44
1,240	Esquerda	42	34	38
1,260	Esquerda	48	30	36
1,280	Esquerda	60	40	32
1,300	Esquerda	62	52	34
1,320	Esquerda	62	46	36
1,340	Esquerda	70	44	30
1,360	Esquerda	62	48	36

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 56 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 3,0% de cimento

Deflexões (x 0,01 mm) - 3,0%				
Estaca	Faixa	No dia	Após 1 dia	Após 7 dias
1,380	Direita	62	44	30
1,400	Direita	56	34	30
1,420	Direita	46	30	36
1,440	Direita	62	22	32
1,460	Direita	42	36	32
1,480	Direita	98	54	28
1,500	Direita	56	46	34
1,520	Direita	66	50	32
1,540	Direita	60	48	28
1,560	Direita	62	36	30
1,580	Direita	78	38	36
1,600	Direita	48	28	32
1,620	Direita	46	36	36
1,640	Direita	62	34	30
1,660	Direita	52	50	38
1,680	Direita	54	50	36

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

Tabela 57 - Medida de deflexões na base: pista experimental com 3,0% de cimento

Deflexões (x 0,01 mm) - 3,0%				
Estaca	Faixa	No dia	Após 1 dia	Após 7 dias
1,380	Esquerda	44	30	28
1,400	Esquerda	70	44	30
1,420	Esquerda	36	38	28
1,440	Esquerda	40	30	26
1,460	Esquerda	38	34	32
1,480	Esquerda	32	36	28
1,500	Esquerda	34	40	32
1,520	Esquerda	46	40	40
1,540	Esquerda	52	42	40
1,560	Esquerda	46	30	36
1,580	Esquerda	44	42	38
1,600	Esquerda	34	40	38
1,620	Esquerda	36	36	34
1,640	Esquerda	42	38	38
1,660	Esquerda	36	40	30
1,680	Esquerda	56	60	46

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia e Técnica Viária Construções.

APÊNDICE C – CONTROLE DE QUALIDADE DO PROCESSO EXECUTIVO

Tabela 58 – Levantamento deflectométrico com a viga *Benkelman*

Base		
Estaca	Deflexões (x 0,01 mm)	
	Faixa Direita	Faixa Esquerda
12+400	48	52
12+420	46	50
12+440	44	40
12+460	40	48
12+480	50	44
12+500	52	38
12+520	38	52
12+540	48	46
12+560	48	50
12+580	52	48
12+600	46	50
12+620	50	52
12+640	40	40
12+660	42	44
12+680	52	50
12+700	52	48
12+720	46	50
12+740	50	52
12+760	48	46
12+780	48	44
12+800	46	50
12+820	52	50
12+840	50	40
12+860	52	50
12+880	42	38
12+900	44	46
12+920	50	52
12+940	38	48
12+960	48	50
12+980	48	40
13+000	40	50
13+020	52	50
13+040	50	50
13+060	46	48
13+080	50	50
13+100	48	52

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia.

Tabela 59 – Levantamento deflectométrico com a viga *Benkelman*

Revestimento		
Estaca	Deflexões (x 0,01 mm)	
	Faixa Direita	Faixa Esquerda
12+400	39	39
12+420	47	44
12+440	44	38
12+460	38	40
12+480	41	42
12+500	48	44
12+520	44	40
12+540	38	41
12+560	38	41
12+580	45	44
12+600	39	48
12+620	46	38
12+640	40	43
12+660	48	47
12+680	47	39
12+700	45	45
12+720	46	47
12+740	48	41
12+760	38	40
12+780	38	47
12+800	44	45
12+820	38	45
12+840	38	47
12+860	38	48
12+880	44	43
12+900	43	47
12+920	42	40
12+940	41	43
12+960	48	39
12+980	39	40
13+000	41	38
13+020	40	45
13+040	46	48
13+060	39	47
13+080	38	41
13+100	48	40

Fonte: Adaptado de Castellar Engenharia.

APÊNDICE D – AVALIAÇÃO FUNCIONAL DO PAVIMENTO

Tabela 60 - Levantamento de patologias: faixa Pedras Grandes - Orleans

Estaca	Segregação	FC1			FC2	FC3	BU	AFP	TT	TL	D	Rem	Observação
		Isolada	TTC	TLC									
12+400				x									
12+420				x									
12+440				x									
12+460				x									
12+480				x									
12+500				x									
12+520				x									
12+540				x									
12+560				x									
12+580				x									
12+600				x									
12+620				x									
12+640				x									
12+660				x									
12+680				x									
12+700				x									
12+720				x									
12+740				x									
12+760													
12+780													
12+800													
12+820													
12+840													
12+860													

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 61 - Levantamento de patologias: faixa Pedras Grandes - Orleans (continuação)

Estaca	Segregação	FC1			FC2	FC3	BU	AFP	TT	TL	D	Rem	Observação
		Isolada	TTC	TLC									
12+880													
12+900													
12+920													
12+940													
12+960													
12+980													
13+000													
13+020													
13+040													
13+060													
13+080													
13+100													

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 62 - Afundamento de trilha de roda externa (régua metálica)

Estaca	Trilha de roda externa (mm)	
	Orleans - Pedras Grandes	Pedras Grandes - Orleans
12+400	0	0
12+420	0	0
12+440	0	0
12+460	0	0
12+480	0	0
12+500	0	0
12+520	0	0
12+540	0	0
12+560	0	0
12+580	0	0
12+600	0	0
12+620	0	0
12+640	0	0
12+660	0	0
12+680	0	0
12+700	0	0
12+720	0	0
12+740	0	0
12+760	0	0
12+780	0	0
12+800	0	0
12+820	0	0
12+840	0	0
12+860	0	0
12+880	0	0
12+900	0	0
12+920	0	0
12+940	0	0
12+960	0	0
12+980	0	0
13+000	0	0
13+020	0	0
13+040	0	0
13+060	0	0
13+080	0	0
13+100	0	0

Fonte: Autoria própria.

Tabela 63 - Afundamento de trilha de roda (perfilômetro a laser): faixa Pedras Grandes - Orleans

Estaca	ATR (mm)			
	Interna (ESQ)		Externa (DIR)	
	TRI	Desvio	TRE	Desvio
12+400	-	-	-	-
12+420	-	-	-	-
12+440	-	-	-	-
12+460	-	-	0,0	0,5
12+480	-	-	0,2	0,4
12+500	-	-	0,4	0,4
12+520	-	-	0,3	0,5
12+540	-	-	0,1	0,5
12+560	-	-	0,3	0,6
12+580	-	-	0,3	0,4
12+600	-	-	0,2	0,6
12+620	-	-	-	-
12+640	-	-	0,0	0,5
12+660	-	-	0,1	0,5
12+680	-	-	-	-
12+700	-	-	-	-
12+720	-	-	-	-
12+740	-	-	-	-
12+760	-	-	-	-
12+780	-	-	-	-
12+800	-	-	-	-
12+820	-	-	-	-
12+840	-	-	0,0	0,5
12+860	-	-	-	-
12+880	-	-	-	-
12+900	-	-	-	-
12+920	-	-	-	-
12+940	-	-	-	-
12+960	-	-	-	-
12+980	-	-	-	-
13+000	-	-	-	-
13+020	-	-	-	-
13+040	-	-	-	-
13+060	-	-	-	-
13+080	0,1	0,5	-	-
13+100	-	-	-	-

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 64 - Afundamento de trilha de roda (perfilômetro a laser): faixa Orleans - Pedras Grandes

Estaca	ATR (mm)			
	Interna (ESQ)		Externa (DIR)	
	TRI	Desvio	TRE	Desvio
12+400	-	-	1,2	0,4
12+420	-	-	1,1	0,4
12+440	-	-	0,8	0,7
12+460	-	-	-	-
12+480	-	-	0,1	0,5
12+500	-	-	0,0	0,5
12+520	-	-	0,5	0,5
12+540	-	-	0,7	0,4
12+560	-	-	0,6	0,5
12+580	-	-	0,4	0,5
12+600	-	-	0,2	0,4
12+620	-	-	0,4	0,5
12+640	-	-	-	-
12+660	-	-	0,6	0,5
12+680	-	-	0,3	0,4
12+700	-	-	0,8	0,4
12+720	-	-	1,0	0,4
12+740	-	-	0,3	0,5
12+760	-	-	0,3	0,4
12+780	-	-	0,3	0,5
12+800	0,0	0,4	0,1	0,5
12+820	0,1	0,6	0,1	0,6
12+840	-	-	0,2	0,4
12+860	-	-	0,7	0,5
12+880	-	-	0,7	0,5
12+900	-	-	0,5	0,6
12+920	-	-	0,7	0,4
12+940	-	-	1,6	0,4
12+960	-	-	1,8	0,4
12+980	-	-	2,3	0,4
13+000	-	-	2,6	0,5
13+020	-	-	1,7	0,6
13+040	-	-	0,9	0,6
13+060	-	-	2,0	1,0
13+080	-	-	1,9	0,6
13+100	-	-	1,2	0,5

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Figura 78 - Planilha de cálculo do IGG: faixa Orleans - Pedras Grandes

Item	Natureza do defeito	Frequência absoluta	Frequência relativa	Fator de ponderação	IGI	
1	(FC I) F, TTC, TTL, TLC, TLL, TER	0	0,00	0,2	0,00	
2	(FC II) J, TB	0	0,00	0,5		
3	(FC III) JE, TBE	0	0,00	0,8		
4	ALP, ATP	0	0,00	0,9		
5	O, P, E	0	0,00	1,0		
6	Ex	0	0,00	0,5		
7	D	0	0,00	0,3		
8	R	0	0,00	0,6		
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TER			0,0		
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em ambas as trilhas			0,0		
Nº total de estações inventariadas		36	\sumIGI = IGG		0,00	
					Conceito	ÓTIMO

Fonte: Autoria Própria.

Figura 79 - Planilha de cálculo do IGG: faixa Pedras Grandes - Orleans

Item	Natureza do defeito	Frequência absoluta	Frequência relativa	Fator de ponderação	IGI	
1	(FC I) F, TTC, TTL, TLC, TLL, TER	18	50,00	0,2	10,00	
2	(FC II) J, TB	0	0,00	0,5		
3	(FC III) JE, TBE	0	0,00	0,8		
4	ALP, ATP	0	0,00	0,9		
5	O, P, E	0	0,00	1,0		
6	Ex	0	0,00	0,5		
7	D	0	0,00	0,3		
8	R	0	0,00	0,6		
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TER			0,0		
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em ambas as trilhas			0,0		
Nº total de estações inventariadas		36	\sumIGI = IGG		10,00	
					Conceito	ÓTIMO

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 65 - Medição da aderência pneu-pavimento com o *Grip Tester*: faixa Pedras Grandes-Orleans

Estaca	Grip number (GN)	Velocidade (km/h)	Vazão de água (l/min)
12+400	0,67	25	20,8
12+420	0,68	25	20,7
12+440	0,68	24	20,8
12+460	0,68	24	20,9
12+480	0,68	24	20,6
12+500	0,68	25	20,2
12+520	0,68	25	20,3
12+540	0,68	24	20,1
12+560	0,68	24	20,2
12+580	0,68	24	20,4
12+600	0,68	24	20,4
12+620	0,67	25	20,4
12+640	0,67	25	20,4
12+660	0,68	24	20,3
12+680	0,68	24	20,4
12+700	0,68	24	20,4
12+720	0,69	24	20,4
12+740	0,69	24	20,1
12+760	0,68	24	20,1
12+780	0,68	24	20,2
12+800	0,68	25	20,2
12+820	0,67	25	20,4
12+840	0,67	25	20,9
12+860	0,66	25	20,8
12+880	0,67	25	21,1
12+900	0,67	25	21,1
12+920	0,66	25	20,7
12+940	0,65	25	20,7
12+960	0,65	25	20,8
12+980	0,65	25	20,8
13+000	0,67	25	20,9
13+020	0,67	24	20,8
13+040	0,68	24	20,9
13+060	0,67	24	20,9
13+080	0,68	24	21,0
13+100	0,67	25	21,0

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 66 - Medição da aderência pneu-pavimento com o *Grip Tester*: faixa Orleans-Pedras Grandes

Estaca	Grip number (GN)	Velocidade (km/h)	Vazão de água (l/min)
13+100	0,69	24	20,5
13+080	0,69	24	20,2
13+060	0,69	24	19,8
13+040	0,69	25	20,5
13+020	0,70	25	21,5
13+000	0,70	25	23,1
12+980	0,70	24	22,2
12+960	0,69	24	20,6
12+940	0,70	25	20,4
12+920	0,70	24	20,9
12+900	0,68	24	20,8
12+880	0,67	24	19,8
12+860	0,69	24	19,4
12+840	0,69	25	19,3
12+820	0,69	24	20,2
12+800	0,69	24	20,9
12+780	0,68	25	21,0
12+760	0,68	25	20,8
12+740	0,68	24	21,0
12+720	0,69	24	21,0
12+700	0,69	24	20,4
12+680	0,70	24	20,0
12+660	0,70	24	20,1
12+640	0,69	25	20,0
12+620	0,68	25	20,2
12+600	0,69	25	20,1
12+580	0,69	25	20,3
12+560	0,69	25	20,9
12+540	0,68	25	20,8
12+520	0,68	24	20,9
12+500	0,68	24	21,0
12+480	0,68	24	20,9
12+460	0,69	24	21,0
12+440	0,69	24	20,8
12+420	0,68	24	21,1
12+400	0,69	24	21,0

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 67 - Irregularidade longitudinal: faixa Pedras Grandes - Orleans

IRI (m/km)				
Estaca	Laser			Média
	L1	L3	L5	
12+400	0,83	1,16	1,25	1,08
12+420	1,70	1,66	2,21	1,86
12+440	1,18	1,16	0,87	1,07
12+460	1,23	1,04	0,95	1,07
12+480	1,09	0,94	0,81	0,95
12+500	0,75	0,84	0,68	0,76
12+520	0,52	0,69	0,66	0,62
12+540	0,95	1,04	1,42	1,14
12+560	1,14	1,15	1,27	1,19
12+580	1,11	0,99	1,05	1,05
12+600	0,81	0,65	0,62	0,69
12+620	1,17	1,08	1,11	1,12
12+640	0,95	1,12	1,39	1,15
12+660	0,89	0,88	0,84	0,87
12+680	0,63	0,89	0,75	0,76
12+700	0,63	0,63	0,51	0,59
12+720	0,70	0,90	0,83	0,81
12+740	1,05	1,13	1,00	1,06
12+760	1,13	0,84	0,83	0,93
12+780	0,70	0,70	0,90	0,77
12+800	1,36	1,30	1,20	1,29
12+820	1,43	1,28	1,23	1,31
12+840	1,39	1,29	1,08	1,25
12+860	1,25	1,19	1,24	1,22
12+880	0,88	0,84	0,99	0,90
12+900	0,95	0,87	0,83	0,88
12+920	1,04	0,99	1,01	1,01
12+940	0,98	1,00	0,94	0,97
12+960	0,99	1,18	1,25	1,14
12+980	0,85	1,08	1,01	0,98
13+000	0,99	0,94	0,94	0,95
13+020	1,09	1,03	1,08	1,07
13+040	0,90	0,86	1,23	1,00
13+060	1,61	1,44	1,17	1,41
13+080	1,47	1,15	0,97	1,20
13+100	1,32	1,29	1,23	1,28

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 68 - Irregularidade Longitudinal: faixa Orleans - Pedras Grandes

IRI (m/km)				
Estaca	Laser			Média
	L1	L3	L5	
12+400	1,08	0,89	0,78	0,91
12+420	0,83	0,71	0,63	0,72
12+440	1,77	1,56	1,70	1,68
12+460	1,18	0,84	0,92	0,98
12+480	1,02	0,92	1,03	0,99
12+500	0,76	0,84	0,65	0,75
12+520	0,67	0,78	0,73	0,73
12+540	0,68	0,88	0,52	0,69
12+560	0,59	0,55	0,75	0,63
12+580	1,23	0,82	0,80	0,95
12+600	0,85	0,75	0,69	0,77
12+620	0,71	0,77	0,72	0,73
12+640	0,97	0,80	0,64	0,80
12+660	0,52	0,88	0,98	0,79
12+680	0,67	0,82	0,89	0,80
12+700	0,51	0,69	0,60	0,60
12+720	0,75	0,67	0,65	0,69
12+740	1,37	1,07	0,81	1,08
12+760	1,22	0,92	0,68	0,94
12+780	1,13	0,95	0,62	0,90
12+800	1,05	0,87	0,67	0,86
12+820	1,07	0,85	0,95	0,96
12+840	1,07	0,91	0,78	0,92
12+860	1,04	0,86	0,97	0,96
12+880	1,64	1,52	1,27	1,48
12+900	2,11	1,75	1,90	1,92
12+920	1,22	0,87	1,08	1,06
12+940	0,86	0,96	0,93	0,92
12+960	0,70	0,59	0,79	0,69
12+980	0,78	0,98	1,26	1,01
13+000	0,68	0,93	1,45	1,02
13+020	1,49	1,10	1,02	1,20
13+040	0,77	0,63	0,75	0,71
13+060	1,22	1,10	0,93	1,08
13+080	1,02	1,59	1,25	1,29
13+100	1,11	0,91	0,73	0,92

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

APÊNDICE E – AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DO PAVIMENTO

Tabela 69 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Pedras Grandes - Orleans

Estaca	Carga (kN)	Deflexões (x 0,01 mm)							Temperatura (°C)	
		D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	Ar	Pavimento
12+400	40,4	16,9	14,3	13,2	11,8	10,0	7,6	5,4	22	25
12+420	39,9	26,0	22,7	21,1	19,1	16,4	13,2	9,9	22	25
12+440	39,8	31,4	25,9	22,8	19,4	15,9	11,8	8,1	22	25
12+460	39,6	36,5	29,8	26,6	22,8	18,4	13,3	9,0	22	25
12+480	39,5	42,0	35,2	30,9	25,9	21,0	15,3	10,3	23	25
12+500	39,3	54,6	45,0	37,8	30,7	24,2	17,1	11,4	22	25
12+520	39,2	55,1	44,3	37,5	29,9	23,6	16,1	10,6	22	25
12+540	39,3	53,3	41,1	33,1	25,8	20,7	14,6	9,8	23	25
12+560	39,5	69,1	50,3	39,8	29,7	22,5	14,9	9,7	23	25
12+580	39,5	61,3	46,3	36,9	27,3	20,6	12,9	8,1	23	25
12+600	40,0	35,9	29,4	25,5	21,0	16,6	10,9	6,8	23	25
12+620	39,5	45,1	36,4	30,1	23,2	17,6	11,7	7,5	22	25
12+640	39,9	46,3	34,3	27,4	20,6	14,6	8,6	5,1	23	24
12+660	39,7	46,9	37,9	32,3	25,9	19,7	12,7	7,9	23	24
12+680	39,8	41,5	34,1	29,4	23,9	18,6	12,7	8,3	22	24
12+700	40,1	34,4	28,7	25,2	21,2	16,8	11,8	7,9	22	24
12+720	40,0	31,6	26,0	22,5	18,4	14,6	10,6	7,4	22	24
12+740	40,0	34,6	27,3	23,2	18,7	14,6	9,5	5,8	22	24
12+760	39,9	38,3	29,7	24,3	18,4	13,2	8,1	5,2	22	24
12+780	40,0	31,2	24,8	20,6	16,2	12,2	7,8	4,6	22	24
12+800	40,0	32,1	24,5	20,2	14,6	10,6	6,7	4,2	22	24
12+820	39,9	29,9	24,2	20,9	16,6	13,0	8,5	5,1	22	25
12+840	39,6	46,4	35,0	27,9	21,1	15,5	9,4	5,8	22	25
12+860	40,0	26,2	22,3	20,0	16,9	13,1	9,3	6,1	22	24

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 70 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Pedras Grandes - Orleans (continuação)

Estaca	Carga (kN)	Deflexões (x 0,01 mm)							Temperatura (°C)	
		D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	Ar	Pavimento
12+880	39,9	36,0	29,1	25,0	20,6	16,5	11,7	7,8	22	25
12+900	39,7	38,2	27,7	23,4	17,8	13,4	8,0	4,4	22	24
12+920	39,6	43,7	34,5	29,1	23,7	18,0	11,1	6,5	22	24
12+940	39,1	66,3	50,5	39,3	27,9	19,7	11,4	6,8	22	25
12+960	39,6	43,8	33,8	28,6	22,2	16,8	10,6	6,4	22	24
12+980	40,0	31,5	24,7	20,5	15,6	11,8	7,2	4,0	22	24
13+000	39,4	54,2	44,6	38,0	30,7	23,6	14,9	8,4	23	24
13+020	40,0	29,4	25,0	21,6	17,4	13,5	9,0	5,7	23	24
13+040	40,3	20,7	17,8	15,8	13,4	10,9	7,7	5,0	23	24
13+060	39,9	37,7	29,8	25,0	19,9	15,4	10,4	6,3	23	24
13+080	40,1	34,8	29,6	24,0	19,4	15,7	11,0	6,7	23	24
13+100	39,9	37,8	29,8	26,0	22,5	18,2	12,6	8,6	23	24

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 71 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Orleans - Pedras Grandes

Estaca	Carga (kN)	Deflexões (x 0,01 mm)							Temperatura (°C)	
		D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	Ar	Pavimento
12+400	40,0	20,9	17,1	15,0	12,8	10,8	8,2	6,1	23	25
12+420	39,7	31,6	25,0	21,1	17,2	14,0	10,5	7,9	23	25
12+440	39,8	26,7	22,0	19,5	16,5	13,9	10,1	7,1	23	25
12+460	39,8	34,3	28,6	25,4	21,5	17,6	12,9	8,9	23	24
12+480	39,8	35,9	29,7	26,3	22,3	17,6	13,0	9,0	23	24
12+500	40,0	33,4	27,0	23,5	20,0	16,5	12,1	8,3	23	24
12+520	39,6	42,8	35,5	31,2	26,0	21,2	14,8	10,1	23	24
12+540	39,6	39,9	33,5	29,2	24,7	19,4	13,5	8,9	23	24
12+560	39,8	44,8	36,4	31,5	26,5	21,5	15,1	10,1	23	24
12+580	39,6	47,8	38,4	32,6	27,1	21,1	14,0	9,0	23	24
12+600	39,4	57,1	44,7	36,6	28,7	21,7	13,9	8,5	23	24
12+620	39,7	41,1	33,1	28,1	23,1	18,4	12,3	7,7	24	25
12+640	40,2	23,7	19,2	17,0	14,4	11,7	7,8	4,7	24	24
12+660	39,7	40,1	34,2	29,8	25,2	20,2	13,9	8,8	24	24
12+680	39,5	49,4	39,5	33,3	26,8	20,5	13,6	8,6	23	24
12+700	39,8	46,6	37,5	31,7	25,8	20,7	14,6	9,9	23	25
12+720	39,1	57,1	42,3	33,6	24,9	18,4	11,6	8,0	24	24
12+740	39,2	54,9	38,9	29,9	21,1	15,3	9,6	6,4	24	24
12+760	39,3	48,1	36,8	29,3	21,9	16,5	10,6	6,7	24	24
12+780	39,8	29,1	24,5	21,8	18,3	14,9	10,4	5,9	24	24
12+800	39,4	48,4	32,9	25,4	18,3	13,6	8,5	5,2	24	24
12+820	39,4	44,3	34,2	27,5	21,0	15,6	9,7	5,8	24	24
12+840	39,5	41,6	33,6	29,1	23,4	18,2	12,4	8,2	24	24
12+860	39,8	33,5	27,4	23,7	19,6	15,5	10,9	6,8	24	24

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 72 - Levantamento deflectométrico com o FWD: Orleans - Pedras Grandes (continuação)

Estaca	Carga (kN)	Deflexões (x 0,01 mm)							Temperatura (°C)	
		D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6	Ar	Pavimento
12+880	39,7	36,8	30,9	27,5	23,5	19,0	13,7	8,8	24	24
12+900	39,6	39,0	30,6	25,6	20,5	15,6	9,5	5,3	24	24
12+920	39,5	41,1	31,8	26,8	21,4	16,6	11,0	7,2	24	25
12+940	40,1	25,9	22,2	19,6	16,4	12,4	8,4	5,4	24	24
12+960	39,7	40,3	33,6	29,1	23,3	17,5	11,1	6,8	24	25
12+980	39,5	50,8	37,2	28,3	20,8	14,7	8,4	4,6	24	25
13+000	39,9	36,6	25,9	19,5	13,6	9,4	5,8	4,0	24	25
13+020	39,5	61,4	42,4	31,3	21,7	15,0	8,8	5,7	24	25
13+040	40,3	23,5	21,5	20,4	18,7	14,0	7,3	4,8	24	25
13+060	39,5	55,2	40,6	31,0	21,8	15,3	8,8	5,1	24	26
13+080	39,6	59,7	42,0	31,5	22,2	16,4	10,3	6,0	24	25
13+100	40,1	38,9	28,4	23,5	18,8	14,0	9,1	5,7	24	25

Fonte: Adaptado de BR Distribuidora.

Tabela 73 - Comparativo das deflexões máximas: Pedras Grandes - Orleans

Deflexões máximas (x 0,01 mm)		
Estaca	D0 (VB)	D0 (FWD)
12+400	39	17
12+420	47	26
12+440	44	31
12+460	38	37
12+480	41	42
12+500	48	55
12+520	44	55
12+540	38	53
12+560	38	69
12+580	45	61
12+600	39	36
12+620	46	45
12+640	40	46
12+660	48	47
12+680	47	42
12+700	45	34
12+720	46	32
12+740	48	35
12+760	38	38
12+780	38	31
12+800	44	32
12+820	38	30
12+840	38	46
12+860	38	26
12+880	44	36
12+900	43	38
12+920	42	44
12+940	41	66
12+960	48	44
12+980	39	32
13+000	41	54
13+020	40	29
13+040	46	21
13+060	39	38
13+080	38	35
13+100	48	38

Fonte: Autoria própria.

Tabela 74 - Comparativo das deflexões máximas: Orleans - Pedras Grandes

Deflexões máximas (x 0,01 mm)		
Estaca	D0 (VB)	D0 (FWD)
12+400	39	21
12+420	44	32
12+440	38	27
12+460	40	34
12+480	42	36
12+500	44	33
12+520	40	43
12+540	41	40
12+560	41	45
12+580	44	48
12+600	48	57
12+620	38	41
12+640	43	24
12+660	47	40
12+680	39	49
12+700	45	47
12+720	47	57
12+740	41	55
12+760	40	48
12+780	47	29
12+800	45	48
12+820	45	44
12+840	47	42
12+860	48	34
12+880	43	37
12+900	47	39
12+920	40	41
12+940	43	26
12+960	39	40
12+980	40	51
13+000	38	37
13+020	45	61
13+040	48	24
13+060	47	55
13+080	41	60
13+100	40	39

Fonte: Autoria própria

Tabela 75 - Resultados da primeira retroanálise: faixa Orleans - Pedras Grandes

Estaca	Módulo de resiliência (MPa) - camada				RMS
	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	
12+400	6894,67	2370,85	557,09*	155,78	0,6994
12+420	15272,23*	646,93	449,95*	117,8	1,1265
12+440	9170,87	2067,28	139,5	130,41	1,4575
12+460	3447,37	2240,13	78,95	106,37	1,8925
12+480	5403,7	1714,47	58,98	107,11	3,0698
12+500	3692,59	1709,79	168,53	109,86	2,3457
12+520	9797,91	1157,95	32,94	96,68	1,7774
12+540	30598,93*	764,17	41,11	104,2	3,929
12+560	1255,76	1752,8	95,08	88,18	3,1573
12+580	6701,87	918,75	26,89	106,1	3,6878
12+600	7422,54	513,73	29,21	102,58	3,7694
12+620	3880,95	1321,47	33,75	121,73	2,7362
12+640	8694,29	2937,8	29,95	230,28	2,6321
12+660	5678,2	1790,94	14,43*	133,87	2,5238
12+680	10019,94*	673,65	31,04	106,11	3,3655
12+700	5098,07	893,24	62,56	92,74	2,304
12+720	9864,44	219,18*	105,57	101,59	4,0161
12+740	979,57*	622,56	47,91	137,31	4,6544
12+760	3735,15	663,33	40,34	132,19	3,1794
12+780	1687,24	5385,5	17,85*	200,62	2,9745
12+800	1525,95	572,43	71,51	152,72	2,3705
12+820	4563,21	782,7	31,26	154,68	2,5132
12+840	8423,15	1009,83	33,6	117,53	2,2109
12+860	3579,25	1992,53	42,61	138,97	2,6601
12+880	1594,76	3470,26	33,03	112,13	2,9729
12+900	3159,28	1372,35	22,67	182,67	2,617
12+920	2051,58	1243,24	57,73	124,44	1,6609
12+940	11661,06*	2525,7	16,76*	265,85	3,0478
12+960	1959,82	1991,66	17,94*	160,52	3,9425
12+980	6684,27	422,99	35,85	165,67	4,4605
13+000	11573,97*	353,16	120,8	209,97	1,6625
13+020	7954,47	129,23*	151,52*	127	6,6747
13+040	283598,99*	46,38*	9,29*	30871,15*	8,3078
13+060	13989,51*	119,34*	124,26	134,19	6,5201
13+080	7244,29	170,63*	143,9	115,9	6,6209
13+100	8172,53	142,73*	210,03	116,11	7,3286

Fonte: Autoria própria.

*Estes valores não foram considerados no cálculo da média do módulo de resiliência, pois não traduzem o comportamento da camada de forma factível.

Tabela 76 - Resultados da primeira retroanálise: faixa Pedras Grandes - Orleans

Estaca	Módulo de resiliência (MPa) - camada				RMS
	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	
12+400	8475,24	3359,48	1142,87*	162,45	3,2031
12+420	9430,99	3004,38	514,84*	92,78	2,6638
12+440	7480,56	1761,9	105,22	114,04	2,2409
12+460	6941,55	1633,44	49,27	105,52	3,4985
12+480	10551,53*	1178,59	38,43	92,68	2,6831
12+500	12858,92*	498,73*	56,23	77,26	3,7013
12+520	4932,45	731,29	32,71	86,95	2,3502
12+540	4296,01	439,91*	156,95	84,73	5,1249
12+560	2735,48	363,52*	53,19	87,51	2,8296
12+580	5133,78	410,1*	36,41	105,5	2,4046
12+600	4427,47	1808,51	23,32*	155,56	1,5276
12+620	2834,23	1043,99	31,01	127,84	4,6811
12+640	4678,48	656,55	31,25	173	2,4336
12+660	8259,59	875,02	19,67*	129,3	2,3423
12+680	8210,96	1116,77	27,1*	121,2	2,2307
12+700	7729,36	1762,15	30,22	131,69	2,0793
12+720	6544,59	1602,45	78,99	130,04	2,1837
12+740	14303,92*	1000,11	42,53	156,05	3,2549
12+760	4224,63	1013,63	31,81	190,53	2,7215
12+780	9329,51	1258,53	33,92	210,44	1,8016
12+800	10812,3*	850,09	50,81	218,37	2,1157
12+820	4930,66	1956,3	30,56	198,78	1,5375
12+840	4552,95	670,23	34,93	152,46	1,9341
12+860	4740,79	3573,93	26,91*	186,31	2,6477
12+880	2272,59	1800,29	87,7	117,32	2,2171
12+900	598,81*	2337,42	34	197,39	2,0396
12+920	676,28*	2389,22	26,89*	137,37	4,1157
12+940	6187,98	322,91*	22,94*	125,38	3,0577
12+960	1833,54	1250,9	30,94	143,11	1,9072
12+980	2421,26	1817	33,35	233,21	2,1503
13+000	6046,82	905,1	9,93*	144,38	2,8783
13+020	40154,6*	1025,42	34,12	176,77	1,4727
13+040	7255,85	2264,98	452,25*	159,7	5,8475
13+060	6708	1069,68	41,31	144,01	2,6883
13+080	3634,89	1683,86	43,24	139,6	6,212
13+100	646,11*	3986,76	59,64	111,29	2,6807

Fonte: Autoria própria.

*Estes valores não foram considerados no cálculo da média do módulo de resiliência da respectiva camada, pois não traduzem o seu comportamento de forma factível.

Tabela 77 - Resultados da segunda retroanálise: faixa Pedras Grandes - Orleans

Estaca	Módulo de resiliência (MPa) - camada				RMS
	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito	
12+400	5000	79070,14	100	100	21,52
12+420	5000	6940	100	100	2,7927
12+440	5000	3250,01	100	100	12,968
12+460	5000	1495	100	100	4,1902
12+480	5000	802,5	100	100	20,9783
12+500	5000	312,5	100	100	46,1109
12+520	5000	311,25	100	100	40,1094
12+540	5000	386,25	100	100	16,0365
12+560	5000	168,75	100	100	28,3930
12+580	5000	244,38	100	100	17,972
12+600	5000	1745	100	100	15,8306
12+620	5000	676,25	100	100	9,7877
12+640	5000	745	100	100	30,698
12+660	5000	578,75	100	100	14,7405
12+680	5000	911,25	100	100	7,6063
12+700	5000	2045	100	100	10,6386
12+720	5000	3430	100	100	21,2061
12+740	5000	2410	100	100	28,0537
12+760	5000	1560	100	100	36,3326
12+780	5000	4750	100	100	40,1637
12+800	5000	4990	100	100	49,6232
12+820	5000	5230	100	100	33,9305
12+840	5000	692,5	100	100	23,8421
12+860	5000	9070	100	100	25,7877
12+880	5000	1775	100	100	12,894
12+900	5000	1730	100	100	39,3732
12+920	5000	783,75	100	100	12,588
12+940	5000	177,81	100	100	22,715
12+960	5000	812,5	100	100	15,4998
12+980	5000	4760	100	100	44,4117
13+000	5000	322,5	100	100	41,3821
13+020	5000	4950	100	100	29,2677
13+040	5000	35870,06	100	100	29,1583
13+060	5000	1540	100	100	22,4347
13+080	5000	2040	100	100	20,5399
13+100	5000	1448	100	100	6,1588

Fonte: Autoria própria.

Tabela 78 - Raio de curvatura das bacias: faixa Orleans - Pedras Grandes

Raio de curvatura (m)						
Estaca	D0	D20	D30	Raio D20 (m)	Raio D30 (m)	Raio D25 (m)
12+400	20,9	17,1	15,0	526,3	762,7	644,5
12+420	31,6	25,0	21,1	303,0	428,6	365,8
12+440	26,7	22,0	19,5	425,5	625,0	525,3
12+460	34,3	28,6	25,4	350,9	505,6	428,2
12+480	35,9	29,7	26,3	322,6	468,8	395,7
12+500	33,4	27,0	23,5	312,5	454,5	383,5
12+520	42,8	35,5	31,2	274,0	387,9	331,0
12+540	39,9	33,5	29,2	312,5	420,6	366,5
12+560	44,8	36,4	31,5	238,1	338,3	288,2
12+580	47,8	38,4	32,6	212,8	296,1	254,4
12+600	57,1	44,7	36,6	161,3	219,5	190,4
12+620	41,1	33,1	28,1	250,0	346,2	298,1
12+640	23,7	19,2	17,0	444,4	671,6	558,0
12+660	40,1	34,2	29,8	339,0	436,9	387,9
12+680	49,4	39,5	33,3	202,0	279,5	240,8
12+700	46,6	37,5	31,7	219,8	302,0	260,9
12+720	57,1	42,3	33,6	135,1	191,5	163,3
12+740	54,9	38,9	29,9	125,0	180,0	152,5
12+760	48,1	36,8	29,3	177,0	239,4	208,2
12+780	29,1	24,5	21,8	434,8	616,4	525,6
12+800	48,4	32,9	25,4	129,0	195,7	162,3
12+820	44,3	34,2	27,5	198,0	267,9	232,9
12+840	41,6	33,6	29,1	250,0	360,0	305,0
12+860	33,5	27,4	23,7	327,9	459,2	393,5
12+880	36,8	30,9	27,5	339,0	483,9	411,4
12+900	39,0	30,6	25,6	238,1	335,8	287,0
12+920	41,1	31,8	26,8	215,1	314,7	264,9
12+940	25,9	22,2	19,6	540,5	714,3	627,4
12+960	40,3	33,6	29,1	298,5	401,8	350,1
12+980	50,8	37,2	28,3	147,1	200,0	173,5
13+000	36,6	25,9	19,5	186,9	263,2	225,0
13+020	61,4	42,4	31,3	105,3	149,5	127,4
13+040	23,5	21,5	20,4	1000,0	1451,6	1225,8
13+060	55,2	40,6	31,0	137,0	186,0	161,5
13+080	59,7	42,0	31,5	113,0	159,6	136,3
13+100	38,9	28,4	23,5	190,5	292,2	241,3

Fonte: Autoria própria.

Tabela 79 - Raio de curvatura das bacias de deflexão: faixa Pedras Grandes - Orleans

Raio de curvatura (m)						
Estaca	D0	D20	D30	Raio D20 (m)	Raio D30 (m)	Raio D25 (m)
12+400	16,9	14,3	13,2	769,2	1216,2	992,7
12+420	26,0	22,7	21,1	606,1	918,4	762,2
12+440	31,4	25,9	22,8	363,6	523,3	443,4
12+460	36,5	29,8	26,6	298,5	454,5	376,5
12+480	42,0	35,2	30,9	294,1	405,4	349,8
12+500	54,6	45,0	37,8	208,3	267,9	238,1
12+520	55,1	44,3	37,5	185,2	255,7	220,4
12+540	53,3	41,1	33,1	163,9	222,8	193,4
12+560	69,1	50,3	39,8	106,4	153,6	130,0
12+580	61,3	46,3	36,9	133,3	184,4	158,9
12+600	35,9	29,4	25,5	307,7	432,7	370,2
12+620	45,1	36,4	30,1	229,9	300,0	264,9
12+640	46,3	34,3	27,4	166,7	238,1	202,4
12+660	46,9	37,9	32,3	222,2	308,2	265,2
12+680	41,5	34,1	29,4	270,3	371,9	321,1
12+700	34,4	28,7	25,2	350,9	489,1	420,0
12+720	31,6	26,0	22,5	357,1	494,5	425,8
12+740	34,6	27,3	23,2	274,0	394,7	334,4
12+760	38,3	29,7	24,3	232,6	321,4	277,0
12+780	31,2	24,8	20,6	312,5	424,5	368,5
12+800	32,1	24,5	20,2	263,2	378,2	320,7
12+820	29,9	24,2	20,9	350,9	500,0	425,4
12+840	46,4	35,0	27,9	175,4	243,2	209,3
12+860	26,2	22,3	20,0	512,8	725,8	619,3
12+880	36,0	29,1	25,0	289,9	409,1	349,5
12+900	38,2	27,7	23,4	190,5	304,1	247,3
12+920	43,7	34,5	29,1	217,4	308,2	262,8
12+940	66,3	50,5	39,3	126,6	166,7	146,6
12+960	43,8	33,8	28,6	200,0	296,1	248,0
12+980	31,5	24,7	20,5	294,1	409,1	351,6
13+000	54,2	44,6	38,0	208,3	277,8	243,1
13+020	29,4	25,0	21,6	454,5	576,9	515,7
13+040	20,7	17,8	15,8	689,7	918,4	804,0
13+060	37,7	29,8	25,0	253,2	354,3	303,7
13+080	34,8	29,6	24,0	384,6	416,7	400,6
13+100	37,8	29,8	26,0	250,0	381,4	315,7

Fonte: Autoria própria.