

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**“METODOLOGIA E ANÁLISE EXPERIMENTAL DO
COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA ESTRUTURA DE
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS”**

SÉRGIO LUIZ COSTA SARAIVA

ORIENTADOR: PROF. ROMERO CÉSAR GOMES

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

OURO PRETO/MG

AGOSTO DE 2006

UFOP

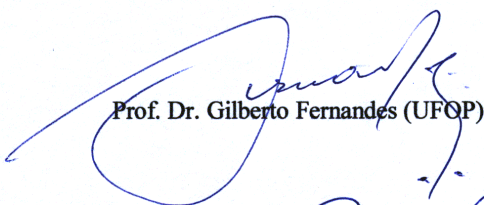
**METODOLOGIA E ANÁLISE EXPERIMENTAL DO
COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DA ESTRUTURA DE
PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS**

AUTOR: SÉRGIO LUIZ COSTA SARAIVA

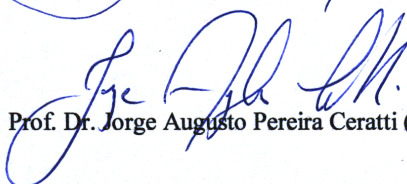
Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 21 de agosto de 2006, pela Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:



Prof. Dr. Romero César Gomes (Orientador / UFOP)



Prof. Dr. Gilberto Fernandes (UFOP)



Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo da utilização de materiais alternativos para construção da estrutura de pavimentos rodoviários. Sua metodologia envolve a construção de trecho experimental de 300 m de extensão inseridos na rodovia de ligação Itabira - Senhora do Carmo, em Minas Gerais e divididos em seis seções-testes. Foi utilizada uma mistura composta de rejeito de mineração de ferro, argila e jigüe como material de base, combinando-se com geossintéticos de acordo com a seção. Além dos ensaios específicos todos os ensaios tradicionais de controle de qualidade na construção de superestrutura rodoviária foram executados e comparados com os resultados dos equipamentos de monitoração. O método executivo adotado seguiu o padrão de controle tecnológico recomendado pelo Departamento Estadual de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais. A metodologia do projeto foi essencialmente experimental comportando um programa de medições utilizando-se sensores strain gage tipo KM – 120 instalados na posição vertical e horizontal, nas camadas de base, sub-base e subleito, debaixo do caminho de rolamento com o objetivo de registrar deformações transversais e longitudinais em todas as camadas do pavimento. Sensores de temperatura e umidade foram colocados na camada de base. Os dados foram coletados através de uma datalogger e processados no Excel, comparando-se com as deflexões obtidas por Viga Benkelman e ensaios realizados com aparelho Geogauge. Apresenta-se neste todo procedimento de montagem dos sensores em laboratório em forma de corpo de prova com solo compactado e resina e ainda as etapas de implantação dos sensores nas camadas de pavimento. Nesta pesquisa os sensores danificados foram retirados e analisados para detecção das causas do não funcionamento. Serão mostradas as causas dos danos referentes à montagem com utilização de resina, ao tráfego e inerentes ao próprio sensor. Algumas sugestões de mudanças na montagem dos corpos de prova serão abordadas. Finalmente são apresentados os resultados, análises, conclusões, e as dificuldades encontradas nesta pesquisa.

ABSTRACT

This dissertation presents a study of alternative material usage for building road pavement structure. Its methodology consists of the construction of an experimental 300 m road section. This section, which was divided in six segments, is placed in the road connecting two counties: *Itabira* and *Senhora do Carmo*, both located in *Minas Gerais*. A mixture composed of iron ore waste, clay and “jigüe” was used as base material, combining geosynthetic material according to each segment. In addition to specific tests, all traditional quality control tests, considering the construction of each layer of the road, were gathered and compared to other results obtained from monitoring equipment. The executive methods considered in the research follow the technological control patterns demanded by *Departamento Estadual de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais*. The methodology of the project was essentially experimental, involving a measurement program utilizing type KM-120 strain gages, which were installed at the base, subbase and subgrade of section of the road, under the wheel track, in vertical and horizontal positions, intending to register transversal and longitudinal deformation in all layers of the pavement. In addition, temperatures and moisture sensors were placed at the base layer. The data was gathered through a datalogger and processed using Excel spreadsheet. The results were compared with the deflections obtained from *Viga Benkelman* equipment and from the tests developed with *Geogauge* equipment. Therefore, all the procedures developed for the sensors setup in the laboratory such as cylindrical soil samples made of compacted soil and resin are presented in this dissertation. The steps for the sensors implant in the pavement layers are also presented. During this research project, the sensors damaged were removed and analyzed, attempting to detect the causes of the malfunctioning. The causes of the damage, due to the setup of the cylindrical soil and resin samples, to the traffic and to the sensors constitution are exhibited in this dissertation. Some suggestions are also presented, including the changes in the design of the samples. Finally, all the results, analysis, conclusions and difficulties during the research are described throughout this work.

ÍNDICE

Capítulo	Página
1 – CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	01
1.1 – CONTEXTO DA PESQUISA	01
1.2 – OBJETIVOS E METODOLOGIA DA PESQUISA	04
1.3 – ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	08
2 – CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS MATERIAIS E METODOLOGIA EXPERIMENTAL	10
2.1 – INTRODUÇÃO	10
2.2 – COMPOSIÇÃO ESTRUTURAL DAS SEÇÕES	11
2.2.1– SEÇÃO 01	12
2.2.2– SEÇÃO 02	12
2.2.3– SEÇÃO 03	13
2.2.4– SEÇÃO 04	13
2.2.5– SEÇÃO 05	14
2.2.6– SEÇÃO 06	14
2.3 – MATERIAIS UTILIZADOS NA ESTRUTURA DO PAVIMENTO	15
2.3.1– CASCALHO DE ITABIRITO	15
2.3.2– CASCALHO DE MINA	16
2.3.3– SOLO ARGILOSO	16
2.3.4– REJEITO DA JIGAGEM	17
2.3.5– REJEITO FINO	17
2.3.6– GEOTÊXTIL	18
2.3.7– GEOGRELHA	19
2.4 – DEFINIÇÃO DA MISTURA DA BASE	20
2.5 – TENSÃO EQUIVALENTE.	24
2.6 – ELEMENTOS E MONTAGEM DOS SENSORES DE DEFORMAÇÃO ..	25

4.2.2– MÓDULOS DE ELASTICIDADE E RIGIDEZ	68
4.3 – RESULTADOS DO MONITORAMENTO DE CAMPO	68
4.3.1– MEDIÇÕES COM VIGA BENKELMAN	74
4.3.2– BACIAS DE DEFORMAÇÃO	77
4.3.3– RAIOS DE CURVATURA	81
4.3.4– SENSORES	82
4.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	89
4.4.1 – ANÁLISES DOS RESULTADOS DO GEOGAUGE E VIGA BENKELMAN	90
4.4.2– ANÁLISES DOS RESULTADOS DOS SENSORES	92
4.4.3– ANÁLISE DOS DANOS NOS SENSORES	94
4.4.3.1 – EXUMAÇÃO	94
4.4.3.2 – LIMPEZA E PREPARAÇÃO DOS SENSORES	97
4.4.3.3 – AVALIAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DOS DANOS	98
4.4.3.4 – ANÁLISES DOS DANOS	102
4.4.3.5 – VIDA ÚTIL	103
 5 – CAPÍTULO 05 – DIFICULDADES, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS COMPLEMENTARES	 106
5.1 – DIFICULDADES	106
5.2 – CONCLUSÕES	112
5.3 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS COMPLEMENTARES	115

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1. 1 – Malha rodoviária de Minas Gerais (Fonte: DER-MG)	02
Figura 1. 2 – Vista aérea da região da cidade de Itabira/MG, ambiente de intensa exploração de minério de ferro (Fonte: Google Earth, 2006)	03
Figura 2. 1 – Camadas da estrutura da estrada na seção 01 – Seção tipo de projeto	12
Figura 2. 2 – Camadas da estrutura da estrada na seção 02 – Base de mistura	13
Figura 2. 3 – Camadas da estrutura da seção 03 – Base de mistura e geotêxtil na base	13
Figura 2. 4 – Camadas da estrutura da seção 04 – Base de mistura e geogrelha na base	14
Figura 2. 5 – Camadas da estrutura da seção 06 – Base de mistura e geotêxtil na sub- base	14
Figura 2. 6 – Camadas da estrutura da seção 06 – Base de mistura e geogrelha na sub- base.....	15
Figura 2. 7 – Cascalho de itabirito – material utilizado na camada de base da seção tipo	15
Figura 2. 8 – Argila utilizada no subleito e na composição da mistura da base	16
Figura 2. 9 – Rejeito granular da jigagem – Rejeito de jigge ou Jigue	17
Figura 2. 10 – Rejeito fino de minério de ferro	18
Figura 2. 11 – Seções 03 e 05 que utilizaram geotêxtil em sua composição	18
Figura 2. 12 – Seções 04 e 06 que utilizaram geogrelha em sua composição	19
Figura 2. 13 – Materiais utilizados na composição da mistura: Jigue, Rejeito Fino e Argila	21

Figura 2. 14 – Traço de 70% de jigite, 20% de argila e 10% de rejeito fino	21
Figura 2. 15 – Resultados do CBR para as diferentes proporções de misturas	22
Figura 2. 16 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “A” do DNIT	23
Figura 2. 17 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “B” do DNIT	23
Figura 2. 18 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “C” do DNIT	23
Figura 2. 19 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “D” do DNIT	24
Figura 2. 20 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “E” do DNIT	24
Figura 2. 21 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “F” do DNIT	24
Figura 2. 22 – Área de contato dos pneus com o pavimento	25
Figura 2. 23 – Geometria do corpo de prova	25
Figura 2. 24 – Configuração da ponte resistiva usada na instrumentação prévia (Fernandes, 2005)	26
Figura 2. 25 – Sensor pronto e montagem utilizada para confecção dos sensores (Fernandes, 2005)	27
Figura 2. 26 – Montagem dos sensores: (a) sensor montado somente com resina no topo e base (b) Sensor montado com resina no topo e base e envelopamento com solo compactado	28
Figura 2. 27 – Detalhes da utilização da resina para a montagem do sensor	29
Figura 2. 28 – Especificação do fabricante Kyowa para o sensor KM-120-120-H2-11W 1M 3	30
Figura 2. 29 – Detalhes internos de trechos principais do sensor KM-120	31
Figura 2. 30 – Detalhe da ponte elétrica blindada	32
Figura 2. 31 – (a) Codificação dos terminais com o número da ponte e do corpo de prova; (b) Detalhe do terminal com identificação da respectiva ponte elétrica	32

Figura 2. 32 – Fôrmas de PVC para moldagem dos sensores: (a) Detalhe da marcação interna; (b) Fôrma fechada por abraçadeira e fita crepe; (c) fixação do sensor interno	33
Figura 2. 33 – (a) Vista geral da montagem das fôrmas em bancada de pedra, com fixação dos sensores com pregadores; (b) Colocação dos sensores e resina nas fôrmas pré-fixadas na bancada	34
Figura 2. 34 – (a) preenchimento da fôrma com solo; (b) camada de solo compactado	35
Figura 2. 35 – Aplicação da camada de resina do topo	36
Figura 2. 36 – Seqüência de montagem do corpo de prova	37
Figura 2. 37 – Instalação completa do sensor, ponte, cabos e conector	38
Figura 2. 38 – Esquema de ligação dos sensores, pontes e circuito de conexão	38
Figura 2. 39 – Dimensões (mm) e arranjo do corpo de prova com o posicionamento do sensor	39
Figura 2. 40 – Dimensões (mm), desfôrma e corpo de prova com sensor danificado ...	39
Figura 2. 41 – Posição do sensor dentro do corpo de prova (resina – solo – resina)	40
Figura 2. 12 – Gráfico de correlação entre a variação de tensão elétrica e a deformação dos sensores	41
Figura 2. 43 – Curvas de correlação entre corpos de prova e sensores (kgf x mV)	43
Figura 2. 44 – Curvas de correlação entre os corpos de prova e sensores (kgf x mm) ..	43
Figura 2. 45 – Posição dos sensores de temperatura nas seções-testes	44
Figura 2. 46 – Sensor de umidade instalado na seção 01	44
Figura 3. 1 – Localização da Rodovia de ligação Itabira – Senhora do Carmo – MG ...	45
Figura 3. 2 – Localização da rodovia na região montanhosa do Quadrilátero Ferrífero (MG)	46
Figura 3. 3 – Trecho experimental com seis seções de 50m	47

Figura 3. 4 – Composição estrutural das seções	48
Figura 3. 5 – Serviços de regularização do subleito	49
Figura 3. 6 – Mistura do material de base colocado na pista	50
Figura 3. 7 – Aplicação de banho de ligação no geotêxtil	51
Figura 3. 8 – Aplicação de geotêxtil na seção 03 e geogrelha na seção 04	51
Figura 3. 9 – Execução do revestimento asfáltico com CBUQ	52
Figura 3. 10 – Ensaio de Frasco de areia	54
Figura 3. 11 – Equipamento Geogauge H – 4140	54
Figura 3. 12 – Locação dos pontos de ensaio com geogauge nas seis seções-testes	55
Figura 3. 13 – Ensaio com Viga Benkelman na camada de base	56
Figura 3. 14 – Posicionamento planimétrico dos sensores na pista	57
Figura 3. 15 – Posicionamento altimétrico dos sensores nas camadas de pavimento	58
Figura 3. 16 – Posição transversal dos sensores no caminho de roda	58
Figura 3. 17 – Posição das caixas de PVC das pontes e dos terminais	59
Figura 3. 18 – Sensores (strain gages) nas posições vertical e horizontal	59
Figura 3. 19 – Arranjo funcional dos sensores e componentes	60
Figura 3.20 – Estaqueamento e posição longitudinal de instalação dos sensores	61
Figura 3.21 – Marcação das seções (seção 03) para controle da instalação dos corpos de prova	61
Figura 3.22 – Serra circular cortando o asfalto para a colocação dos sensores	61
Figura 3.23 – Escavação da seção 01 mostrando a base, sub-base e o subleito	62
Figura 3.24 – Detalhe da desfôrma do corpo de prova em campo para a sua instalação	62
Figura 3.25 – Detalhe dos corpos de prova assentados na base	63

Figura 3.26 – (a) Instalação das caixas e tubos para passagem dos cabos ; (b) Instalação dos sensores, cabos e conectores	63
Figura 4. 1 – Convenção gráfica para os materiais de construção	67
Figura 4. 2 – Resultados dos ensaios com Geogauge por camada e por estaca	69
Figura 4. 3 – Resultados dos módulos de elasticidade do subleito	70
Figura 4. 4 – Resultados do módulo de elasticidade da sub-base	71
Figura 4. 5 – Resultados do módulo de elasticidade da base	72
Figura 4. 6 – Resultados do módulo de elasticidade do asfalto	73
Figura 4. 7 – Posicionamento e resultados das deflexões da viga benkelman	75
Figura 4. 8 – Resultados defletométricos da camada de subleito	75
Figura 4. 9 – Resultados defletométricos da sub-base	76
Figura 4. 10 – Resultados defletométricos da camada de base	76
Figura 4. 11 – Resultados defletométricos do asfalto	77
Figura 4. 12 – Posição das bacias de deformação e raios de curvatura	77
Figura 4. 13 – Bacias de deformação das c para o subleito	79
Figura 4. 14 – Bacias de deformação das seções-testes para a sub-base	79
Figura 4. 15 – Bacias de deformação das seções-testes para a base	79
Figura 4. 16 – Bacias de deformação das seções-testes para o asfalto	79
Figura 4. 17 – Bacias de deformação das camadas da seção 01	80
Figura 4. 18 – Bacias de deformação das camadas da seção 02	80
Figura 4. 19 – Bacias de deformação das camadas da seção 03	80
Figura 4. 20 – Bacias de deformação das camadas da seção 04	80
Figura 4. 21 – Bacias de deformação das camadas da seção 05	80
Figura 4. 22 – Bacias de deformação das camadas da seção 06	80
Figura 4. 23 – Raios de curvatura em metros para a camada do subleito	81

Figura 4. 24 – Raios de curvatura em metros para a camada da sub-base	81
Figura 4. 25 – Raios de curvatura em metros para a camada da base	81
Figura 4. 26 – Raios de curvatura em metros para a camada do asfalto	82
Figura 4. 27 – Gráfico geral das leituras das deflexões verticais e horizontais das bases das seções- testes do trecho monitorado	82
Figura 4. 28 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 01	83
Figura 4. 29 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 02	83
Figura 4. 30 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 03	83
Figura 4. 31 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 04	84
Figura 4. 32 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 05	84
Figura 4. 33 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 06	84
Figura 4. 34 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 01	85
Figura 4. 35 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 02	85
Figura 4. 36 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 03	85
Figura 4. 37 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 04	86
Figura 4. 38 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 05	86

Figura 5. 39 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 06	86
Figura 4. 40 – Deflexões das camadas do pavimento da seção 01	87
Figura 4. 41 – Deflexões verticais das camadas do pavimento da seção 02	87
Figura 4. 42 – Deflexões horizontais, registradas por segundo, pelos sensores de cada camada do	88
Figura 4. 43 – Deflexões horizontais, registradas por segundo, pelos sensores de cada camada do pavimento da seção 02	88
Figura 4. 44 – Representação em planta das áreas de corte e de aterro para as seções teste	89
Figura 4. 45 – Perfil longitudinal representando as seções teste, o terreno natural e o greide das camadas do pavimento da rodovia com a indicação das áreas de corte e aterro	89
Figura 4. 46 – Representação das áreas de corte e aterro nas seções	90
Figura 4. 47 – Gráfico geral das médias dos resultados dos módulos de elasticidade dos dados coletados em campo com geogauge	90
Figura 4. 18 – Gráfico geral das médias dos resultados das deflexões verticais a partir das medições de campo com viga benkelman	91
Figura 4. 19 – Gráfico geral das médias dos resultados das deflexões verticais e horizontais a partir dos dados coletados nas seções monitoras pelos strain gages na camada de base	94
Figura 4. 50 – Corte manual do asfalto com picareta	95
Figura 4. 51 – Limpeza e retirada da geogrelha	95
Figura 4. 52 – Escavação da base para descoberta do sensor	95
Figura 4. 53 – Escavação da base para a retirada do sensor horizontal	95
Figura 4. 54 – Escavação da base para a retirada do sensor vertical	95
Figura 4. 55 – Retirada do Sensor vertical da seção 04	96

Figura 4. 56 – Retirada do Sensor horizontal da seção 04	96
Figura 4. 57 – Sensor horizontal da seção 02 mostrando-se bastante deformado	96
Figura 4. 58 – Detalhe de um sensor vertical quebrado na junção com a resina	96
Figura 4. 59 – Corpo de prova sendo lavado para a retirada do solo	97
Figura 4. 60 – Corpos de prova com solo enrijecido pela infiltração de resina	97
Figura 4. 61 – Corpo de prova retirado da pista com o solo compactado	97
Figura 4. 62 – Corpo de prova após o solo ser retirado	97
Figura 4. 63 – Corpo de prova com parte da resina retirada do sensor	97
Figura 4. 64 – Representação esquemática do sensor KM-120 e suas partes internas principais	98
Figura 4. 65 – Sensor exumado com sua estrutura quebrada suas metades descoladas	98
Figura 4. 66 – Investigação dos danos dos sensores em lupa de bancada com iluminação artificial	99
Figura 4. 67 – Filamento da resistência com pontos oxidados	99
Figura 4. 68 – Ponta do filamento rompida por oxidação	99
Figura 4. 69 – Ruptura do filamento da resistência do strain gage	100
Figura 4. 70 – Ruptura da solda dos fios com a haste da resistência.....	100
Figura 4. 71 – Ligação da haste com o filamento apresentando desgaste por oxidação	100
Figura 4. 72 – Haste descolada do filamento da resistência	100
Figura 4. 73 – Retro-montagem digital dos sensores no corpo de prova em escala (medidas em mm)	102
Figura 4. 74 – Sensor exumado partido ao meio para mostrar a posição da resina em relação às suas partes internas	103

Figura 4. 75 – Detalhe da região interna do sensor (solda) que está engastada na calota de resina superior	103
Figura 4. 76 – Gráfico do percentual de sensores danificados em relação às datas do monitoramento	104
Figura 4. 77 – Gráfico de número de sensores danificados em relação aos dias trabalhados	105
Figura 4. 78 – Representação dos danos dos sensores por datas e posicionamento em relação às camadas do pavimento	105
Figura 5. 1 – Corte do asfalto com serra circular e água	108
Figura 5. 2 – Corte no asfalto e sarjeta para passagem da tubulação	109
Figura 5. 3 – Representação da curva do tubo por baixo da sarjeta	109
Figura 5. 4 – Detalhes da escavação para a instalação dos sensores nas seções 01 e 02	110
Figura 5. 5 – Datalogger utilizada no projeto CR23X	112
Figura 5. 6 – Curva granulométrica da mistura com as faixas E e F representadas	113
Figura 5. 7 – Tráfego de caminhões das mineradoras	113
Figura 5. 8 – Montagem do corpo de prova somente com solo compactado	115
Figura 5. 9 – Montagem do corpo de prova com resina de menor espessura	115
Figura 5. 10 – Montagem do corpo de prova com o sensor posicionado na base da resina	116
Figura 5. 11 – Variação da posição de instalação dos sensores na pista	118
Figura 5. 12 – Resultados do Geogauge mostrando variações de rigidez das camadas (presença do reforço em geotêxtil nas seções 03 e 05)	119

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 1. 1 – Extensões rodoviárias do Plano Nacional de Viação (PNV) – Fonte: DNIT, 2006	01
Tabela 2. 1 – Faixas granulométricas normativas do DNIT	11
Tabela 2. 2 – Especificações técnicas do Bidim RT16 (dados do fabricante)	19
Tabela 2. 3 – Especificações técnicas da geogrelha Fortrac 65/65-30T (dados do fabricante)	20
Tabela 2. 4 – Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais da base e sub-base	20
Tabela 2. 5 – Resultados dos ensaios granulométricos dos materiais de base e sub-base	22
Tabela 2. 6 – Propriedades da resina utilizada (dados do fabricante)	29
Tabela 2. 7 – Volume dos componentes de um corpo de prova	35
Tabela 2. 8 – Demanda dos volumes de resina e de solo para trinta corpos de prova ...	35
Tabela 2. 9 – Quantitativos e distribuição dos corpos de prova pelas seções-testes	36
Tabela 2. 10 – Relação de corpos de prova e pontes elétricas de cada seção	37
Tabela 2. 11 – Tabela de dados da calibração dos sensores	41
Tabela 2. 12 – Valores médios para corpo de prova com mistura da base	42
Tabela 2. 13 – Valores médios para corpo de prova sem resina com mistura da base	42
Tabela 3. 1 – Quantitativos dos ensaios realizados para cada seção-teste	53
Tabela 4. 1 – Resultados do Grau de Compactação (GC) e Variação de Umidade (Δw)	68

Tabela 4. 2 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez do subleito	69
Tabela 4. 3 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez da sub-base	71
Tabela 4. 4 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez da base	72
Tabela 4. 5 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez do asfalto	73
Tabela 4. 6 – Dados de campo das deflexões medidas com viga Benkelman	74
Tabela 4. 7 – Leituras de campo – deflexões em 0,01mm	78
Tabela 4. 8 – Volume de dados coletados durante um ensaio de teste dinâmico	92
Tabela 4. 9 – Quadro demonstrativo das seções e relação entre as deflexões verticais e horizontais para a composição estrutural de cada uma das seis seções-testes	93
Tabela 4. 10 – Tipos de danos causados nos sensores	101
Tabela 4. 11 – Histórico do funcionamento dos sensores	104
Tabela 5. 1 – Modelos de strain gages da Kyowa: aplicação, comprimento, resistência e padrão	117

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: American Society for Testing and Materials

CBR: California Bearing Ratio

CM-30: Asfalto Diluído

CP: Corpo de Prova

CVRD: Companhia Vale do Rio Doce

DAER: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Estado Rio Grande do Sul

DER-MG: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagens

DNER-ES: Especificação de Serviço do DNER

DNIT: Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transporte

NP: Não plástico

E: módulo de elasticidade

GC: Grau de compactação

HRB: Highway Research Board

IBGE: Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IP: Índice de plasticidade

IPR: Instituto de Pesquisas Rodoviárias

ISC: Índice Suporte Califórnia

Lf: Deflexão final

Li: Deflexão inicial

LL: Limite de liquidez

LP: Limite de plasticidade

M-01: Mistura de 50% de Jigue, 25% de Argila e 25% de Rejeito Fino

M-02: Mistura de 50% de Jigue, 50% de Argila e 0% de Rejeito Fino

M-03: Mistura de 60% de Jigue, 20% de Argila e 20% de Rejeito Fino

M-04: Mistura de 60% de Jigue, 40% de Argila e 0% de Rejeito Fino

M-05: Mistura de 70% de Jigue, 20% de Argila e 10% de Rejeito Fino

MG: Minas Gerais

N: Número de operações do eixo simples padrão

NP: Não plástico

PNV: Plano Nacional de Viação

RR-1C: Emulsão Asfáltica de ruptura rápida

UFOP: Universidade Federal de Ouro Preto

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

USCS: Unified Soil Classification System

w_{ótima}: Umidade ótima

Δw : Variação de umidade

Ω : Ohms

δ_h : Deformação horizontal

δ_v : Deformação vertical

$\gamma_{smáx}$: Massa específica aparente seca máxima

‘6’: Cascalho de Itabirito

‘7’: Cascalho de Mina

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

1.1 – CONTEXTO DA PESQUISA

O Brasil conta atualmente com uma malha viária constituída por 1.876.479,2 km de rodovias, que interligam, de forma irregular e não uniforme, as diversas regiões do país, com uma extensa concentração desta infra-estrutura nas regiões Sul e Sudeste do país. Desse montante, somente 165.023,8 km, isto é, 8,8 % encontram-se atualmente pavimentados. A Tabela 1.1 ilustra a realidade atual da malha rodoviária do estado de Minas Gerais e do Brasil, sendo que, em Minas Gerais, somente 19.274,5 km são pavimentados de uma malha viária com a extensão total de 270.054,1 km (Figura 1.1).

Tabela 1. 1 – Extensões rodoviárias (km) do Plano Nacional de Viação (PNV) – Fonte: DNIT, 2006

SISTEMA RODOVIÁRIO NACIONAL - PLANO NACIONAL DE VIAÇÃO (PNV)				
JURISDIÇÃO	PLANEJADA	REDE NÃO PAVIMENTADA	REDE PAVIMENTADA	TOTAL
		SUBTOTAL	SUBTOTAL	
REDE DO PNV - SOB JURISDIÇÃO MUNICIPAL				
BRASIL	79.560,6	1.429.295,9	16.993,3	1.525.849,8
M G	75,9	238.791,6	381,9	239.249,4
REDE DO PNV - SOB JURISDIÇÃO ESTADUAL TRANSITÓRIA				
BRASIL	125,3	8.213,9	15.918,6	24.257,8
M G	125,3	898,3	2.403,6	3.427,2
REDE DO PNV - SOB JURISDIÇÃO ESTADUAL				
BRASIL	51.008,1	107.912,4	75.973,3	234.893,8
M G	1.899,1	4.815,4	6.504,1	13.218,6
REDE DO PNV - SOB JURISDIÇÃO FEDERAL				
BRASIL	20.855,0	14.484,2	56.138,6	91.477,8
M G	2.942,3	1.232,1	9.984,5	14.158,9
REDE DO PNV - TOTAL				
BRASIL	151.549,0	1.559.906,4	165.023,8	1.876.479,2
M G	5.042,6	245.737,4	19.274,1	270.054,1



Figura 1. 1 – Malha rodoviária de Minas Gerais (Fonte: DER-MG)

Esta malha viária apresenta custos elevados associados ao projeto geotécnico de sua infra-estrutura, particularmente pelas prescrições técnicas ditadas por parâmetros, metodologias construtivas e ensaios de laboratório de solos que não se enquadram às especificidades climáticas de nosso país e nem no potencial dos recursos disponíveis em escala regional.

Estas condicionantes normativas impõem a utilização generalizada de solos tradicionais, tipicamente granulares, com características específicas em termos de granulometria, plasticidade e capacidade de suporte. Em função da ocorrência limitada destes solos em várias regiões do país e devido aos problemas oriundos das crescentes restrições impostas pelos órgãos ambientais à sua livre exploração, a implantação de uma infra-estrutura convencional de rodovias tem representado um fator de relevância fundamental no custo final da obra. Neste contexto, sendo meras extrapolações de realidades distintas do nosso país, as normas vigentes tendem a restringir a utilização de materiais que, abundantemente distribuídos em várias regiões do país, não se enquadram nas faixas prescritas dos parâmetros geotécnicos estabelecidos para solos de clima temperado.

O estado de Minas Gerais, por exemplo, possui um enorme acervo de bens minerais, particularmente na zona do chamado Quadrilátero Ferrífero (que constitui a terceira maior província mineral do planeta), objeto de explorações maciças de diversos minérios diluídas em centenas e centenas de empreendimentos de dimensões e naturezas distintas. Esta intensa atividade mineral (Figura 1.2) tende a resultar, naturalmente, numa necessidade crescente de disposição e estocagem de consideráveis volumes de estéreis e rejeitos, que não apresentam aplicações industriais específicas e que oferecem riscos potenciais ao meio ambiente (Fernandes et al, 2004).



Figura 1. 2 – Vista aérea da região da cidade de Itabira/MG, ambiente de intensa exploração de minério de ferro (Fonte: Google Earth, 2006)

Neste contexto, em empreendimentos de mineração, a disposição de estéreis e dos rejeitos oriundos do processo produtivo exige um planejamento racional e criterioso, em virtude dos grandes volumes envolvidos. Em geral, os rejeitos são dispostos por via úmida em barragens de contenção, ao passo que os estéreis são depositados sob a forma de pilhas, executando-se adequados sistemas de drenagem interna para fluxo das águas pluviais.

Impõe-se, portanto, um processo de reavaliação do modelo estrutural vigente mediante a adoção de materiais alternativos de inserção regional (Santana e Gontijo, 1987) que, mesmo não atendendo todos os requisitos das normas, garantem um desempenho estrutural tão satisfatório quanto os sistemas convencionalmente adotados. Neste contexto, além dos resíduos de mineração, incluem-se os solos residuais, escórias e materiais sintéticos.

1.2 – OBJETIVOS E METODOLOGIA DA PESQUISA

O projeto de pesquisa proposto visa estabelecer, a partir de experimentos de campo e do monitoramento de seções instrumentadas, os parâmetros de trabalho para solos não tradicionais e materiais alternativos na construção de um trecho de pavimento rodoviário (indicado na Figura 2.1), da rodovia de ligação entre Itabira e Senhora do Carmo em Minas Gerais. Estes estudos foram implementados mediante convênio específico firmado entre a UFOP, CVRD e DER-MG e estão inseridos no âmbito de um projeto de pesquisa mais global, que contemplou também a instrumentação e o monitoramento de pavimentos ferroviários (Gomes, 2002; Fernandes, 2005).

A rigor, o conhecimento do resíduo de mineração, estéril ou rejeito, como um material geotécnico definido, é ainda bastante incipiente e a modelação dos problemas geotécnicos envolvendo estes materiais é tipicamente estabelecida a partir de uma generalização dos princípios clássicos da mecânica dos solos. Por outro lado, as exigências ambientais das áreas ocupadas pelas atividades de produção têm sido continuamente reforçadas, incluindo o estudo detalhado dos processos poluentes, seu tratamento e monitoramento, o que implica a necessidade de um conhecimento muito mais profundo de todos os aspectos envolvidos, particularmente uma completa e consistente caracterização tecnológica dos rejeitos.

Rejeitos, entretanto, não se comportam necessariamente como solos e, assim, para estudos geotécnicos relacionados a projetos de infra-estrutura rodoviária, é fundamental estabelecer a caracterização tecnológica dos resíduos de mineração, por meio de metodologias específicas em termos de ensaios de laboratório ou ensaios de campo

(Gomes et al., 1999) que devem incluir, inclusive, ensaios não necessariamente geotécnicos.

Por outro lado, o estado de Minas Gerais possui extensas áreas cobertas por espessos depósitos de solos residuais argilosos com excelentes características geotécnicas. O uso de solos finos em pavimentação não é recente e já demanda uma experiência relativamente consolidada no país, mostrando o potencial de sua aplicação e do bom desempenho em bases estabilizadas granulometricamente (Nogami e Villibor, 1995; Rezende, 1999).

Em contrapartida, a utilização de materiais sintéticos em obras rodoviárias é ainda muito limitada no país, quase que exclusivamente relegada à composição de sistemas dreno-filtrantes. Uma experiência interessante compreendeu a aplicação destes materiais como elementos de reforço em taludes de grande altura (Martins, 2001) nas obras de duplicação da Rodovia BR 381, entre Belo Horizonte e São Paulo. No contexto específico da via, geotêxteis ou geogrelhas inseridos como elementos de reforço nas interfaces das camadas, podem gerar uma significativa melhoria do comportamento da via, por propiciar uma ação de redistribuição global das tensões e deformações induzidas pelas cargas de tráfego.

Como objetivo principal, o projeto visa, portanto, pesquisar a utilização de solos finos naturais, resíduos de mineração e de materiais sintéticos em projetos de infra-estrutura de rodovias, a partir da construção e monitoramento de um trecho de rodovia sob tráfego pleno.

Com efeito, muitos fatores afetam o projeto estrutural de um pavimento, dentre estes, destacam-se: o número e a magnitude das cargas, a composição das camadas, a natureza do solo de subleito, condições de drenagem e aspectos topográficos. Abordagens empíricas estão restritas às condições para as quais foram desenvolvidas e qualquer extrapolação desses limites podem resultar em interpretações grosseiras. Modelos analíticos e numéricos são usualmente confinados a problemas específicos, como as respostas das cargas ou as variações de temperaturas e combinações desses modelos

para explicar completamente o comportamento de um pavimento tornam-se inviáveis. Uma forma para superar estas limitações consiste na realização de experimentos em escala real, em que seções de pavimentos são instrumentadas com o propósito de se obter parâmetros e respostas em pontos críticos da estrutura (Ceratti, 1993).

A magnitude e a direção das deformações geradas pelas cargas do tráfego constituem uma das maiores preocupações dos estudiosos na área de projeto e avaliação de estrutura viária. Na maioria dos métodos de projeto, a eficiência de uma estrutura viária em termos de vida útil e da ocorrência de deformações plásticas excessivas, é avaliada em termos das deformações de tração e de compressão que ocorrem em pontos específicos da estrutura, na face inferior do revestimento asfáltico e no topo do subleito, pela repetição das cargas de tráfego. Logo, as medições de deformações de campo são fundamentais para aferição das hipóteses adotadas em projetos de dimensionamento de uma estrutura viária.

Segundo Gonçalves (2002), o primeiro programa de instrumentação *in situ* de um pavimento no Brasil foi feito, em 1976, na pista experimental do IPR, na BR - 101, localizada em Nova Brasília, município de Imbituba/SC. Nesse estudo, foram envolvidos 12 subtrechos de 54 m cada, construídos com diferentes composições de misturas de solo estabilizado com cinzas volantes (Pinto et al., 1977). Em 6 seções transversais de dois subtrechos, procedeu-se a instrumentação com 12 células de tensão total, 19 sensores eletromagnéticos de deformação e 23 termopares, nas várias camadas do subleito. As células funcionaram bem durante cerca de 4 meses. Os sensores de deformação não funcionaram, ao passo que os termopares registraram um bom desempenho.

Em recente pesquisa desenvolvida pelo UFRGS-DAER (Gonçalves, 2002; Gonçalves e Ceratti, 2002), estes estudos compreenderam a avaliação do desempenho de estruturas de pavimentos submetidas à aplicação das cargas do tráfego, impostas em escala real, por trem de cargas de um simulador linear de tráfego. Foram construídas seis pistas experimentais instrumentadas de modo a possibilitar que seu comportamento fosse monitorado quando da repetição das cargas do tráfego, ao longo do processo evolutivo

de degradação, com a utilização de sensores de deformação vertical no subleito compostos pelo conjunto formado por duas calotas fabricadas com a mistura de resinas e um extensômetro do tipo elétrico-resistivo (*strain gage* tipo KM – 120 da Kiowa). Cuidados especiais devem ser dispensados aos sensores para registros de tensões e deformações em estruturas de pavimentos, de forma que sua geometria e rigidez assegurem uma adequada compatibilidade de deformações com o solo adjacente.

Fernandes (2005) estudou materiais alternativos para infra-estrutura de um trecho experimental de ferrovia, adotando seções com arranjos e composições diversos, incluindo resíduos de mineração e geossintéticos e utilizando também sensores elétricos tipo KM-120 para medições das deflexões verticais e horizontais nas camadas estruturais. Os resultados obtidos demonstraram o potencial de aplicação prática dos materiais alternativos adotados e da instrumentação proposta, subsidiando a extrapolação destes princípios e procedimentos a pavimentos rodoviários, síntese e concepção metodológica da presente pesquisa.

Assim, com base na concepção de instrumentação, controle e monitoramento de um trecho de rodovia, mediante adoção de diferentes seções-testes, a presente pesquisa contemplou os seguintes objetivos específicos:

- ▶ Construção de um trecho com seis seções instrumentadas com diferentes arranjos e composições para as camadas do pavimento;
- ▶ Caracterização geotécnica de uma mistura de solos finos com resíduos de mineração por meio de ensaios de laboratório;
- ▶ Definição de parâmetros de projeto de materiais alternativos (mistura de solo fino, jigite e rejeito fino de minério de ferro) para pavimentos rodoviários;
- ▶ Verificação da eficiência dos geossintéticos como elementos de reforço das camadas de um pavimento;

- Caracterização do comportamento geotécnico da estrutura de pavimentos por meio de ensaios de campo e de metodologias de controle da compactação, das deformações por meio de viga Benkelman e do módulo de elasticidade e rigidez das camadas com o aparelho Geogauge;
- Avaliação e correlação dos comportamentos geotécnicos do pavimento para as diferentes seções instrumentadas;
- Definição de uma metodologia experimental para análises do comportamento geotécnico de pavimentos, compreendendo ensaios de laboratório e ensaios de campo;
- Análise e avaliação dos procedimentos e das técnicas de instrumentação aplicadas ao estudo de pavimentos rodoviários, incluindo-se procedimentos de calibração e análises do desempenho de instrumentos.

1.3 – ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

Essa dissertação apresenta no *Capítulo 1 – Introdução*, um breve relato sobre o escopo do trabalho, seus objetivos principais e específicos e a estruturação do tema em vários capítulos. Neste capítulo, são expostos os fundamentos do potencial de utilização de materiais alternativos para a composição das camadas estruturais de rodovias, como rejeitos de mineração e reforços com geossintéticos (tema incipiente e pouco explorado ainda no país). A abordagem busca enfatizar a realidade brasileira, direcionada às experiências com instrumentação de campo e monitoramentos de trechos experimentais de pavimentos rodoviários.

O *Capítulo 2 – Caracterização Tecnológica dos Materiais e Metodologia Experimental Adotada*, aborda todos os ensaios de laboratório de caracterização dos materiais de construção utilizados nesta pesquisa, definindo os parâmetros para aplicação de rejeitos de minério de ferro em misturas com solo e especificando ainda os

procedimentos para a montagem de corpos de prova, dispondo de sensores elétricos engastados em resina e com envelopamento de solo compactado.

No *Capítulo 3 – Estudo de Caso – Instrumentação e Monitoramento de Trecho Experimental*, apresenta-se a localização da rodovia em estudo, expondo-se o processo construtivo do trecho experimental com seis seções-testes com composições alternativas para a superestrutura e a instalação de sensores de deformação, descrevendo-se todas as correspondentes etapas da implantação e instalação dos instrumentos.

O *Capítulo 4 – Resultados e Análise da Instrumentação* apresenta os resultados dos ensaios de campo (Frasco de Areia, Viga Benkelman, Geogauge) e do monitoramento, com uma comparação dos resultados obtidos e uma análise da funcionalidade da instrumentação, sendo identificados e detalhados os problemas e os danos apresentados pelos sensores durante o período de monitoramento.

No *Capítulo 5 – Dificuldades, Conclusões e Sugestões para Pesquisas Complementares*, são caracterizadas as principais dificuldades advindas da construção das seções, na implantação dos sensores e na aquisição e tratamento de dados, incluindo-se as principais conclusões do trabalho, bem como sugestões para alguns estudos complementares daqueles abordados e discutidos no presente trabalho.

CAPÍTULO 2 – CARACTERIZAÇÃO TECNOLÓGICA DOS MATERIAIS E METODOLOGIA EXPERIMENTAL ADOTADA

2.1 – INTRODUÇÃO

Este trabalho está fundamentado na concepção de uma avaliação do comportamento geotécnico de estruturas de pavimentos rodoviários, a partir de dados de instrumentação e de ensaios de campo realizados em trechos experimentais de obras reais. Neste propósito, foram projetadas seis seções-testes, com extensões regulares de 50m, em um trecho da rodovia de ligação entre os municípios de Itabira e de Senhora do Carmo, no estado de Minas Gerais.

Este capítulo apresenta uma descrição dos materiais utilizados na composição das camadas de pavimento adotadas no trecho experimental, a caracterização das misturas usadas para base com vários traços estudados, o projeto das seções instrumentadas e a metodologia de montagem dos corpos de prova com sensores de deformação.

Com base nos resultados obtidos, foi definida a proporção ideal dos materiais a serem utilizados e a composição final da mistura de pista, que incluiu a utilização de um resíduo fino de mineração de ferro, argila e o rejeito oriundo do processo de *jigagem* da Mina da Conceição da CVRD, localizada próxima à cidade de Itabira e ao trecho estudado.

É importante ressaltar de princípio que, em estudos geotécnicos relativos a projetos de infra-estrutura rodoviária, torna-se imperiosa uma adequada caracterização tecnológica dos materiais adotados por meio de ensaios de laboratório ou de ensaios de campo. No caso de resíduos de mineração, estes estudos demandam metodologias específicas e diferenciadas em relação às convencionalmente adotadas para o caso de solos (Gomes et al., 1999). No contexto do trabalho, diferentes traços da mistura foram testados para que tanto o valor de CBR como a distribuição granulométrica do material estivessem enquadrados às prescrições da norma DNER-ES 303/97 (Tabela 2.1).

Tabela 2. 1 – Faixas granulométricas normativas do DNIT para camada de base

TIPOS	N > 5 x 10 ⁶				N < 5 x 10 ⁶	
	A	B	C	D	E	F
PENEIRAS	% em peso passando					
2"	100	100	-	-	-	-
1"	-	75-90	100	100	100	100
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
Nº 40	8-20	15-30	13-30	25-45	20-50	30-70
Nº 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25

Estas prescrições normativas estabelecem adicionalmente que o material de base deverá ter as seguintes características (sendo ‘N’ o número de operações do eixo simples padrão):

- Limite de Liquidez menor ou igual a 25%
- Índice de Plasticidade menor ou igual a 6%
- Índice Suporte Califórnia maior que 60% (N < 5 x 10⁶)
- Expansão menor que 0,5%
- Grau de Compactação maior que 100%
- Umidade pode variar ± 2% em relação à umidade ótima do material

Em função da estimativa do volume de tráfego local, verificou-se que, no trecho experimental, o tráfego é do tipo leve com N = 9,5 x 10⁴ operações do eixo padrão (DER-MG, 2005), com volume médio diário em torno de 150 veículos, viabilizando o uso das faixas granulométricas “E” e “F” prescritas pelas normas do DNIT.

2.2 – COMPOSIÇÃO ESTRUTURAL DAS SEÇÕES

Conforme mencionado, o trecho experimental comportou seis diferentes seções com arranjos e materiais distintos. Para a seção tipo de projeto, as camadas estruturais do pavimento foram compostas por 20 cm de subleito de argila, 15 cm de sub-base de cascalho de mina, 18 cm de base com cascalho de itabirito e revestimento asfáltico com CBUQ de 6 cm.

Os cascalhos são provenientes da mina da conceição da CVRD, localizada em Itabira e a argila foi adquirida nas proximidades da rodovia. Na seção 02, adotou-se uma composição de mistura de rejeito de mineração de ferro para a camada de base e, para as seções 03 a 06, esta mistura da base foi associada com geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas). As seis seções têm dimensões de 50,0 m de comprimento por 7,20 m de largura. Estas diferentes seções experimentais, em seus arranjos distintos, são descritas a seguir.

2.2.1 – Seção 01

A composição da estrutura da camada de pavimentação desta seção segue exatamente o projeto original da rodovia, constituindo, assim, a seção de referência para comparação com as demais seções, em termos dos resultados dos ensaios de campo e de controle e monitoramento da instrumentação utilizada (Figura 2.1).

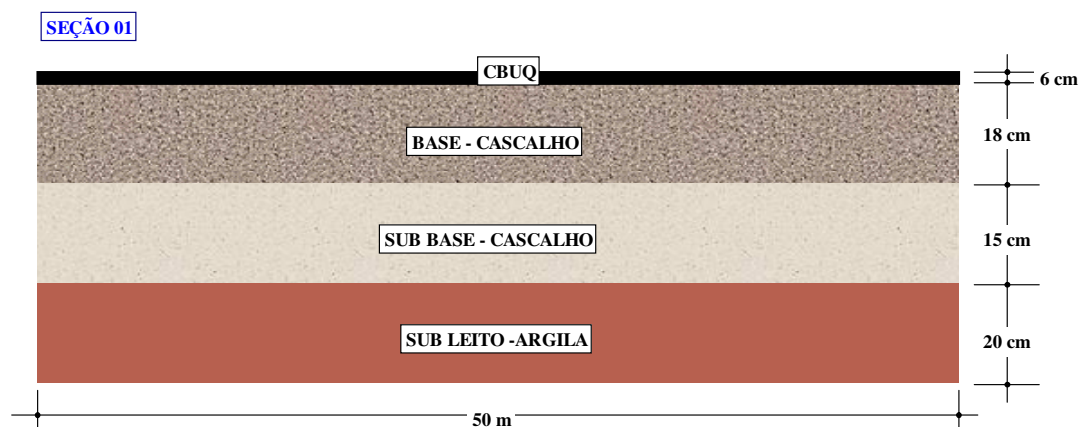


Figura 2. 1 – Camadas da estrutura da estrada na seção 01 – Seção tipo de projeto

2.2.2 – Seção 02

A seção 02 apresenta as mesmas dimensões estruturais da seção 01, à exceção da camada de cascalho de itabirito da base que é substituída por uma mistura de rejeitos de minério de ferro e argila (Figura 2.2), cuja composição será detalhada em item subsequente.

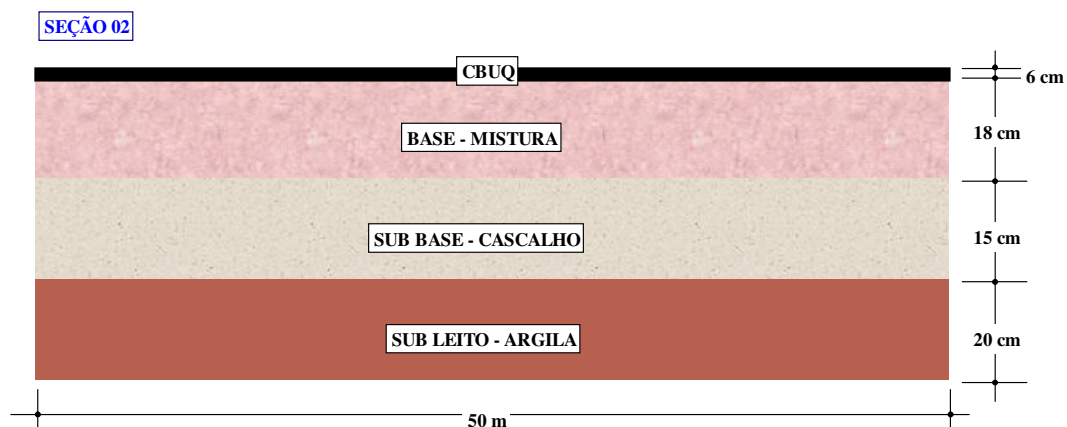


Figura 2. 2 – Camadas da estrutura da estrada na seção 02 – Base de mistura

2.2.3 – Seção 03

A seção 03 possui a mesma conformação da seção 02, com base de mistura e mesmas dimensões, porém, com a inserção de um geossintético, especificamente um geotêxtil, posicionado entre a base e o revestimento asfáltico (Figura 2.3).

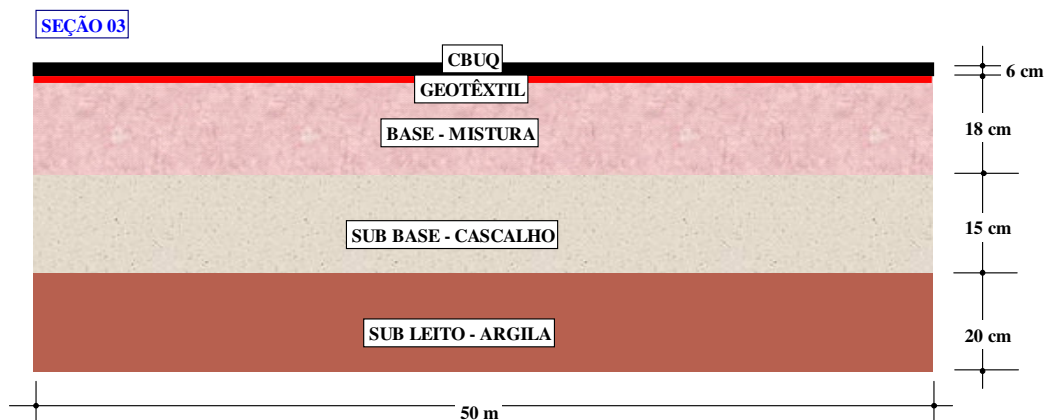


Figura 2. 3 – Camadas da estrutura da seção 03 – Base de mistura e geotêxtil na base

2.2.4 – Seção 04

Nesta seção, além da base com mistura no padrão da seção 03, o geossintético utilizado passa a ser uma geogrelha. As camadas inferiores seguem o mesmo projeto original da rodovia (Figura 2.4).

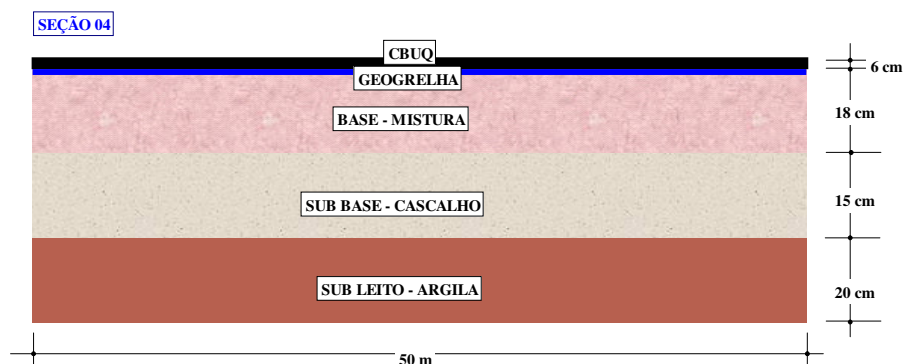


Figura 2. 4 – Camadas da estrutura da seção 04 – Base de mistura e geogrelha na base

2.2.5 – Seção 05

Trata-se de uma seção similar à seção 03, alterando-se somente o posicionamento do geotêxtil para a parte inferior à camada da base, ou seja, o geotêxtil está inserido entre a sub-base e a base de mistura (Figura 2.5), com as outras camadas mantendo o arranjo básico das seções anteriores.

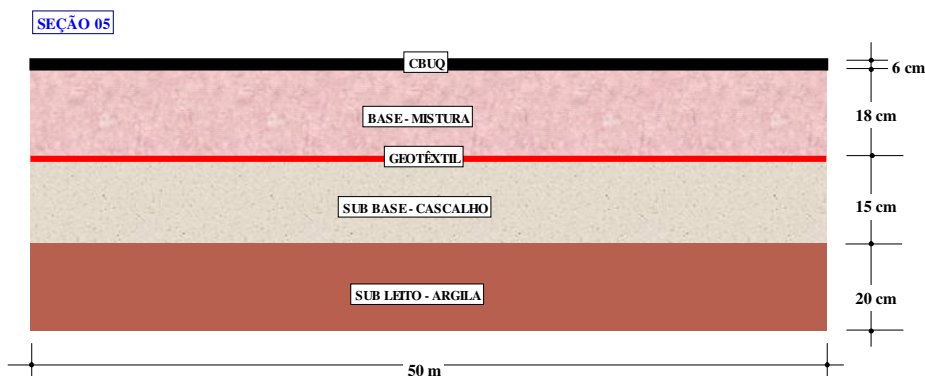


Figura 2. 5 – Camadas da estrutura da seção 06 – Base de mistura e geotêxtil na sub-base

2.2.6 – Seção 06

Trata-se de uma seção similar à seção 04, alterando-se somente o posicionamento da geogrelha para a parte inferior da camada da base, ou seja, a geogrelha está inserida entre a sub-base e a base de mistura (Figura 2.6), com as outras camadas mantendo o arranjo básico das seções anteriores.

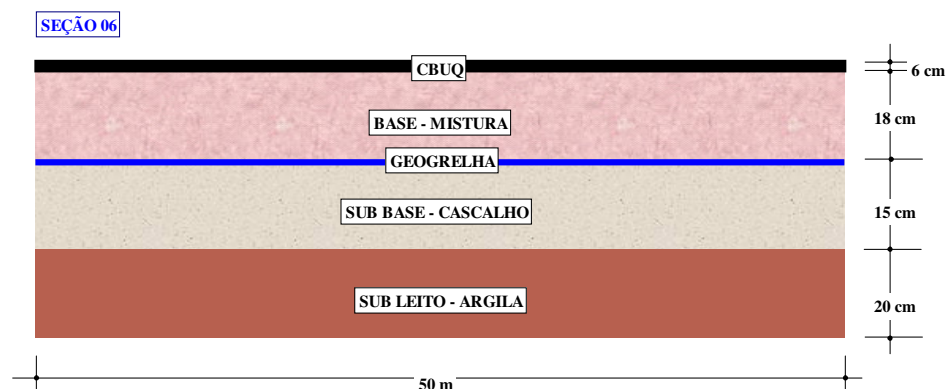


Figura 2. 6 – Camadas da estrutura da seção 06 – Base de mistura e geogrelha na sub-base

2.3 – MATERIAIS UTILIZADOS NA ESTRUTURA DO PAVIMENTO

2.3.1 – Cascalho de Itabirito

Este cascalho foi retirado da Mina da Conceição da CVRD em Itabira, compreendendo um estéril de lavra de minério de ferro (Figura 2.7) e apresentando características que atendem aos padrões rodoviários para base. Trata-se de um material não plástico, com CBR de 89,7% e expansão de 0,018%. Durante a execução da obra, a composição deste material mostrou-se bastante homogênea, com pequenas variações de suas propriedades geotécnicas.



Figura 2. 7 – Cascalho de itabirito – material utilizado na camada de base da seção tipo

2.3.2 – Cascalho de Mina

Este cascalho, designado neste trabalho como ‘cascalho de mina’, provém também do decapeamento da mina, porém, compreende uma mistura mais pobre de fragmentos de rocha, tendo menor padrão geotécnico que o cascalho de itabirito. Este cascalho é um material não plástico, com CBR variando entre 45,0% e 67,8% e expansão em torno de 0,12% atendendo as especificações para sub-base. Durante a execução da obra, este material mostrou-se bastante heterogêneo com variações consideráveis dos parâmetros geotécnicos.

2.3.3 – Solo Argiloso

Trata-se de um solo argiloso de coloração avermelhada (Figura 2.8a), tendo sido adquirido nas proximidades da própria rodovia, constituindo um material com boas qualidades geotécnicas para aplicação no subleito (Figura 2.8b). Este solo apresentou um peso específico aparente seco igual a $15,2 \text{ kN/m}^3$, umidade ótima de 21,1% e CBR de 7,1% sob compactação com energia de Proctor Normal. Este mesmo material foi utilizado para a composição da mistura da base, com o objetivo de agregar coesão à mistura.



Figura 2. 8 – Argila utilizada no subleito e na composição da mistura da base

2.3.4 – Rejeito de Jigagem

Material proveniente do rejeito do processo de jigagem, chamado simplesmente de *jigue* (Figura 2.9), sendo constituído por um material granular médio (pedrisco) e utilizado como parte estrutural da mistura. Na determinação por tentativas da melhor proporção dos materiais constituintes da mistura, o jigue e os rejeitos finos representaram as melhores opções de materiais para a obtenção do CBR mínimo exigido pela norma DNER-ES 303/97 e para o enquadramento em uma das faixas granulométricas exigidas.

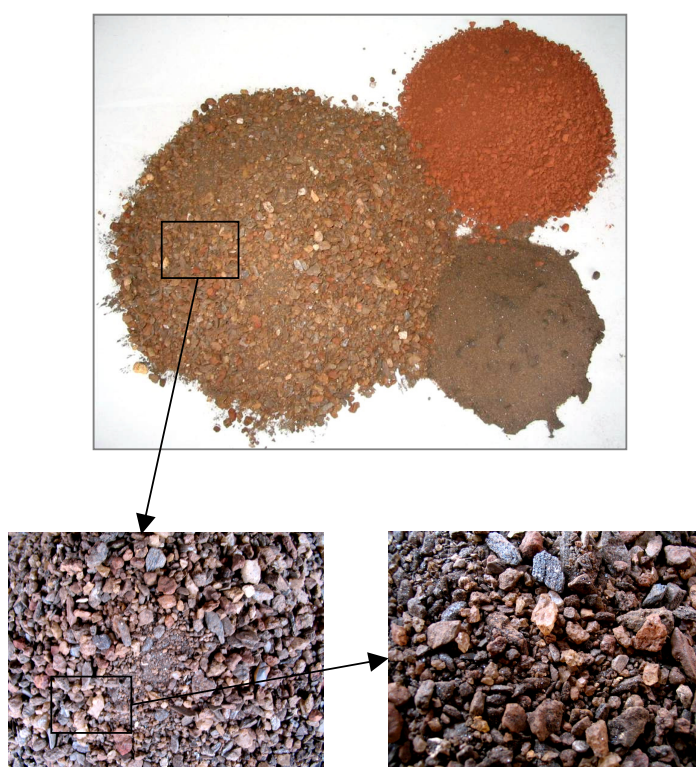


Figura 2. 9 – Rejeito granular da jigagem – Rejeito de jigue ou Jigue

2.3.5 – Rejeito Fino

Material retirado diretamente da praia de rejeito da barragem de contenção dos resíduos de processamento industrial do minério de ferro da Mina da Conceição da CVRD em Itabira. Trata-se de um material de textura de areia fina, de baixa qualidade geotécnica, chamado neste projeto de ‘rejeito fino’ (Figura 2.10).

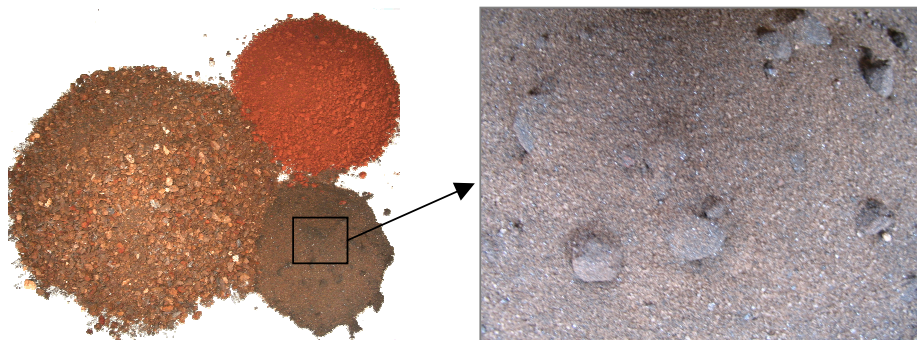


Figura 2. 10 – Rejeito fino de minério de ferro

A princípio, foi proposto como elemento da mistura com o objetivo de se buscar uma aplicação industrial para um material essencialmente descartável; entretanto, os ensaios realizados demonstraram o potencial de sua aplicação para a garantia de maiores valores de CBR para a mistura. Sua inclusão ajudou também a encaixar a curva granulométrica da mistura nas faixas prescritas pelo DNIT.

2.3.6 – Geotêxtil

Nas seções 03 e 05 reforçadas com geotêxteis (Figura 2.11), foi utilizado o tipo RT16 não tecido da marca Bidim.

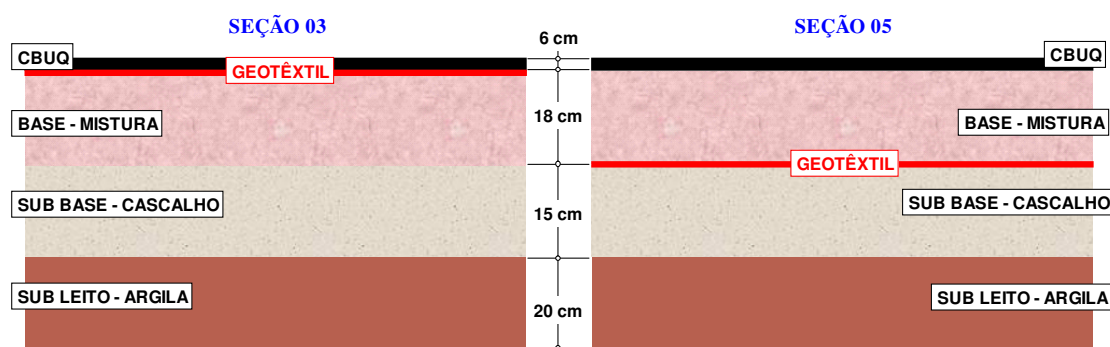


Figura 2. 11 – Seções 03 e 05 que utilizaram geotêxtil em sua composição

O modelo utilizado tem gramatura igual a 300 g/m^2 ; a matéria prima é o poliéster com ponto de fusão igual a 260° C , ponto de amolecimento igual a 240° C e apresentando as características técnicas, fornecidas pelo fabricante, sistematizadas na Tabela 2.2.

Tabela 2. 2 – Especificações técnicas do Bidim RT16 (dados do fabricante)

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DO GEOTÊXTIL RT16				
CARACTERÍSTICA	SENTIDO	NORMA	UNIDADE	VALOR
Resistência à tração	Longitudinal	ASTM D 4595	kN/m	16
	Transversal		kN/m	14
Alongamento na ruptura	Longitudinal	ASTM D 4595	%	40-60
	Transversal		%	50-70
Rasgo trapezoidal	Longitudinal	ASTM D 4533	N	440
	Transversal		N	400
Puncionamento	-	ABNT-NBR 13359	kN	3,1
Estouro	-	ASTM D 3786	MPa	2,6
Permeabilidade	-	ASTM D 4491	cm/s	4×10^{-1}
Porosidade	-	DIN 53855	%	> 90
Transmissividade	-	ASTM D 4716	cm ² /s	0,13

2.3.7 – Geogrelha

A geogrelha utilizada nas seções 04 e 06 (Figura 2.12) foi o modelo 65/65-30T da marca Fortrac, fabricada pela Huesker, tratando-se de uma geogrelha flexível de poliéster de elevada rigidez.

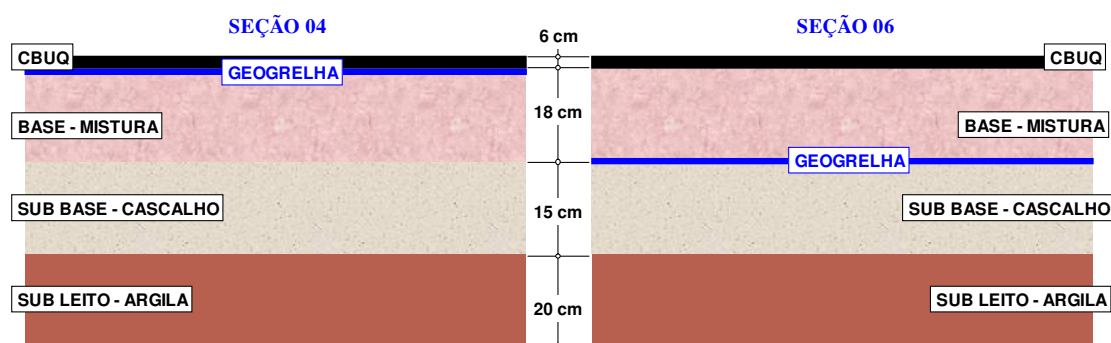


Figura 2. 12 – Seções 04 e 06 que utilizaram geogrelha em sua composição

A geogrelha possui gramatura igual a 430 g/m², resistência nominal à tração mínima de 65 kN/m na sua direção principal e de 65 kN/m na direção transversal, com uma malha aberta de 30 mm x 30 mm e demais características técnicas dadas na Tabela 2.3.

Tabela 2. 3 – Especificações técnicas da geogrelha Fortrac 65/65-30T (dados do fabricante)

ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS DA GEOGRELHA FORTRAC 65/65-30T				
CARACTERÍSTICA	SENTIDO	NORMA	UNIDADE	VALOR
Resistência à tração na ruptura	Longitudinal	ISSO 10319	kN/m	≥ 65
	Transversal		kN/m	≥ 65
Deformação específica na resistência nominal de tração	Longitudinal	ISSO 10319	%	≤ 10
	Transversal		%	≤ 10
Resistência à tração com 5% de deformação específica	Longitudinal	ISSO 10319	kN/m	≥ 32
	Transversal		kN/m	≥ 32

2.4 – DEFINIÇÃO DA MISTURA DE BASE

Para a composição da mistura de base, adotou-se uma composição de três diferentes materiais: jigüe, rejeito fino e argila vermelha (Figura 2.13). Para se atingir uma mistura satisfatória, de modo a atender as normas rodoviárias, várias proporções foram testadas. O traço da mistura foi definido em termos de volume para facilitar a medição em campo em caçambas da carregadeira, como será descrito no capítulo 4. Cinco misturas foram compostas, ensaiadas e comparadas com a norma e com o material especificado por projeto (cascalho de itabirito). As proporções dos materiais testados e os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2. 4 – Resultados dos ensaios de caracterização dos materiais da base e sub-base

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO												
Mistura	Materiais (%)			Camada	Compactação					Índices		
	Jigue	Argila	Rejeito fino		Proctor	γs máx	Wótima	ISC	Expansão	LL	LP	IP
M-01	50	25	25	Base	Int.	2,323	10,3	33,8	0,000	30,0	21,6	8,4
M-02	50	50	0	Base	Int.	2,241	14,3	24,7	0,200	28,4	19,1	9,3
M-03	60	20	20	Base	Int.	2,390	9,2	65,0	0,000	25,0	18,6	6,4
M-04	60	40	0	Base	Int.	2,345	10,7	26,3	0,320	23,8	16,2	7,6
M-05	70	20	10	Base	Int.	2,400	8,8	73,0	0,030	15,0	11,2	3,8
6	Cascalho de Itabirito			Base	Int.	2,741	9,9	89,7	0,018	NP		
7	Cascalho de Mina			Sub-base	Int.	2,429	11,5	67,8	0,120	NP		



Figura 2. 13 – Materiais utilizados na composição da mistura: Jigite, Rejeito Fino e Argila

O traço que melhor atendeu às normas do DNIT, para o número $N < 5 \times 10^6$ de tráfego para a rodovia (DER-MG, 2005), foi obtido para as seguintes proporções dos materiais em volume: 70% de jigite, 20% de argila e 10% de rejeito fino (Figura 2.14).



Figura 2. 14 – Traço de 70% de jigite, 20% de argila e 10% de rejeito fino

A mistura assim obtida apresentou as seguintes características:

- CBR = 73%
- Expansão = 0,18%
- Limite de Liquidez = 15%
- Índice de Plasticidade = 3,8%

O *jigite* constituiu o principal componente da mistura para se atingir o valor de CBR adequado, com expressiva contribuição do rejeito fino. Notou-se também uma variação muito grande, por exemplo, entre as misturas M-01 (com sua composição de rejeito fino

argila e jigüe) que apresentou um valor de CBR de 33,8% e a mistura M-02 (somente com argila e jigüe na composição), que apresentou um valor de CBR de 24,7% (Figura 2.15). É importante registrar a relevância do rejeito fino em termos da composição da mistura, uma vez que, apesar de aparentemente não ter valor geotécnico, teve influência muito positiva no aumento do CBR e para o ajuste da granulometria final.

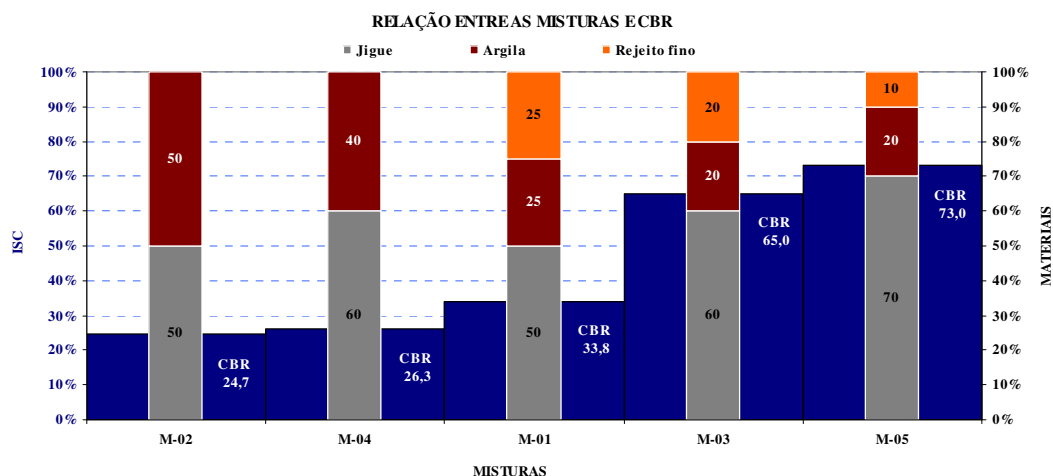


Figura 2. 15 – Resultados do CBR para as diferentes proporções de misturas

Para as misturas testadas, foram realizadas análises granulométricas por peneiramento para verificar o ajuste das mesmas nas faixas granulométricas especificadas pelo DNIT. Os resultados destas análises para todas as misturas e ainda para os materiais de base e de sub-base estão apresentados na Tabela 2.5.

Tabela 2. 5 – Resultados dos ensaios granulométricos dos materiais de base e sub-base

RESULTADOS DOS ENSAIOS DE GRANULOMETRIA													
Mistura	Materiais (%)			Camada	Percentual que passa (peneiras em mm)								
	Jigüe	Argila	Rejeito fino		38,1	25,4	19,1	12,7	9,52	4,76	2,0	0,42	0,074
M-01	50	25	25	Base	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	97,4	85,3	59,7	40,8
M-02	50	50	0	Base	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	96,5	84,0	55,3	44,3
M-03	60	20	20	Base	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	93,1	76,0	55,2	36,5
M-04	60	40	0	Base	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	92,8	73,1	48,8	41,1
M-05	70	20	10	Base	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	93,5	74,5	43,7	18,3
6	Cascalho de Itabirito			Base	100,0	100,0	96,8	87,8	85,6	83,5	81,2	73,5	36,9
7	Cascalho de Mina			Sub-base	100,0	91,7	85,3	79,5	73,5	63,0	54,7	43,7	31,0

A mistura que melhor atendeu os critérios em termos de resistência para a base, também se enquadrou nos parâmetros granulométricos das faixas E e F do DNIT . O cascalho de itabirito, que foi o material padrão utilizado na base da rodovia, atende parcialmente as faixas D e E das normas. As curvas granulométricas, comparadas com os limites inferior e superior das seis faixas especificadas para base pelo DNIT, estão dadas nas Figuras 2.16 a 2.21 a seguir.

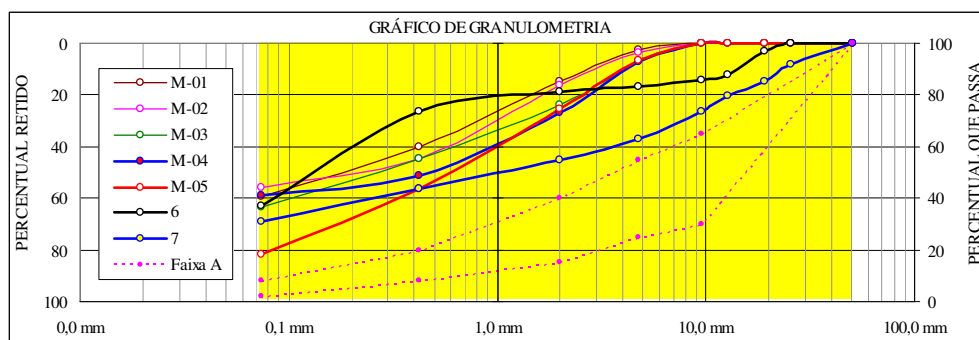


Figura 2. 16 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “A” do DNIT

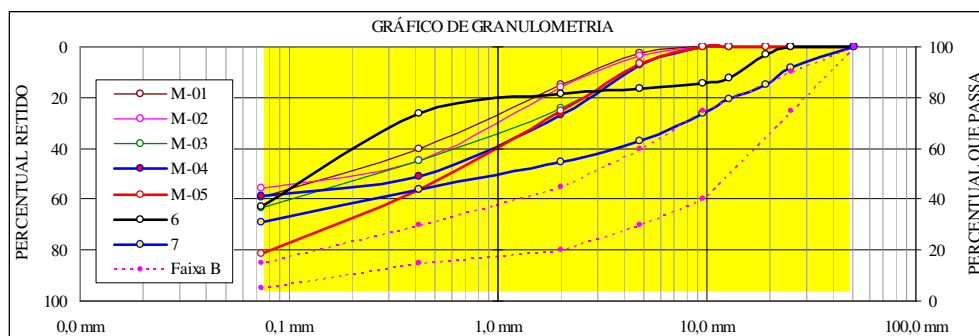


Figura 2. 17 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “B” do DNIT

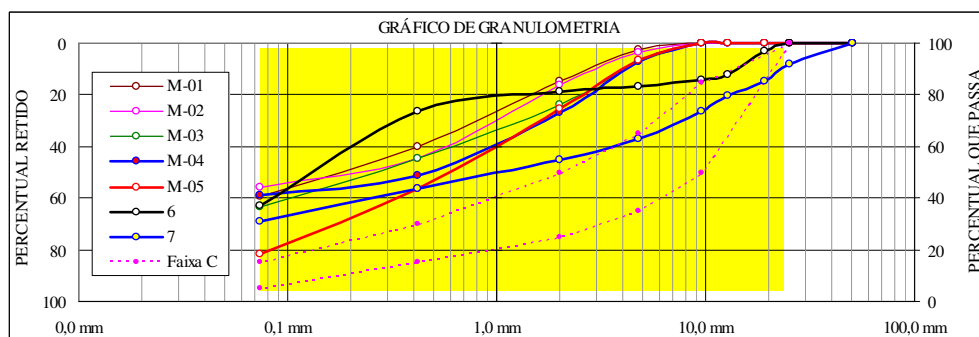


Figura 2. 18 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “C” do DNIT

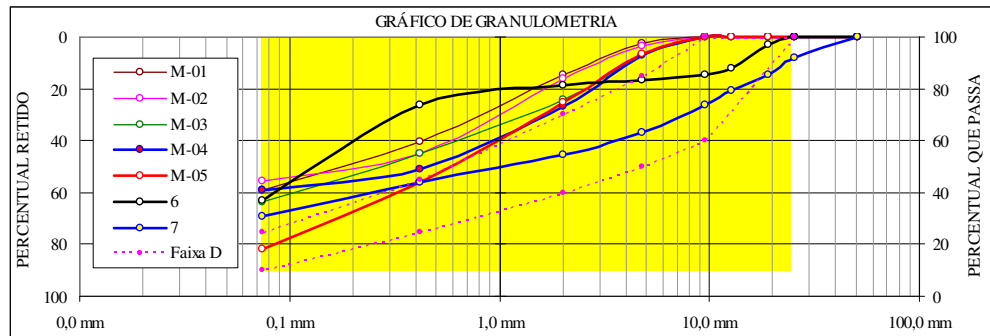


Figura 2. 19 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “D” do DNIT

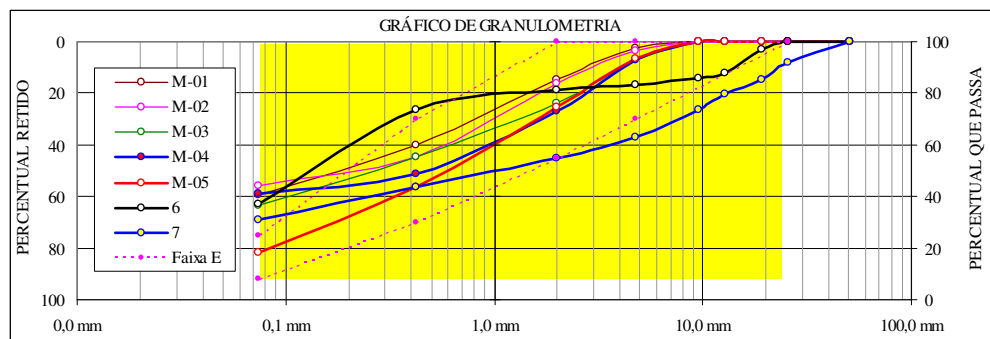


Figura 2. 20 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “E” do DNIT

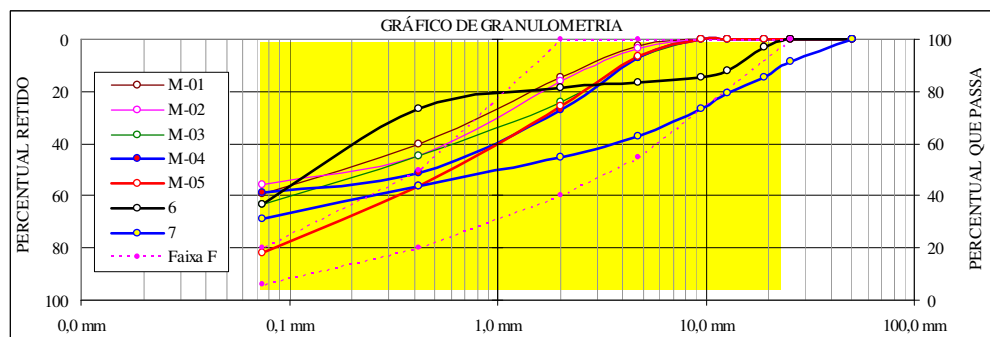


Figura 2. 21 – Curvas granulométricas dos materiais e da faixa “F” do DNIT

2.5 – TENSÃO EQUIVALENTE

No cálculo da tensão aplicada ao pavimento, admitiu-se uma carga do caminhão-padrão igual a 82 kN no eixo traseiro com rodas duplas. Cada conjunto de pneus atua com 41 kN em uma área de 1.820 cm², correspondente a uma área aproximada de contato dos pneus com 52 cm de largura por 35 cm de comprimento (Figura 2.22).

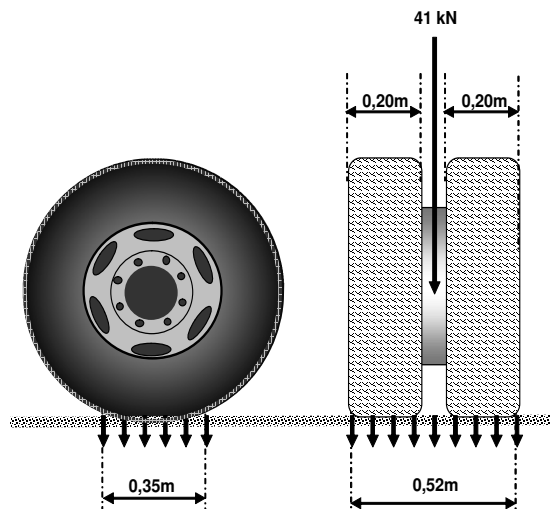


Figura 2.22 – Área de contato dos pneus com o pavimento



Figura 2.23 - Geometria do corpo de prova

Na premissa adotada, portanto, a tensão gerada pelo conjunto de pneus no pavimento foi calculada em 225 kPa. Nos ensaios de laboratório, a tensão equivalente foi simulada pela aplicação de uma carga axial de 1,2 kN distribuída em uma área de 52,81 cm², correspondente à seção de topo em resina do corpo de prova (Figura 2.23).

2.6 – ELEMENTOS E MONTAGEM DOS SENSORES DE DEFORMAÇÃO

2.6.1 – Experimentos Anteriores

Conforme exposto previamente, a presente pesquisa constitui uma complementação de estudos similares desenvolvidos para o caso de pavimentos ferroviários (Fernandes, 2005). Neste contexto, uma fase preliminar dos trabalhos de instrumentação do trecho experimental rodoviário comportou uma reavaliação crítica e detalhada da sistemática e dos procedimentos adotados neste trabalho inicial.

Na instrumentação do trecho ferroviário, foram utilizados sensores para medição das deformações verticais e horizontais no sublastro e no subleito da via, constituídos por extensômetros KM-120, marca *Kyowa*, do tipo elétrico-resistivo (*strain gages*). Estes sensores são montados em bases de acrílico, apresentando as seguintes características

funcionais: dimensões de 120 mm x 14 mm x 5mm, resistência nominal de 120 Ω , configuração unidirecional, ‘fator *gage*’ igual a 2,0, ligações em número de 4 em ponte completa de *Wheatstone* (3 sensores são passivos, sem utilização efetiva para a medida dos registros elétricos, tendo meramente função na montagem da ponte completa, dispositivo que é utilizado desta forma com o objetivo de garantir uma amplificação dos sinais obtidos). Desta forma, foi projetada e confeccionada uma ponte resistiva completa para se ter uma boa resolução e compensar a resistência extra e intrínseca ao próprio circuito de cabeamento.

A ponte foi ligada em dois canais diferenciais do sistema de aquisição *datalogger*, buscando-se, assim, evitar interferências múltiplas. O circuito completo é apresentado no arranjo indicado na Figura 2.24, que inclui a resistência ativa R2 (resistência de 120 Ω) e as resistências passivas R3 (resistência de 120 Ω) e R1 e R4 (ambas de 1000 Ω), conectadas em ponte completa.

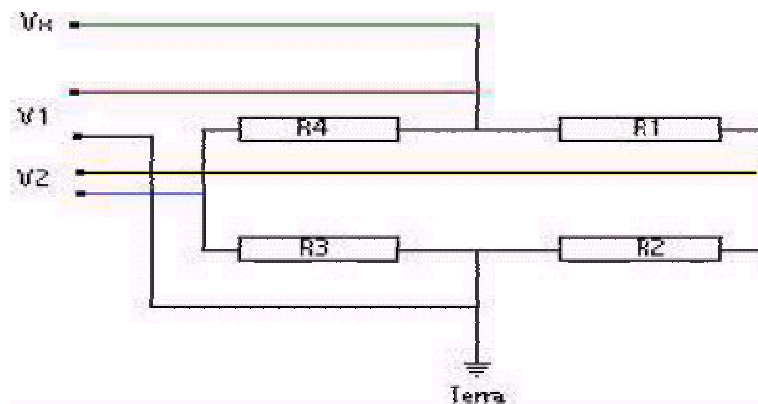


Figura 2.24 – Configuração da ponte resistiva usada na instrumentação prévia (Fernandes, 2005)

Os sensores foram configurados para a medição de deformações verticais e horizontais passíveis de ocorrer nas zonas do sublastro e do subleito do trecho ferroviário que foi instrumentado, sendo compostos basicamente por um conjunto formado por duas calotas, confeccionados sobre uma base de resina acrílica e confinando o extensômetro elétrico resistivo tipo KM – 120 da Kyowa.

Nas montagens, foi utilizada a resina acrílica tipo PA-154 (marca Klider, fabricada pela empresa Produtos Prima Ltda.), nas proporções de 100g do componente A para cada 5g do componente B. Para se obter uma mistura homogênea dos dois componentes da resina, estes foram misturados em um béquer de laboratório por meio de um bastão de cobre.

Após homogeneização, a resina era transferida para recipientes plásticos de 300 ml, com 8 cm de diâmetro, que serviram de molde para a confecção das bases acrílicas dos sensores. Cada calota foi formada pelo preenchimento de uma altura de 2 cm de resina no molde, com um consumo de 135g de resina por calota. Ainda com a calota em estado plástico, procedia-se à introdução do extensômetro na mesma, que era mantido alinhado verticalmente por meio de um gabarito de madeira como acessório. O processo completo de cura do dispositivo levava em torno de 5 horas e, durante todo o processo, a máxima variação de temperatura observada foi da ordem de 11°C.

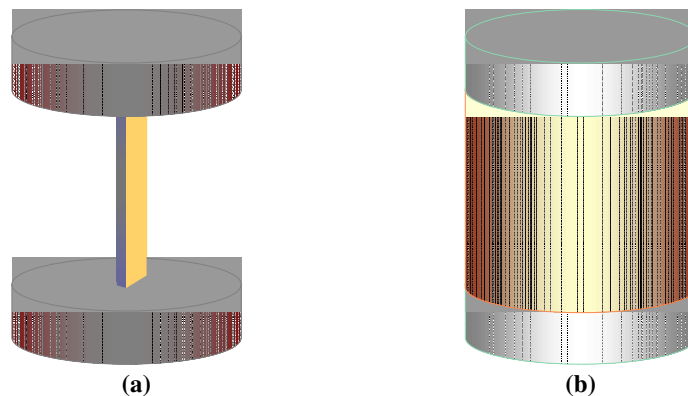
Após a cura, o dispositivo era invertido, repetindo-se todo o processo para execução da segunda base. Os extensômetros conformam o eixo central de um dispositivo final na forma de um carretel, de forma a garantir uma rigidez uniforme ao conjunto (Figura 2.25). Tal procedimento constitui um requisito essencial para garantir confiabilidade aos registros sem implicar, entretanto, em reforços localizados na mistura de pista, potenciais elementos que acarretam erros nas medidas (Tabatabaee & Sebaaly, 1992). Esta configuração prévia, por sua vez, foi adaptada de outras pesquisas efetuadas pela equipe técnica do Laboratório de Pavimentação da UFRGS (Gonçalves, 2002).



Figura 2.25 – Sensor pronto e montagem utilizada para confecção dos sensores (Fernandes, 2005)

2.6.2 – Materiais e Acessórios Utilizados

Com base nas análises prévias, alguns procedimentos foram alterados com o objetivo de agilizar o processo de montagem dos sensores e diminuir a perda por quebras na compactação de campo. A resina utilizada possui uma simplicidade maior de preparação e os corpos de prova foram montados completos em laboratório, com resina, solo e sensor, como será descrito nos itens seguintes. A montagem do sensor utilizada por Fernandes (2005) é composta por resina superior e inferior sem solo confinante (Figura 2.26a); neste estudo, optou-se pelo envelopamento do sensor com solo compactado, assegurando-se, assim, maior estabilidade ao sensor e maior segurança no transporte e na sua instalação em campo (Figura 2.26b).



**Figura 2.26 – Montagem dos sensores: (a) sensor montado somente com resina no topo e base
(b) Sensor montado com resina no topo e base e envelopamento com solo compactado**

Na sequência, apresenta-se o detalhamento dos diversos componentes utilizados para a montagem e construção dos sensores adotados em campo.

2.6.2.1 – Resina

Nas montagens dos novos sensores, utilizou-se a resina Resapol T-208, fabricada pela Reichhold – Resana (‘resina cristal’), que constitui uma resina de poliéster insaturado de cura rápida e de cor clara transparente levemente esverdeada. No preparo da resina aplicou-se 1,0% de peróxido de metil etil cetona como catalisador, podendo este

percentual variar entre 0,7 a 2,5%. O processo completo de cura demorava em torno de 2 horas e, durante todo o processo, a máxima variação de temperatura foi da ordem de 4°C. Em uma temperatura ambiente de 23°C, observou-se uma temperatura na resina de, no máximo, 27°C. As propriedades e as características específicas da resina após a cura, segundo informações do fabricante, estão apresentadas na Tabela 2.6.

Tabela 2. 6 – Propriedades da resina utilizada (dados do fabricante)

CARACTERÍSTICAS	MÉTODO DE ANÁLISE	VALORES TÍPICOS
Resistência máxima à tração (MPa)	PP 09 -035	50
Módulo de elasticidade em tração (MPa)	PP 09 -035	3.600
Elongação máxima (%)	PP 09 -035	1,5
Resistência máxima à flexão (MPa)	PP 09 -039	80
Módulo de elasticidade em flexão (MPa)	PP 09 -039	3.300
Deformação máxima (%)	PP 09 -039	1,5
Dureza Barcol	PP 09 -034	45
Contração linear (%)	PP 09 -050	2
Temperatura de termodistorção (°C)	PP 09 -030	70
Resistência ao impacto com entalhe (J/m)	PP 09 -078	18

A transparência da resina facilitou o controle da posição do sensor e sua verticalidade (Figura 2.27a). A resina, mesmo após a cura, mantém sua característica de transparência bastante acentuada (Figura 2.27b), podendo-se medir externamente o posicionamento final do *strain gage* e verificar possíveis erros na montagem (Figura 2.27c). Para cada corpo de prova, gastou-se, em média, 0,264 litros de resina, num total de 11,882 litros de resina para a execução de 30 corpos de prova.

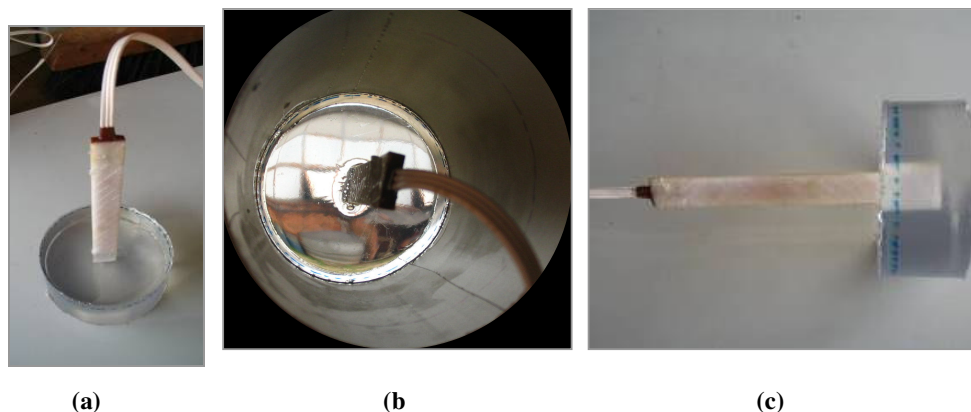


Figura 2. 27 – Detalhes da utilização da resina para a montagem do sensor

2.6.2.2 – Sensores de Deformação

Foram utilizados os mesmos sensores (KM-120) e a montagem das pontes seguiu o mesmo procedimento dos trabalhos anteriores; porém, durante a pesquisa, observou-se uma quebra prematura de alguns sensores devido a ação do tráfego. O modelo escolhido é fabricado pela Kyowa, sendo disponíveis outros modelos e tamanhos para diversas aplicações. O modelo KM-120, especificamente, é indicado pelo fabricante para uso em concreto (Figura 2.28).

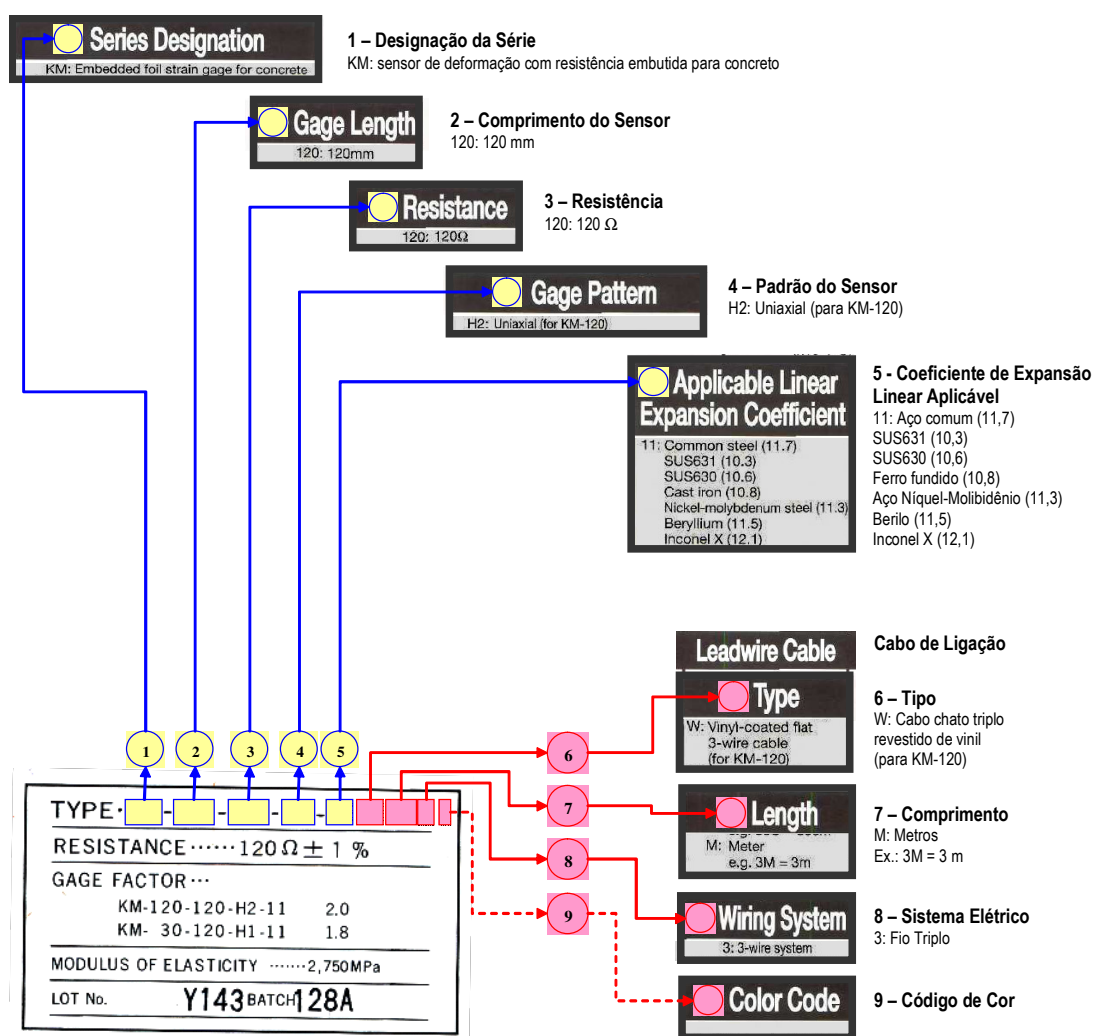


Figura 2. 28 – Especificação do fabricante Kyowa para o sensor KM-120-120-H2-11W 1M 3

Estes sensores são montados de fábrica em base de acrílico, apresentando as dimensões de 120 mm de comprimento, 15 mm de largura e 5 mm de espessura, com resistência nominal de 120 Ω e configuração unidirecional. O sensor pode ser dividido em três partes internas de interesse, cujos trechos são detalhadas na Figura 2.29.

- Detalhe 01 – Filamento da resistência do sensor.
- Detalhe 02 a – Solda de ligação dos fios com a haste.
- Detalhe 02 b – Solda de ligação das hastes com o filamento da resistência.

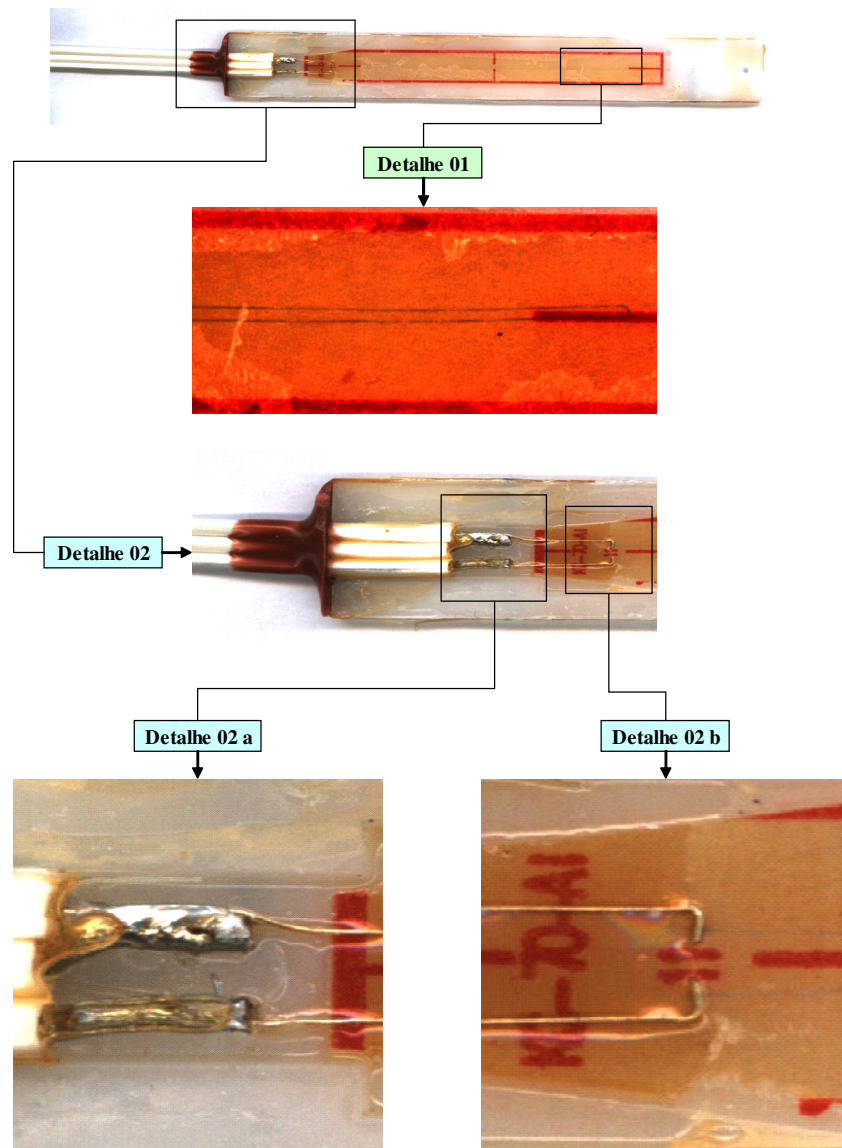


Figura 2. 29 – Detalhes internos de trechos principais do sensor KM-120

2.6.2.3 – Ponte Elétrica, Cabos de Conexão e Terminais

Os procedimentos e demais especificações das pontes e terminais seguiram a mesma configuração da instrumentação do trecho em ferrovia (Fernandes, 2005), sendo projetada e confeccionada uma ponte resistiva completa, intrínseca ao circuito de cabeamento (Figura 2.30).



Figura 2. 30 – Detalhe da ponte elétrica blindada

A ponte foi ligada em dois canais diferenciais da *datalogger* por meio de terminais identificados pelo número da ponte e do respectivo corpo de prova (Figura 2.31), sendo composta pela resistência ativa R2 (resistência de 120 Ω) e as resistências passivas R3 (resistência de 120 Ω) e R1 e R4 (ambas de 1000 Ω), conectadas em ponte completa.



(a)



(b)

Figura 2. 31 – (a) Codificação dos terminais com o número da ponte e do corpo de prova; (b) Detalhe do terminal com identificação da respectiva ponte elétrica

2.6.2.4 – Fôrmas e Dispositivos Acessórios

As fôrmas foram confeccionadas com tubo de PVC de 8,2 cm de diâmetro (tubo para calhas) e comprimentos de 15 cm (Figura 2.32a), serrados ao meio no sentido longitudinal e presos com uma abraçadeira no centro e com fita crepe nas pontas (Figura 2.32b), para manter a fôrma fechada durante as etapas de montagem. As bordas do tubo serrado foram lixadas para melhoria do acabamento e da verticalidade da fôrma. Marcas internas de 2,5 cm de altura (inferior e superior) foram feitas na fôrma como referências para a fase de colocação da resina. Para a fixação interna dos sensores, foram utilizados dois pregadores de roupa (Figura 2.32c).

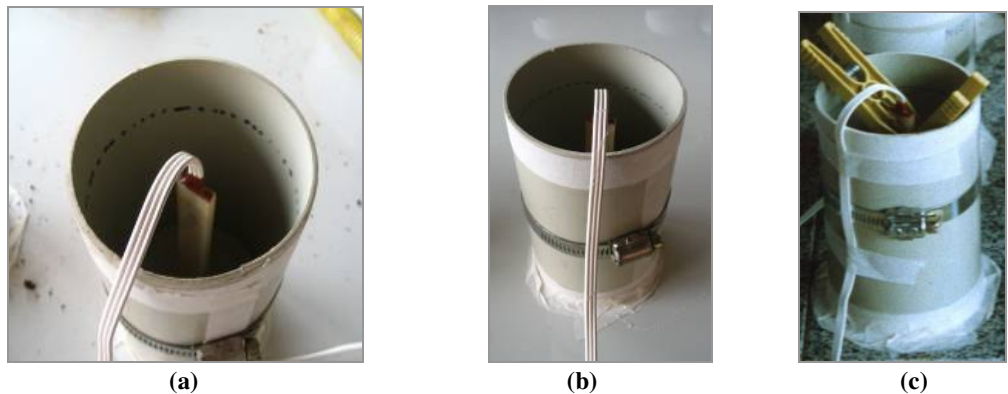


Figura 2. 32 – Fôrmas de PVC para moldagem dos sensores: (a) Detalhe da marcação interna; (b) Fôrma fechada por abraçadeira e fita crepe; (c) fixação do sensor interno

Na montagem dos corpos de prova, os pregadores serviram para manter os sensores posicionados no centro da fôrma e para garantir a verticalidade do mesmo até a cura da resina. O fio do sensor era fixado à fôrma com fita crepe para evitar a movimentação lateral dos sensores.

2.6.3 – Metodologia de Montagem dos Corpos de Prova e do Circuito Completo

Na montagem dos corpos de prova para instalação no campo, adotou-se a seguinte metodologia geral de montagem:

- (i) montagem da fôrma de tubo PVC com abraçadeira e fita crepe;

- (ii) Fixação da fôrma em uma superfície rígida e lisa (bancada de granito polido), por meio de lacre com fita crepe em todo o seu perímetro externo (Figura 2.33a); para agilização do processo, foram confeccionadas 30 formas, ou seja, uma para cada corpo de prova, evitando-se o reaproveitamento das fôrmas (dificuldades oriundas da aderência de resíduos de difícil limpeza na sua parede interna);
- (iii) após a fixação da fôrma, aplicou-se com pincel uma camada de vaselina na parede interna do PVC e na superfície da base da fôrma, com o objetivo de facilitar a desfôrma posterior, sem aderência excessiva da resina, principalmente na superfície de base;



(a)



(b)

Figura 2. 33 – (a) Vista geral da montagem das fôrmas em bancada de pedra, com fixação dos sensores com pregadores; (b) Colocação dos sensores e resina nas fôrmas pré-fixadas na bancada

- (iv) fixação dos sensores dentro da fôrma com a ajuda de pregadores de roupa, alinhados verticalmente e posicionados ao longo do eixo central da fôrma;
- (v) inserção da camada de resina desde o fundo da fôrma até a marca de 2,5 cm do topo do corpo de prova (Figura 2.33b);

- (vi) após o endurecimento da resina, que durou aproximadamente duas horas, iniciou-se o preenchimento da fôrma com solo (Figura 2.34a). O processo foi feito em três camadas compactadas manualmente (Figura 2.34b) por meio de uma haste de ferro de 12 mm de diâmetro e ponta arredondada. As Tabelas 2.7 e 2.8 indicam as estimativas dos volumes requeridos para um dado corpo de prova e para o conjunto dos corpos de prova moldados, respectivamente;



Figura 2 34 – (a) preenchimento da fôrma com solo; (b) camada de solo compactado

Tabela 2. 7 – Volume dos componentes de um corpo de prova

Volumes em dm ³ de um CP			
Cilindro	Extensômetro	Resina	Solo
0,792	0,005	0,264	0,524

Tabela 2. 8 – Demanda dos volumes de resina e de solo para trinta corpos de prova

CONSUMOS			TRAÇO EM VOLUME (dm ³)		
CP	RESINA	SOLO	JIGUE	ARGILA	REJEITO
Qte	Litros	dm ³	70%	20%	10%
30	11,882	15,708	10,996	3,142	1,571

Para a composição do corpo de prova, utilizou-se para material de preenchimento da fôrma o solo correspondente à camada de pavimento na qual o mesmo seria aplicado (Tabela 2.9).

Tabela 2. 9 – Quantitativos e distribuição dos corpos de prova pelas seções-testes

Seção	Camada	Material	Quantidade	Subtotal	Total
01	Base	Cascalho de Itabirito	02	06	30
	Sub-base	Cascalho de Mina	02		
	Subleito	Argila	02		
02	Base	Mistura	02	06	
	Sub-base	Cascalho de Mina	02		
	Subleito	Argila	02		
03 a 06	Base	Mistura	02	08	
	Sub-base	-	-		
	Subleito	-	-		
Laboratório	Base	Mistura	04	10	
	Base	Cascalho de Itabirito	02		
	Sub-base	Cascalho de Mina	02		
	Subleito	Argila	02		

(vii) após a compactação da última camada, completou-se o corpo de prova com uma camada final de 2,5 cm de resina (Figura 2.35), tendo-se o cuidado adicional de se proceder à impermeabilização da superfície superior da camada final de solo, com uma fina camada de parafina, para impedir os efeitos de infiltração da resina e alterar a uniformidade do solo de envelopamento do sensor;



Figura 2.35 – Aplicação da camada de resina do topo

(viii) após o processo de cura e enrijecimento da resina, concluiu-se a sistemática da montagem dos corpos de prova (Figura 2.36), que foram, então, devidamente numerados, codificados e pesados, para as estimativas dos respectivos graus de compactação do solo e utilização no trecho experimental (Tabela 2.10).

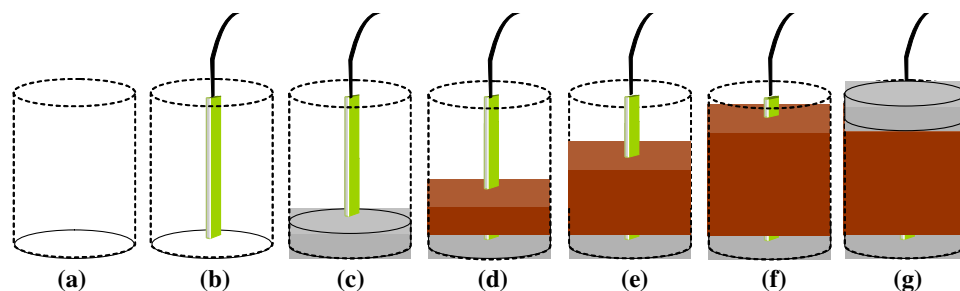


Figura 2. 36 – Seqüência de montagem do corpo de prova

(a) montagem e fixação das formas na bancada ; (b) colocação e fixação dos sensores; (c) aplicação da resina do fundo; (d) compactação da primeira camada de solo; (e) compactação da segunda camada de solo; (f) compactação da terceira camada de solo; (g) aplicação da camada de resina de topo.

Tabela 2. 10 – Relação de corpos de prova e pontes elétricas de cada seção

Corpo de Prova	Material	Peso (kg)	Ponte elétrica	Grau de Compactação (%)	Instalação		
					Seção	Posição	Camada
25	Cascalho Itabirito	2,373	PT4	112,1	Seção 01	Vertical	Base
24	Cascalho Itabirito	2,365	PT6	111,7		Horizontal	Base
26	Cascalho de Mina	2,384	PT2	112,6		Vertical	Sub base
13	Cascalho de Mina	1,915	P15	103,7		Horizontal	Sub base
20	Argila	1,488	P3	103,4		Vertical	Sub leito
19	Argila	1,507	P13	104,7		Horizontal	Sub leito
05	Mistura	1,846	P5	101,6	Seção 02	Vertical	Base
15	Mistura	1,958	P6	107,8		Horizontal	Base
23	Cascalho de Mina	2,348	PT7	110,9		Vertical	Sub base
14	Cascalho de Mina	1,909	P1	103,4		Horizontal	Sub base
22	Argila	1,466	P2	102,0		Vertical	Sub leito
21	Argila	1,424	P9	99,0		Horizontal	Sub leito
03	Mistura	1,866	P18	102,7	Seção 03	Vertical	Base
06	Mistura	1,834	P12	100,9		Horizontal	Base
16	Mistura	1,926	P7	106,0	Seção 04	Vertical	Base
08	Mistura	1,807	P17	99,5		Horizontal	Base
18	Mistura	1,946	P14	107,1	Seção 05	Vertical	Base
17	Mistura	1,894	P4	104,2		Horizontal	Base
11	Mistura	1,833	P16	100,9	Seção 06	Vertical	Base
02	Mistura	1,801	P10	99,2		Horizontal	Base
01	Mistura	1,857	-	102,2	-	-	Teste
04	Mistura	1,718	-	94,6	-	-	Teste
07	Mistura	1,828	-	100,6	-	-	Teste
09	Mistura	1,807	-	99,4	-	-	Teste
10	Cascalho Itabirito	2,153	-	101,7	-	-	Teste
12	Cascalho Itabirito	2,146	-	101,4	-	-	Teste
27	Cascalho de Mina	2,150	-	101,5	-	-	Teste
28	Cascalho de Mina	2,200	-	103,9	-	-	Teste
29	Argila	1,450	-	100,8	-	-	Teste
30	Argila	1,424	-	99,0	-	-	Teste

A montagem foi completada com a ponte elétrica e o circuito de conexão. A ponte elétrica está inserida em um tubo de alumínio blindado com resina. De uma das extremidades, parte um cabo com 3m de comprimento dotado de conector terminal para conexão na *datalogger* e, da extremidade oposta, saem quatro fios com 1m de extensão, soldados nas pontas aos pares (Figura 2.37). O circuito elétrico do sensor é composto por três fios, sendo dois deles unidos nas pontas e que devem ser soldados em um dos pares de fios da ponte. O terceiro fio, identificável pela cor escura do fabricante, deve ser unido e soldado ao par restante.



Figura 2. 37 – Instalação completa do sensor, ponte, cabos e conector

A montagem foi feita no laboratório, a partir de cabos e conectores adquiridos já com a montagem em ponte blindada, por solicitação prévia ao fabricante. Esta solicitação foi feita a partir da experiência de monitoramento de ferrovia, em que sensores foram perdidos por infiltração de água no circuito. Com este cuidado específico, nenhuma ponte foi danificada no presente trabalho. O esquema da montagem completa, feita em laboratório, está apresentado na Figura 2.38.

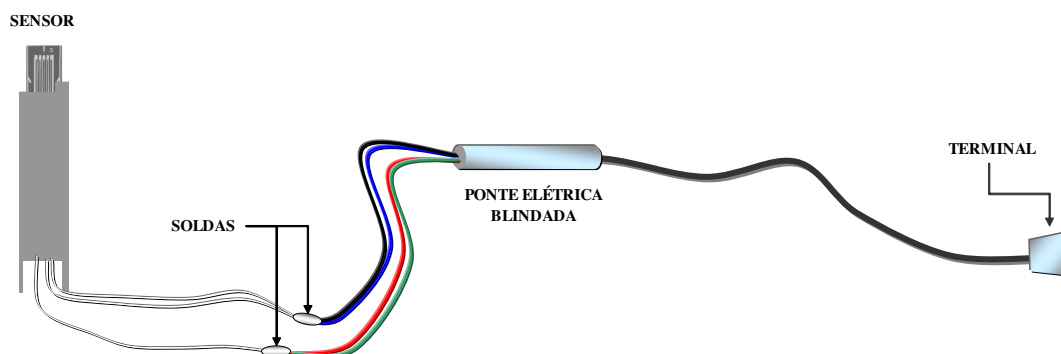


Figura 2. 38 – Esquema de ligação dos sensores, pontes e circuito de conexão.

2.6.4 – Detalhamento da Montagem dos Corpos de Prova

O corpo de prova foi construído como um cilindro de diâmetro de 82 mm e 150 mm de comprimento, sendo 25 mm de resina nas calotas inferior e superior, com o sensor engastado em 10 mm na resina em cada calota. Assim, foi mantido um recobrimento de 15 mm em cada extremidade e uma altura de 100 mm de solo envelopado ao sensor, tornando o corpo de prova estável e devidamente protegido (Figura 2.39).

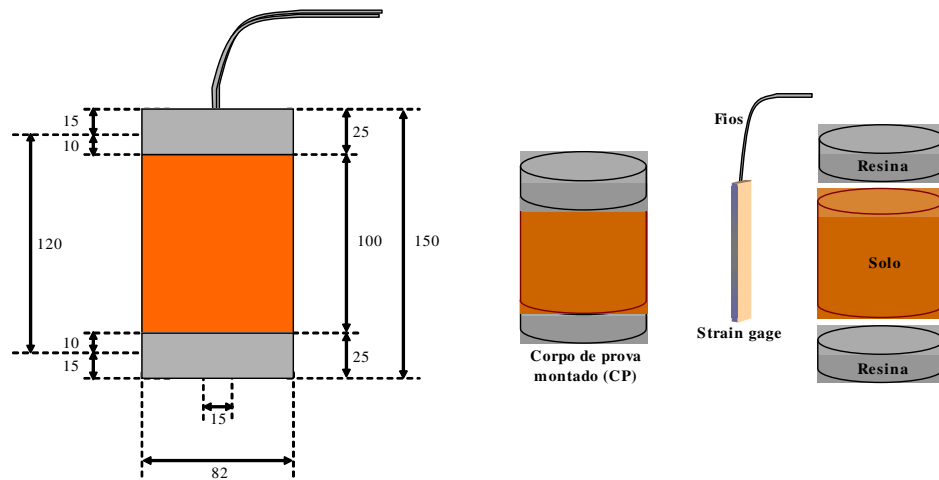


Figura 2. 39 – Dimensões (mm) e arranjo do corpo de prova com o posicionamento do sensor

Os corpos de prova prontos e nas dimensões especificadas (Figura 2.40a) foram, então, levados para o local da obra, sendo deformados apenas no momento de sua inserção na camada do pavimento (Figura 2.40b), sendo alguns perdidos por danos ao sensor na instalação, ainda que a sua estrutura original tenha permanecido intacta (Figura 2.40c).

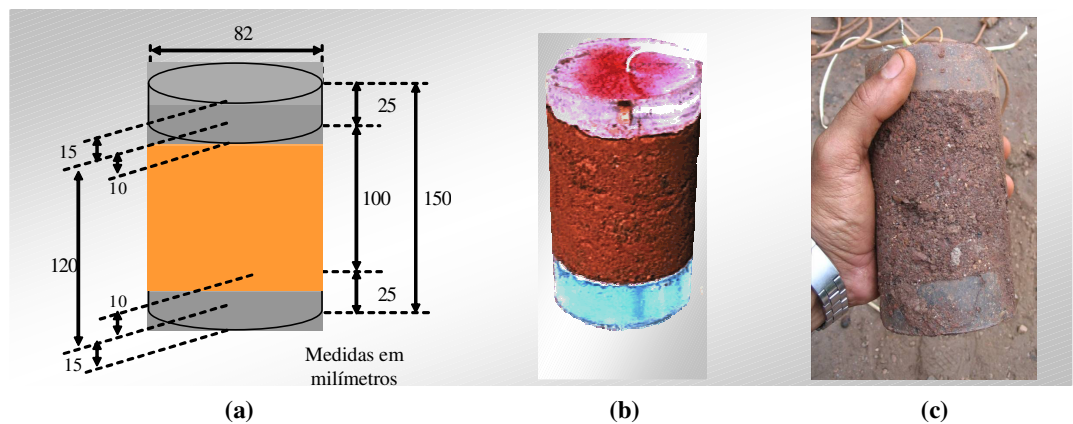


Figura 2. 40 – Dimensões (mm), desfôrma e corpo de prova com sensor danificado

Os sensores montados com resina apresentaram algumas quebras devido a um posicionamento particular de uma solda interna do sensor, que se situa exatamente no engaste da face interna da calota superior do corpo de prova (Figura 2.41). Este problema foi levantado nos trabalhos de exumação dos sensores danificados e será discutido em detalhes no capítulo 5.

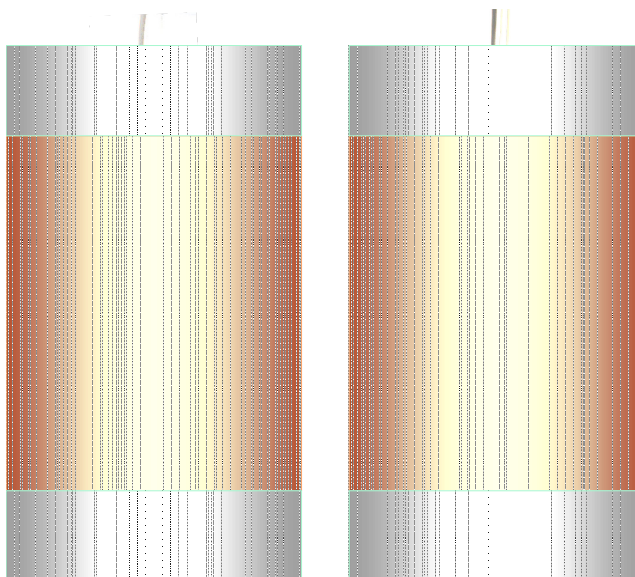


Figura 2. 41 – Posição do sensor dentro do corpo de prova (resina – solo – resina)

2.6.5 – Calibração dos Sensores

Antes de sua instalação em campo, foram efetuados procedimentos de calibração de todos os sensores preparados em laboratório como etapa prévia da instalação dos sensores em campo nas seções teste. Neste propósito, os sensores foram calibrados considerando-se os mesmos materiais e os mesmos arranjos definidos para as seções instrumentadas. Nos ensaios de calibração, foram usados os corpos de prova reservados para testes (como indicados na Tabela 3.10), em estágios tanto de carregamento como de descarregamento.

Um programa específico foi desenvolvido para a *datalogger* visando a aquisição de dados dos ensaios de laboratório. Os dados foram adquiridos em intervalos de trinta

segundos com opção de pausa. Os sensores foram calibrados, comparando-se as cargas aplicadas com as variações de tensão elétrica lidas na datalogger e correlacionadas a deslocamentos dados em mm, por meio de ensaios de carregamento e descarregamento completo, tomando-se a média dos resultados encontrados em três ensaios distintos. (Tabela 2.11). A Figura 2.42 apresenta a curva de calibração obtida para os sensores ensaiados isoladamente.

Tabela 2. 11 – Tabela de dados da calibração dos sensores

SENSOR LIVRE - VALORES MÉDIOS						
Força	Leitura Datalogger		Valores Relativos			
	Carregamento	Descarregamento	Carregamento	Descarregamento	Carregamento	Descarregamento
kgf	milivolts		Variação - milivolts		Variação - milímetros	
0	0,410	0,038	0,000	0,013	0,000	0,012
5	0,359	-0,015	-0,041	-0,020	-0,037	-0,018
10	0,308	-0,030	-0,081	-0,064	-0,073	-0,058
15	0,257	-0,039	-0,137	-0,123	-0,123	-0,111
20	0,206	-0,044	-0,195	-0,179	-0,176	-0,161
25	0,155	-0,048	-0,246	-0,237	-0,221	-0,213
30	0,104	-0,054	-0,296	-0,289	-0,266	-0,260
35	0,053	-0,058	-0,352	-0,342	-0,317	-0,308
40	0,002	-0,061	-0,408	-0,398	-0,367	-0,358
45	-0,049	-0,063	-0,459	-0,464	-0,413	-0,418
50	-0,100	-0,064	-0,510	-0,513	-0,459	-0,462

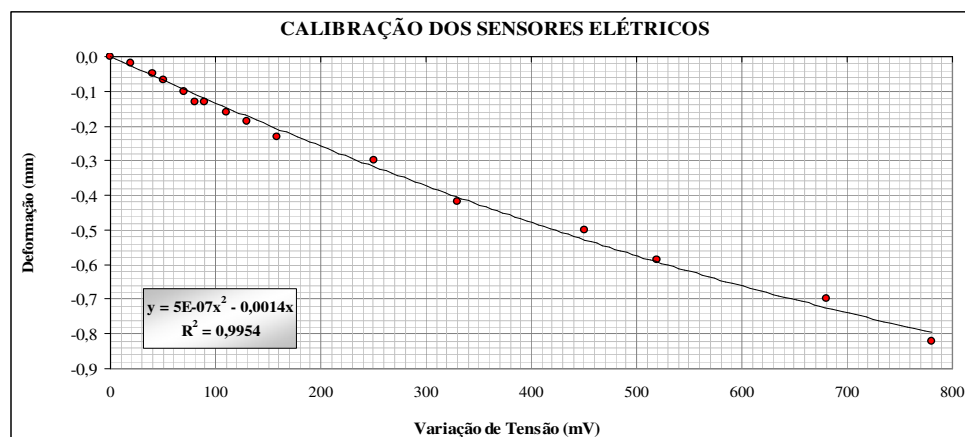


Figura 2. 42 – Gráfico de correlação entre a variação de tensão elétrica e a deformação dos sensores

Os ensaios de calibração contemplaram também análises do conjunto formado pelos corpos de prova, sensor e mistura de material de base. A média dos resultados relativos às cargas aplicadas foi correlacionada com as deformações e as variações de tensão elétrica, para ensaios de carregamento e descarregamento (Tabela 2.12).

Tabela 2. 12 – Valores médios para corpo de prova com mistura da base

CORPO DE PROVA COM MISTURA DE BASE E RESINA - VALORES MÉDIOS						
Força	Leitura Datalogger		Valores Relativos			
	Carregamento	Descarregamento	Carregamento	Descarregamento	Carregamento	Descarregamento
kgf	milivolts		Variação - milivolts		Variação - milímetros	
0	0,396	0,373	0,000	-0,023	0,000	-0,020
5	0,208	0,130	-0,188	-0,266	-0,169	-0,239
10	0,154	0,073	-0,242	-0,323	-0,218	-0,290
15	0,103	0,029	-0,293	-0,367	-0,264	-0,331
20	0,058	-0,010	-0,338	-0,406	-0,305	-0,365
25	0,027	-0,034	-0,369	-0,430	-0,332	-0,387
30	0,006	-0,058	-0,390	-0,454	-0,351	-0,408
35	-0,023	-0,062	-0,419	-0,458	-0,377	-0,413
40	-0,044	-0,075	-0,440	-0,471	-0,396	-0,424
45	-0,062	-0,077	-0,458	-0,473	-0,412	-0,426
50	-0,077	-0,077	-0,473	-0,473	-0,426	-0,426

Adicionalmente, os procedimentos de calibração foram repetidos para o corpo de prova somente com material de mistura e sem as calotas de resina, com o objetivo de verificar a influência da resina no processo de distribuição de cargas atuantes, de acordo com a mesma sistemática dos ensaios prévios (Tabela 2.13).

Tabela 2. 13 – Valores médios para corpo de prova sem resina com mistura da base

CORPO DE PROVA COM MISTURA DE BASE E SEM RESINA - VALORES MÉDIOS						
Força	Leitura Datalogger		Valores Relativos			
	Carregamento	Descarregamento	Carregamento	Descarregamento	Carregamento	Descarregamento
kgf	milivolts		Variação - milivolts		Variação - milímetros	
0	0,055	0,044	0,000	-0,011	0,000	-0,010
5	0,010	-0,010	-0,044	-0,065	-0,040	-0,058
10	0,003	-0,023	-0,052	-0,077	-0,047	-0,070
15	-0,007	-0,032	-0,062	-0,086	-0,056	-0,078
20	-0,014	-0,037	-0,069	-0,091	-0,062	-0,082
25	-0,022	-0,042	-0,077	-0,096	-0,069	-0,087
30	-0,029	-0,047	-0,084	-0,102	-0,075	-0,092
35	-0,036	-0,051	-0,090	-0,106	-0,081	-0,095
40	-0,043	-0,055	-0,098	-0,110	-0,088	-0,099
45	-0,051	-0,057	-0,106	-0,112	-0,095	-0,101
50	-0,059	-0,059	-0,114	-0,114	-0,102	-0,102

Os resultados dos ensaios com o sensor livre e para o conjunto (corpo de prova + mistura de base) com e sem resina estão apresentados na Figura 2.43, gráfico que correlaciona tensões elétricas em milivolts com forças aplicadas em kgf e na Figura 2.44, gráfico que correlaciona deformações em mm e forças aplicadas em kgf .

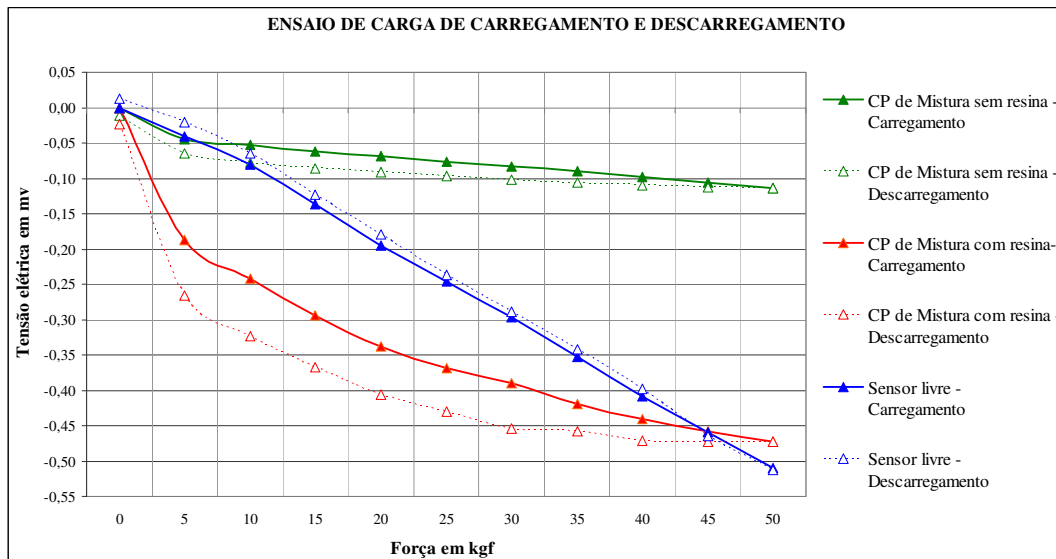


Figura 2. 43 – Curvas de correlação entre corpos de prova e sensores (kgf x mV)

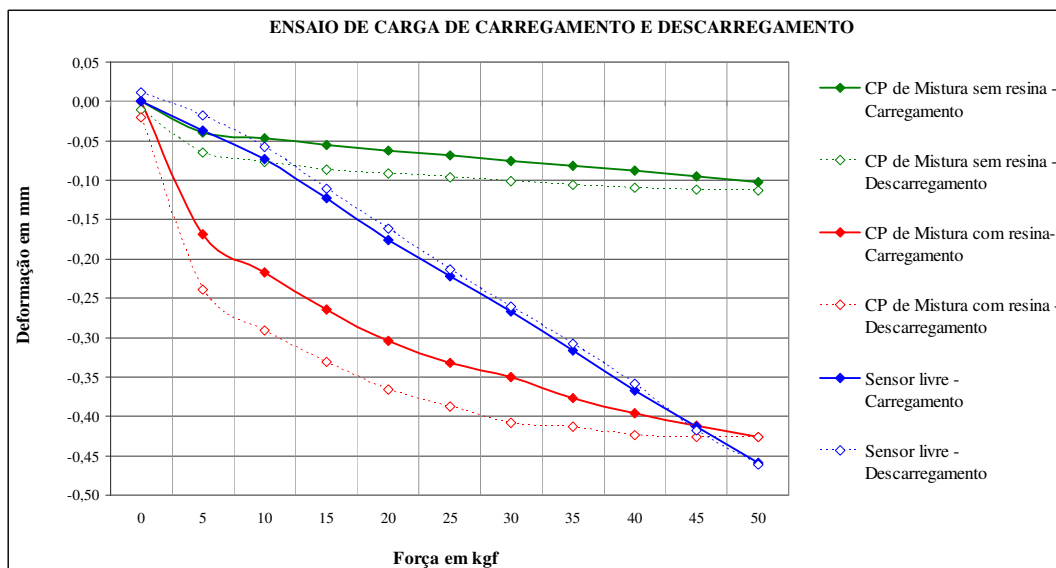


Figura 2. 44 – Curvas de correlação entre os corpos de prova e sensores (kgf x mm)

2.7 – SENSORES DE TEMPERATURA E DE UMIDADE

Adicionalmente, para controle das condições ambientais no local da via, foram instalados sensores termopares para medidas de temperaturas na camada de base, ao longo de todas as seis seções-testes (Figura 2.45).

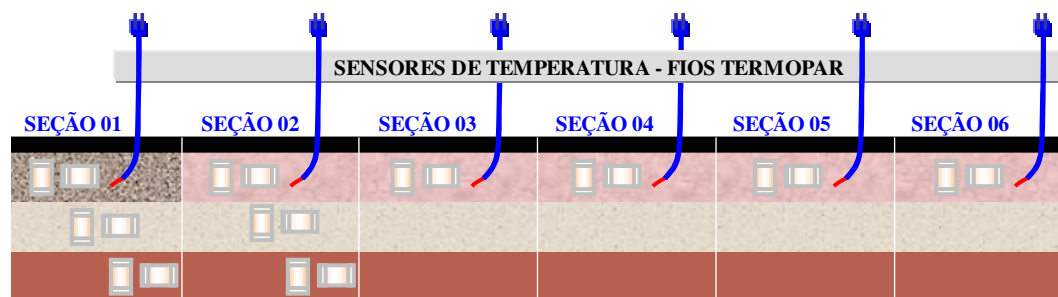


Figura 2. 45 – Posição dos sensores de temperatura nas seções-testes

A colocação do termopar foi feita de modo a detectar qualquer mudança de temperatura na camada de base do pavimento, visto que o termopar é basicamente um dispositivo de medição pontual. O modelo utilizado consistiu do termopar padrão tipo T que era conectado à *datalogger* por meio de um plugue específico. Para o monitoramento das variações de umidade, foi instalado na camada de base da seção 01 (Figura 2.46) um sensor de umidade, modelo EC-20 da *Decagon Devices, Inc.*, com dimensões de 25,4 cm x 3,17 cm x 15,0 cm, 3 m de cabo e conector o para ligação à *datalogger*.

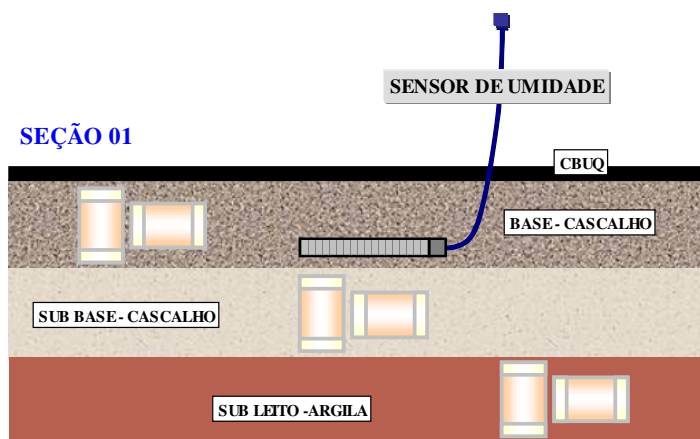


Figura 2.46 – Sensor de umidade instalado na seção 01

CAPÍTULO 3 – INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO DE TRECHO RODOVIÁRIO EXPERIMENTAL

3.1 – LOCALIZAÇÃO

O trecho estudado (Figura 3.1) está inserido nas proximidades do quilômetro três da rodovia que liga a cidade de Itabira (19° 37' 42"S; 43° 13' 23"W) e a cidade de Senhora do Carmo (19° 30' 33"S; 43° 22' 23"W), com populações da ordem de 100.000 habitantes e menos de 10.000 habitantes (IBGE, 2000), respectivamente.



Figura 3.1 - Localização da Rodovia de ligação Itabira – Senhora do Carmo - MG

Distante 120 km de Belo Horizonte e 160 km de Ouro Preto, no estado de Minas Gerais, a rodovia estadual foi executada em convênio envolvendo a CVRD (Companhia Vale do Rio Doce) e o DER-MG (Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais), com o apoio da Prefeitura municipal de Itabira.

A rodovia está construída em área de intensa exploração de minério de ferro e em relevo montanhoso, característico da região do chamado Quadrilátero Ferrífero de Minas Gerais (Figura 3.2). Tal denominação resulta de suas vastas reservas de minério de ferro (e ainda grandes reservas de ouro, manganês, bauxita, pedras preciosas, etc.), sendo definida por um polígono de aproximadamente 7000 km² de área, delimitado pelas linhas que interligam as cidades de Itabira, Rio Piracicaba, Mariana, Congonhas, Casa Branca, Piedade de Paraopeba, Serra Azul e Belo Horizonte. A rodovia escolhida possui cerca de 26 km de extensão e 7,2 m de largura e, além de constituir a principal via de acesso entre as duas cidades, atende também ao fluxo de veículos das zonas rurais e ao tráfego de caminhões que transportam minérios e seus subprodutos entre as minas da CVRD, no entorno da cidade de Itabira.



Figura 3. 2 – Localização da rodovia na região montanhosa do Quadrilátero Ferrífero (MG)

3.2 – TRECHO EXPERIMENTAL E SEÇÕES

O trecho experimental tem um comprimento total de 300 m, compreendido entre as estacas 154 e 169 da rodovia e subdividido em seis seções iguais de 50 m, numeradas de um a seis, no sentido Itabira - Senhora do Carmo (Figura 3.3), construídas em arranjos estruturais distintos, associando mistura de rejeito de minério de ferro granular (jigüe), rejeito fino e solo argiloso com geossintéticos. O trecho estudado contém duas curvas (início e fim do trecho) e uma tangente central com rampa de aclave de 5%, sem acostamento, com seções em corte e em aterro e sarjetas em toda sua extensão.

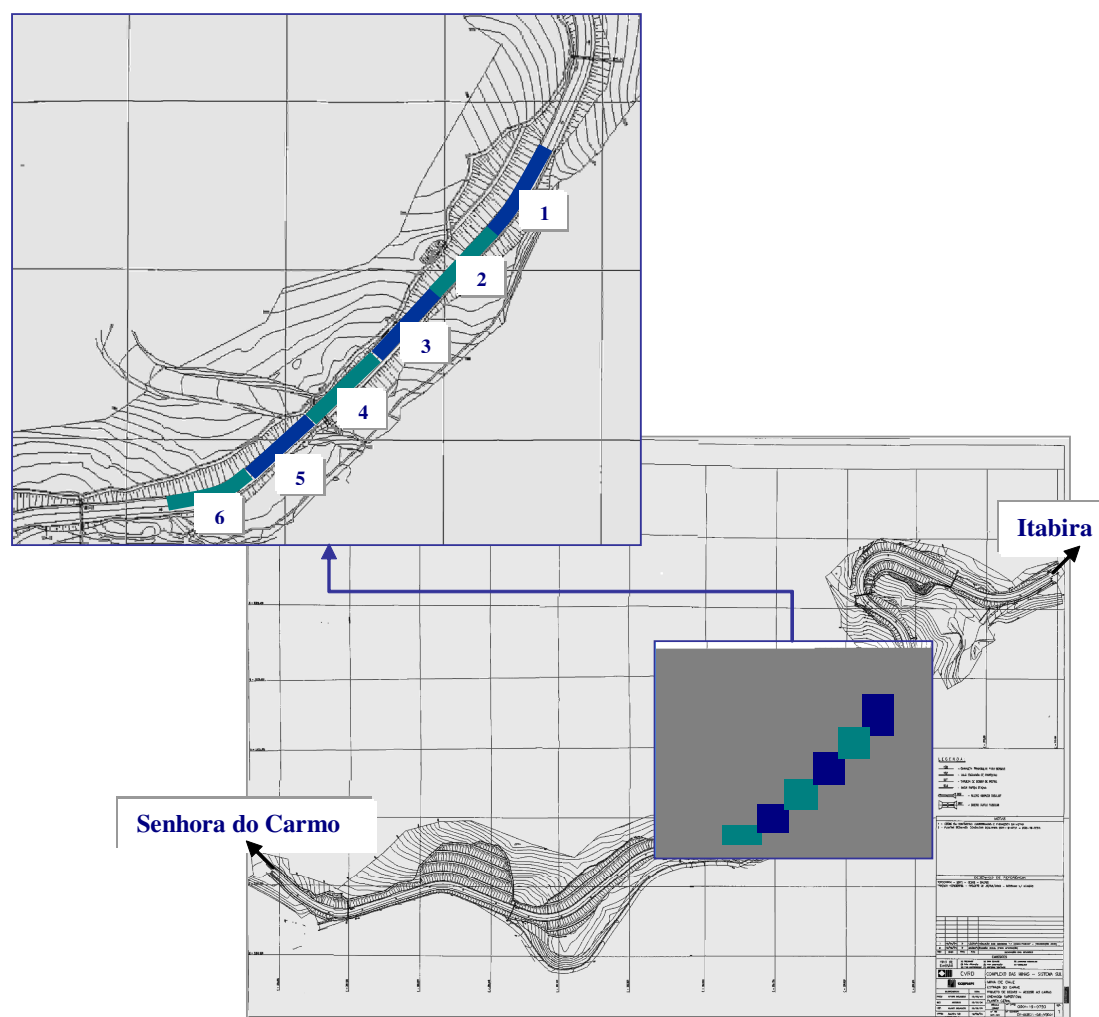


Figura 3. 3 – Trecho experimental com seis seções de 50m

As espessuras das camadas de subleito e do pavimento seguiram as mesmas dimensões do projeto da rodovia, com seção tipo composta por duas camadas de 20 cm de subleito, 15 cm de sub-base, 18 cm de base e 6 cm de revestimento asfáltico de CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente).

As seis seções em estudo têm em seu arranjo estrutural da pavimentação a inclusão de materiais alternativos na camada de base, como resíduos de mineração e geossintéticos, tanto geotêxteis como geogrelhas (Figura 3.4), mantendo-se o padrão de projeto para as camadas de subleito e sub-base.

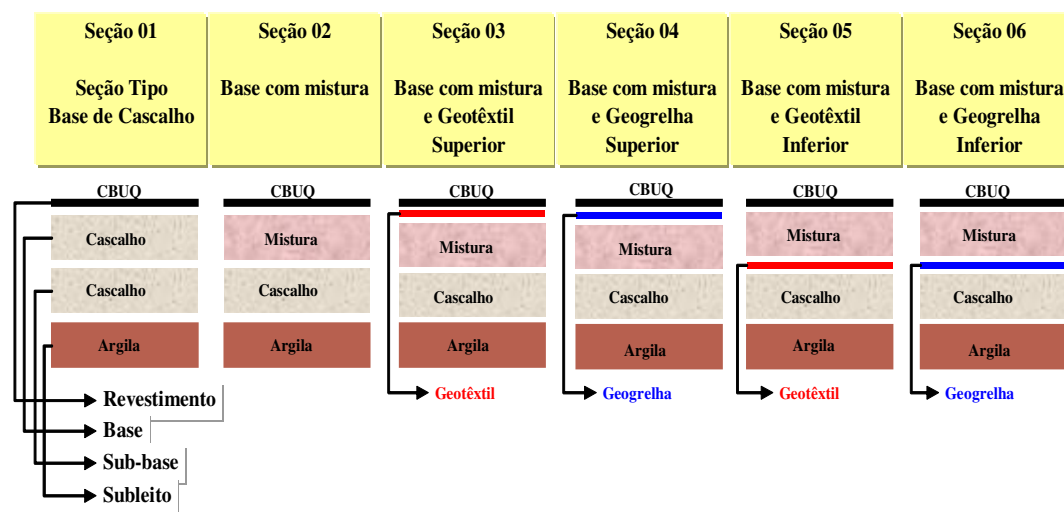


Figura 3. 4 – Composição estrutural das seções

Conforme visto anteriormente, a seção 01 apresenta as características do projeto da obra com base de cascalho de itabirito. Na seção 02, a base foi construída com uma mistura de 70% de jigüe, 20% de argila e 10% de rejeito fino de minério de ferro. Na seção 03, além da base feita com mistura, utilizou-se geotêxtil posicionado na sua face superior como elemento de reforço. Para a seção 04, utilizou-se base com mistura e geogrelha na face superior. Na seção 05, aplicou-se o geotêxtil entre a sub-base e a base com mistura, enquanto que, na seção 06, foi instalada uma geogrelha entre a sub-base e a base com mistura.

3.3 – PROCESSO CONSTRUTIVO

A construção das seções seguiu os padrões e técnicas tradicionais de obras rodoviárias com utilização de equipamentos convencionais neste tipo de obra. As etapas de terraplenagem, regularização de subleito e sub-base foram feitas normalmente (Figura 3.5), visto que as alterações para estudo estavam relacionadas à construção da base com mudança de material e utilização de reforços sintéticos.



Figura 3. 5 – Serviços de regularização do subleito

A construção da seção 1 seguiu as prescrições adotadas para toda a rodovia, ao passo que, para a execução da base das seções 02, 03, 04, 05 e 06, devido à aplicação de geossintéticos e o uso de mistura, alguns procedimentos foram alterados. Na seção 02 (base com mistura sem geossintético), seção 03 (base com mistura e geotêxtil superior) e seção 04 (base com mistura e geogrelha superior), a base foi executada de uma só vez com regularização e homogeneização da mistura feita na pista com grade de discos e patrol. Para a execução das bases com mistura nas seções 05 e 06, fez-se necessário uma pré-mistura no canteiro de obras utilizando-se uma carregadeira de porte médio.

Considerando-se a aplicação da mistura de base nas seções 02, 03, 04, 05 e 06 num total de 250,0 m de comprimento, 8,0 m de largura e 0,18 m de espessura, tem-se um volume

necessário de 360.000 m³ de material compactado. Para o material transportado (solto) com empolamento de 30% mais perdas, determinou-se um volume da ordem de 500.000 m³ para a composição da mistura. Desta forma, o volume da mistura envolveu 350.000 m³ de jigüe, 100.000 m³ de argila e 50.000 m³ de rejeito fino. Os materiais foram transportados para o canteiro de obras em caminhões de 10 m³, num total de 35, 10 e 5 viagens de jigüe, argila e rejeito fino, respectivamente.

Com o material estocado no canteiro de obras, a mistura foi feita com uma carregadeira de porte médio. Para melhor homogeneização da mistura, o traço foi feito em pequenas quantidades e medido, por número de conchas da carregadeira, na proporção de 7 x 3 x 1 para o jigüe, argila e rejeito fino, respectivamente, sendo posteriormente estocado em nova pilha. Nesta etapa a umidade foi controlada e as variações ajustadas com a ajuda de um caminhão pipa com o objetivo de facilitar a homogeneização na pista. De acordo com a necessidade da obra, a mistura era transportada por caminhões e depositada em pequenas pilhas ao longo do trecho (Figura 3.6), para espalhamento e regularização posteriores efetuados com uma motoniveladora.



Figura 3. 6 – Mistura do material de base colocado na pista

Com a mistura na pista, procedia-se ao espalhamento, homogeneização e ajuste da umidade para compactação, após colocação dos geossintéticos quando era o caso. Na seção 05 (base com mistura e geotêxtil inferior), antes da colocação do material de base,

instalou-se o geotêxtil (Bidim – RT16) em cima da sub-base acabada. Da mesma forma para a seção 06 (base com mistura e geogrelha inferior), aplicou-se a geogrelha (Huesker – Fortrac 65/65). Após a colocação dos geossintéticos, completou-se a base dos dois trechos com a mistura pré-confeccionada no canteiro de obras.

A homogeneização da mistura na pista necessitou de atenção especial do operador do trator com grades de discos e do patroleiro, para que os equipamentos não danificassem os geossintéticos colocados na sub-base, o que, de fato, não ocorreu, sendo a base executada sem maiores problemas. Embora planejadas para execução em separado, a construção das bases destas duas seções foi feita na sequência normal da obra, uma vez a logística da execução das camadas de pavimento não apresentou processos diferentes dos tradicionais da construção de uma estrada. Após a conclusão destes serviços, efetuou-se a imprimação com asfalto diluído CM-30. Com a imprimação curada e após o banho de ligação (RR-1C), na seção 03, foi aplicado o geotêxtil na superfície da base e, em seguida, novamente um banho de ligação mais fraco (Figura 3.7). Da mesma forma, na seção 04, a geogrelha foi instalada (Figura 3.8), sem a necessidade de um banho de ligação superior, mas exigindo uma fixação com grampos de arame na base.



Figura 3. 7 – Aplicação de banho de ligação no geotêxtil



Figura 3. 8 – Aplicação de geotêxtil na seção 03 e geogrelha na seção 04

Com a aplicação do CBUQ, foram notadas algumas deformações na geogrelha da seção 04, devido à alta temperatura da massa asfáltica durante o salgamento, porém sem prejuízo para a aplicação do revestimento final. Os trechos da rodovia anterior e

posterior ao trecho estudado foram executados concomitantemente sem nenhum tipo de transtorno à obra.

O revestimento asfáltico foi executado de forma contínua na rodovia, inclusive no trecho em estudo. Aplicavam-se aproximadamente 300 m³ de massa por dia, que eram transportados de Belo Horizonte em caminhões basculantes. A temperatura de aplicação variou de 100 a 120°C.

Para a aplicação do revestimento asfáltico de 6 cm de CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente), a demanda foi de cerca de 180 m³ (18 caminhões), que foram espalhados por vibro acabadora de asfalto e compactados com rolo de pneus e rolo tandem em 1000 metros de meia pista. Concluída a meia pista, os equipamentos eram realocados para o complemento da outra meia pista, completando, assim, o trecho em estudo (Figura 3.9).



Figura 3. 9 – Execução do revestimento asfáltico com CBUQ

Em três dias, os 300 metros designados para estudo foram asfaltados e liberados para o início das respectivas obras de arte correntes. As sarjetas foram construídas por uma equipe específica com mão de obra especializada. Com o trecho concluído e sem movimentação das máquinas e caminhões utilizados na construção da obra, teve início o

processo de instrumentação do trecho experimental, com a locação e a implantação dos sensores.

3.4 – ENSAIOS E CONTROLE DE CAMPO

Tradicionalmente em obras rodoviárias, de acordo com as especificações do DNIT, os ensaios geotécnicos de campo consistem basicamente no controle de compactação e no controle de umidade, que são correlacionados com os valores do peso específico seco máximo e de umidade ótima obtidos a partir de ensaios de compactação em laboratório.

Para o trecho em estudo, além dos ensaios de compactação feitos com frasco de areia para determinação do grau de compactação e “speedy” para verificação da umidade, foram utilizados ainda Geogauge e Viga benkelman para se medir a rigidez das camadas do pavimento. Em todas as camadas de pavimento de todas as seções, foram executados ensaios com frasco de areia, determinação de umidade, medições com geogauge e com viga benkelman, sendo que, para maior confiabilidade dos resultados, os ensaios foram executados em pontos diversos dentro de uma mesma seção, numa campanha de 42 ensaios por seção e de 252 para todo o trecho experimental (Tabela 3.1).

Tabela 3.1 – Quantitativos dos ensaios realizados para cada seção-teste

QUANTITATIVOS DE ENSAIOS PARA CADA SEÇÃO					
ENSAIO	CAMADA				Total por Ensaio
	Subleito	Sub-base	Base	Revestimento	
Viga Benkelman	3	3	3	3	12
Geogauge	6	6	6	6	24
Frasco de areia	1	1	1	-	3
Controle de Umidade	1	1	1	-	3
Total por Camada	11	11	11	9	42

3.4.1 – Frasco de Areia

O grau de compactação *in situ* e os teores de umidade foram controlados através do ensaio de frasco de areia (ABNT, 1986) e “speedy”. Estes ensaios foram realizados nas camadas de subleito, sub-base e base durante a execução das seções testes (Figura 3.10).



Figura 3. 10 – Ensaio de Frasco de areia

3.4.2 – Rigidez e Módulo de Elasticidade *In Situ*

Nesta pesquisa, utilizou-se o equipamento portátil *GeoGauge H-4140* fabricado pela Humboldt Scientific Inc. (Figura 3.11), que possibilita a determinação dinâmica do módulo de elasticidade do material *in situ*, assim como a resistência da camada às deflexões (rigidez da camada).



Figura 3. 11 – Equipamento Geogauge H - 4140

A rigidez e o módulo de elasticidade do solo são determinados em função de uma força constante vibratória aplicada na superfície do solo e da reflexão das ondas de vibração

ao longo de um período de tempo de 75 segundos. O aparelho possui 25 tipos de faixas de frequência de vibração, variando de 100 a 196 Hz. Para cada faixa é calculado o desvio padrão, sendo a precisão das medidas de mais ou menos 5%.

Este dispositivo é usado como controle de qualidade da compactação no processo construtivo da etapa de regularização do subleito e das camadas de pavimento (Fernandes, 2005). O Geogauge tem dimensões de 280 mm x 270 mm, pesa 10 kg e efetua medições até uma profundidade de 310 mm com uma duração de 75 segundos entre as respostas.

Foram executadas seis medições para cada camada executada (subleito, sub-base, base e revestimento asfáltico), em todas as seis seções experimentais (Figura 3.12), sendo que, para cada ponto, foram feitas duas medições para se trabalhar com uma média (os resultados serão discutidos no capítulo seguinte deste trabalho). Os procedimentos dos ensaios foram aqueles recomendados pela norma D6758 da ASTM.

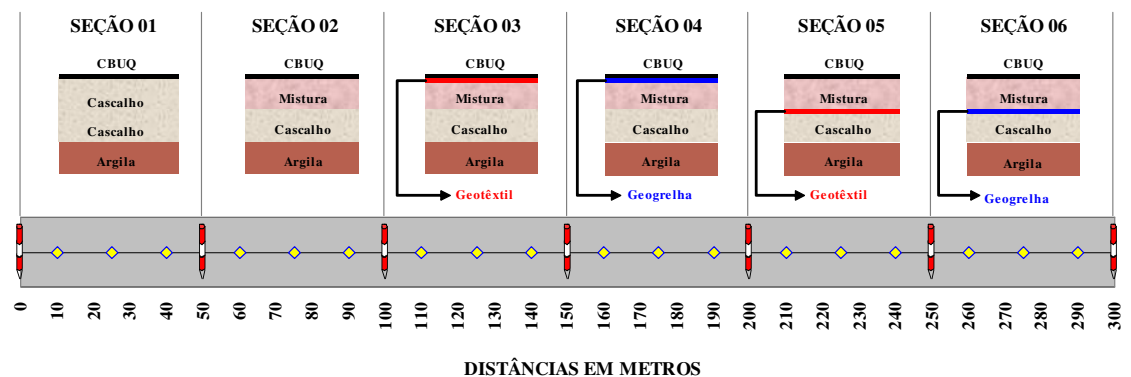


Figura 3. 12 –Localção dos pontos de ensaio com geogauge nas seis seções-testes

3.4.3 – VIGA BENKELMAN

A viga Benkelman é composta por um braço ou haste metálica, articulada e apoiada em um suporte também metálico, dotada de três pés sendo um regulável. Um extensômetro, com precisão de centésimos de milímetros, é fixado ao suporte e apoiado em uma das bordas da haste. O ponto de articulação divide a haste em duas partes proporcionais.

Os procedimentos adotados para os ensaios da viga Benkelman foram os descritos por Albernaz (1997). No ensaio, a ponta de prova é inserida entre as rodas do eixo traseiro (eixo simples de rodas duplas) do caminhão com 82 kN, procedendo-se à leitura inicial (L_i) no extensômetro. Em seguida, desloca-se o caminhão para frente até que seu peso não exerça mais influência sobre a viga e faz-se a leitura final (L_f). Por semelhança de triângulos, calcula-se o valor do deslocamento da ponta de prova da viga (considerado como igual à deflexão do pavimento no mesmo ponto), multiplicando-se a diferença entre as leituras pela relação de articulação da viga. O ensaio de viga Benkelman é usado tanto na construção como na superestrutura já em condição de tráfego para controle de qualidade das camadas (Fernandes, 2005).

No trecho experimental, o ensaio de viga Benkelman foi usado tanto na construção como na superestrutura em condição de tráfego, utilizando equipamentos do DER/MG (Figura 3.13). Nos ensaios, utilizou-se um caminhão carregado com 82 kN no eixo traseiro e rodas duplas com pneus calibrados com 560 kPa. Os ensaios foram realizados em todas as seis seções experimentais, sobre o subleito, sub-base, base e após o término da capa asfáltica.

A programação dos ensaios com Viga Benkelman exigiu um cronograma rigoroso, visto que a obra não poderia ser interrompida para posicionamento do caminhão e instalação do equipamento da viga. Entretanto, em face do planejamento estabelecido entre a construtora e o DER/MG, os serviços foram executados a contento e sincronizados com a seqüência construtiva normal da obra.



Figura 3. 13 – Ensaio com Viga Benkelman na camada de base

3.5 – INSTRUMENTAÇÃO DAS SEÇÕES

No trecho experimental em estudo, foram instalados, no total, vinte sensores elétricos para medições de deformações, um sensor de umidade e seis sensores térmicos, distribuídos nas seis seções-testes, da seguinte forma:

- Seção 01 – seis sensores elétricos, 01 sensor de umidade e um sensor térmico;
- Seção 02 – seis sensores elétricos e um sensor térmico;
- Seção 03 – dois sensores elétricos e um sensor térmico;
- Seção 04 – dois sensores elétricos e um sensor térmico;
- Seção 05 – dois sensores elétricos e um sensor térmico;
- Seção 06 – dois sensores elétricos e um sensor térmico.

Os sensores foram posicionados na área central de cada seção, no bordo direito da pista e distante 0,73 m da face interna da faixa de sinalização horizontal (caminho de roda), na direção longitudinal e no sentido de Senhora do Carmo para Itabira (Figura 3.14).

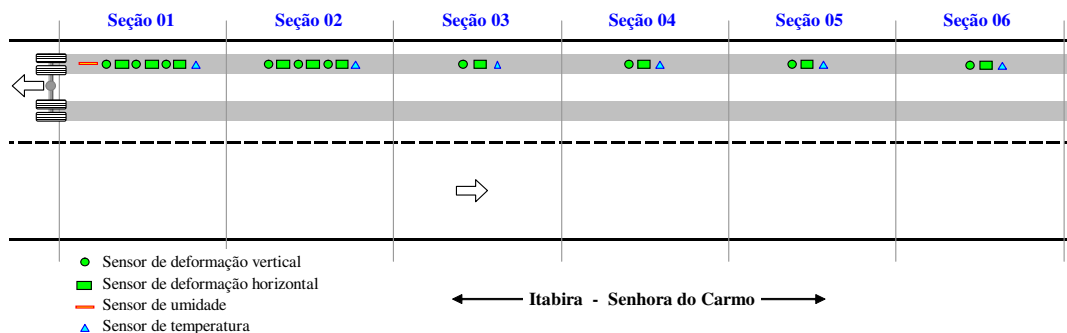


Figura 3. 14 – Posicionamento planimétrico dos sensores na pista

Os seis sensores de deformação da seção 01 foram instalados de modo que cada camada (subleito, sub-base e base) recebeu dois sensores, posicionados um na vertical e outro na horizontal. Na base da seção 01, instalou-se um sensor de umidade e um de temperatura (fio termopar). Na seção 02, este arranjo foi mantido, porém sem o sensor de umidade. Para as seções 03, 04, 05 e 06 somente a base recebeu os sensores de deformação (horizontal e vertical) e de temperatura (Figura 3.15).

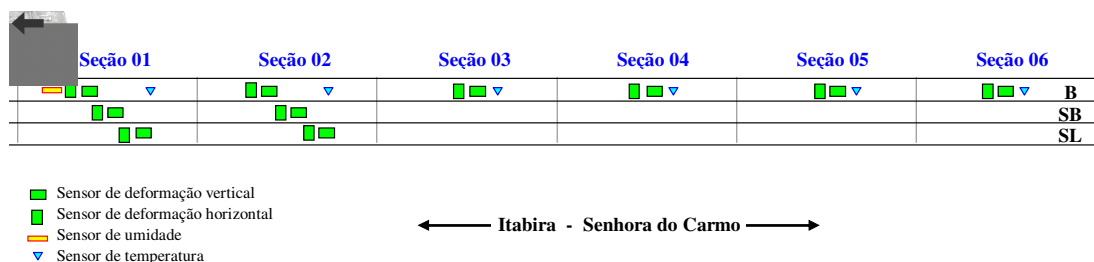


Figura 3. 15 – Posicionamento altimétrico dos sensores nas camadas de pavimento

Na determinação da posição transversal dos sensores na pista, consideraram-se as dimensões básicas de um caminhão basculante de um eixo traseiro (caminhão toco) e as dimensões reais da pista de rolamento entre as faixas horizontais de sinalização. Para a largura da pista, mediu-se 6,70 m no pavimento entre as faixas laterais de sinalização, sendo de 3,30m a extensão de meia pista 3,30 m, descontando 0,10 m referente à faixa central. A largura do eixo traseiro do caminhão considerado mede 2,37 m. Com o caminhão posicionado no centro da faixa de rolamento e, levando-se em conta as larguras das rodas, determinou-se a distância de 0,73 m entre a face interna da faixa de sinalização do bordo e o centro das duas rodas direitas do eixo traseiro para o posicionamento dos sensores (Figura 3.16).

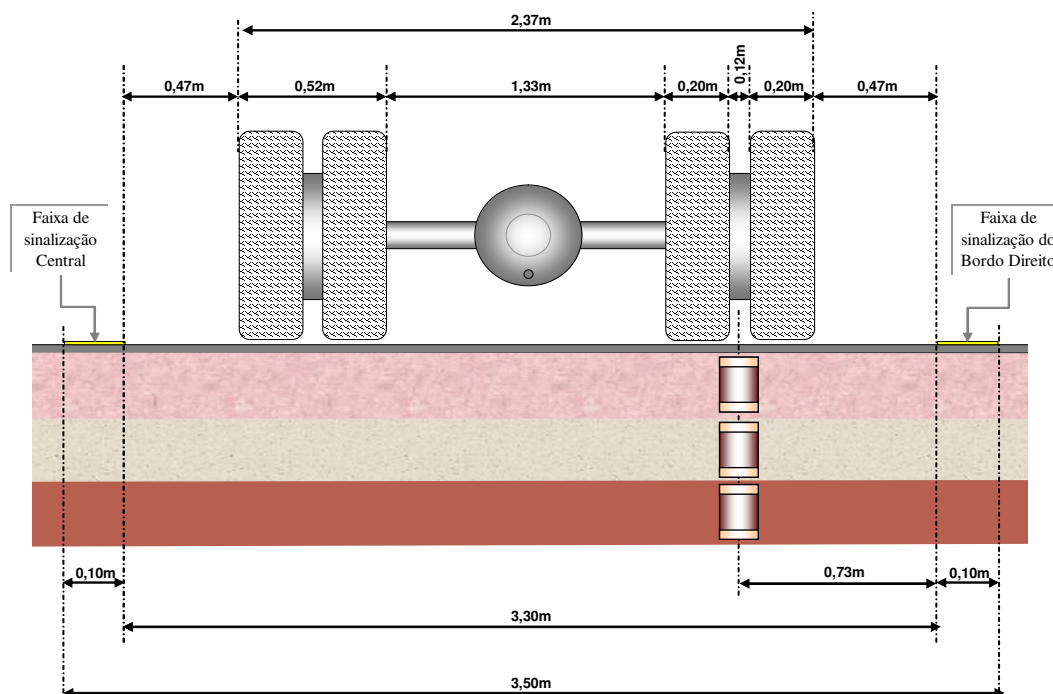


Figura 3. 16 – Posição transversal dos sensores no caminho de roda

Após definidas as distâncias, foram feitas marcações com tinta na pista delimitando as áreas para corte do asfalto para a instalação dos sensores, das tubulações e das caixas de passagem e ainda a numeração das seções para controle da instalação dos corpos de prova, pontes elétricas e terminais. O arranjo físico dos sensores, tubulações e caixas foi projetado de forma a atender a funcionalidade na coleta de dados, ficando os cabos e conectores em locais protegidos, mas de fácil acesso (Figura 3.17).

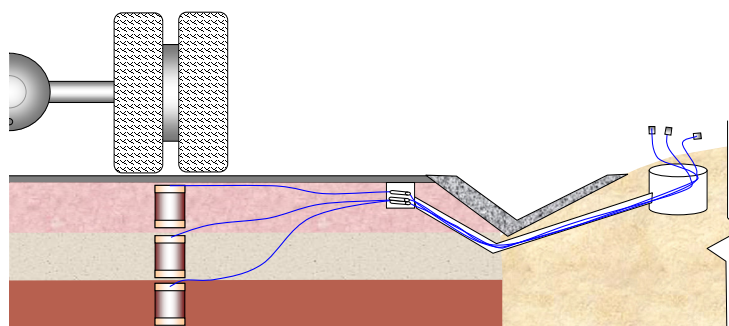


Figura 3. 17 – Posição das caixas de PVC das pontes e dos terminais

A conexão com a *datalogger* foi feita através de quatro portas de entradas que conectam os cabos dos sensores, posicionados dentro de uma caixa de PVC com tampa, situada na

parte externa da pista. A caixa enterrada no terreno natural foi assente de modo que sua tampa ficasse coberta por terra com o objetivo de proteção contra eventual vandalismo. Somente na hora das leituras, a terra era removida e a tampa retirada. A Figura 3.18 apresenta o arranjo com a locação dos sensores vertical e horizontal.

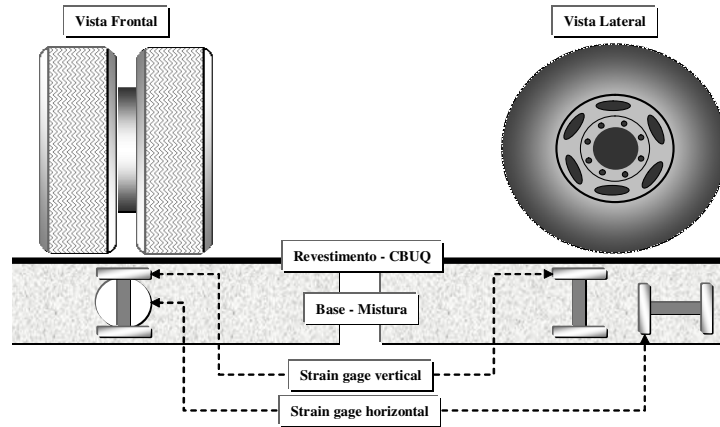


Figura 3. 18 – Sensores (strain gages) nas posições vertical e horizontal

Os dados relativos às variações dos sensores são enviados através de cabos até a ponte elétrica que envia o sinal referente à resistência do sensor até os terminais. Quatro portas de entrada da datalogger ligam os terminais ao programa específico de coleta de dados que, por sua vez, liga ao computador, através de cabo serial, para armazenamento e tratamento dos dados (Figura 3.19).

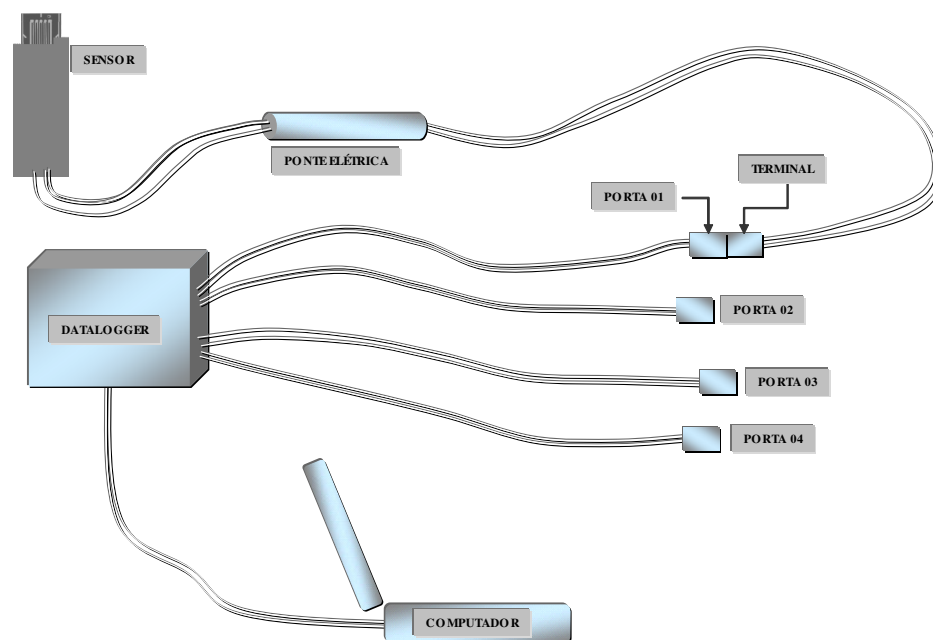


Figura 3. 19 – Arranjo funcional dos sensores e componentes

3.6 – INSTALAÇÃO DOS SENSORES

A implantação dos sensores na pista foi feita somente após a conclusão dos serviços de pavimentação e a construção das sarjetas. Para orientação no corte do asfalto na posição correta de colocação dos corpos de prova, seguiu-se o estaqueamento e a numeração das seções (Figura 3.20), fazendo-se marcações com tinta no asfalto (Figura 3.21).

Em função da precisa caracterização dos procedimentos para a instalação dos sensores nas diferentes camadas do pavimento rodoviário, apresenta-se a seguir uma itemização completa da sistemática adotada (comum a todas as seções-testes), com uma respectiva documentação fotográfica de cada fase do processo em campo (Figuras 3.22 até 3.26).

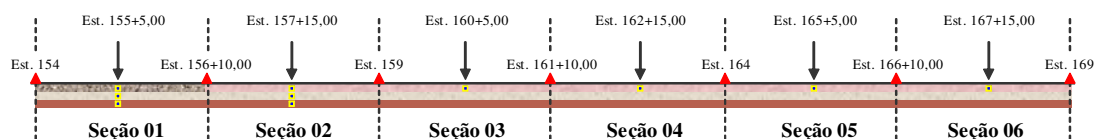


Figura 3.20 – Estaqueamento e posição longitudinal de instalação dos sensores



Figura 3.21 – Marcação das seções (seção 03) para controle da instalação dos corpos de prova

- Procedimentos para a Instalação dos Sensores:
 - (i) sinalização e corte na capa asfáltica, de acordo com as marcações na posição dos corpos de prova e das tubulações, usando-se serra circular apropriada (Figura 3.22) ;



Figura 3.22 – Serra circular cortando o asfalto para a colocação dos sensores

- (ii) corte na sarjeta de concreto para passagem da tubulação para o lado externo da pista;
- (iii) limpeza do material cortado de forma a não contaminar o material da base;
- (iv) escavação manual dos furos para a colocação dos corpos de prova (Figura 3.23);



Figura 3.23 – Escavação da seção 01 mostrando a base, sub-base e o subleito

- (v) escavação da base para colocação da tubulação e caixas;
- (vi) desfôrma dos corpos de prova para instalação *in situ* (Figura 3.24);



Figura 3.24 – Detalhe da desfôrma do corpo de prova em campo para a sua instalação

- (vii) colocação dos corpos de prova com a compactação do solo ao seu redor (Figura 3.25);



Figura 3.25 – Detalhe dos corpos de prova assentados na base

- (viii) colocação do reaterro e compactação dos trechos da tubulação e caixas;
- (ix) passagem dos cabos e conexões pela tubulação; os cabos elétricos dos sensores são ligados às pontes elétricas situadas em uma caixa de passagem no bordo da pista e as pontes (Figura 3.26a), por sua vez, são ligadas por cabos flexíveis com terminais posicionadas em caixa de PVC, na parte externa da pista (Figura 3.26b);



(a)



(b)

Figura 3.26 – (a) Instalação das caixas e tubos para passagem dos cabos ; (b) Instalação dos sensores, cabos e conectores

- (x) conclusão e acabamento na compactação, verificando-se a umidade e a qualidade do material recolocado na pista;

- (xi) teste do sistema (pontes, sensores e terminais) para verificação do seu funcionamento;
- (xii) recomposição asfáltica e do trecho da sarjeta, conclusão da etapa de campo e da instalação dos sensores.

Todo o processo de escavação do solo e compactação foi manual para se evitar quaisquer efeitos de perturbação e/ou alteração da compactação original das camadas estruturais. Destacam-se ainda os cuidados com a segurança em relação ao trânsito, pois a rodovia nesta etapa já estava liberada ao tráfego corrente.

3.7 – SISTEMA DE AQUISIÇÃO DOS DADOS

Para a coleta dos dados, utilizou-se um equipamento *datalogger*, modelo com frequência de aquisição de dados de 0,2 s para os testes dinâmicos e de 30 s para testes estáticos. Para a coleta em campo, o dispositivo era posicionado e conectado aos terminais dos cabos dos sensores mantidos na caixa de PVC, instalada do lado externo da pista. Destacam-se a seguir alguns detalhes nos procedimentos de campo:

- a) verificação da carga da bateria da *datalogger* para a jornada de trabalho;
- b) limpeza dos conectores antes da ligação com a *datalogger*;
- c) verificação da numeração dos sensores (corpos de prova) e pontes elétricas, de acordo com a conexão nas portas da *datalogger*, fazendo-se anotações e croquis;
- d) para as seções 01 e 02, em que foram instalados seis sensores nas três camadas de pavimento, houve a necessidade de se desconectar dois sensores para a conexão dos dois adicionais (a *datalogger* possuía apenas quatro portas seriais), exigindo cuidados adicionais nas anotações e controle dos testes dinâmicos. No tratamento de dados, este fato constitui um grande complicador, visto que os dados são gravados e armazenados em função do tempo corrido, o que leva a uma descontinuidade dos gráficos gerados, dificultando uma comparação direta dos resultados para as diferentes camadas;
- e) Verificação do funcionamento e seleção do programa mais adequado à faixa e à natureza dos dados coligidos, sendo o acesso ao gerenciamento do programa

feito por códigos e números, sem explicitação direta ao usuário das informações internas armazenadas;

- f) transferência dos dados coletados em um computador, antes de uma nova utilização da *datalogger*, uma vez que ocorre a perda automática dos dados quando se modifica o programa adotado para o sistema de aquisição de dados.

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E ANÁLISES DA INSTRUMENTAÇÃO

4.1 – INTRODUÇÃO

Neste capítulo, são apresentados e discutidos os resultados obtidos nos ensaios de campo realizados durante o período de monitoramento das seções experimentais. Foram analisados os dados referentes ao período de construção e de operação da rodovia, com o objetivo de comparar os resultados com a seção tipo e avaliar o desempenho das camadas do pavimento para os diferentes arranjos e materiais utilizados nas seções-testes, compreendendo misturas de solo local (argila), resíduos finos de minério de ferro e rejeitos de jigues, associados a geossintéticos.

Com o objetivo de garantir maior clareza e percepção dos registros e dados indicados nas figuras deste capítulo, adotou-se a seguinte nomenclatura para os materiais de construção utilizados:

- ▶ cascalho base – refere-se ao cascalho de itabirito utilizado na camada de base da seção tipo, que foi aplicado em toda a base da rodovia, à exceção das seções alternativas;
- ▶ mistura – material composto por 70% de rejeito de jigues, 20% de argila e 10% de rejeito fino de minério e utilizado como material de base das seções-testes do trecho experimental;
- ▶ cascalho sub-base – cascalho retirado da limpeza das minas de minério e utilizado em toda a sub-base da rodovia;
- ▶ argila – solo argiloso retirado nas proximidades da rodovia ou no próprio leito da estrada e usado para o reforço do subleito;
- ▶ geotêxtil – tipo não tecido (*bidim* modelo RT16) aplicado como elemento de reforço na composição da estrutura do pavimento;
- ▶ geogrelha – modelo Fortrac 65/65-30T, fabricada pela Huesker, tratando-se de uma geogrelha flexível de poliéster
- ▶ asfalto – revestimento de 6 mm de CBUQ.

Adicionalmente, para estabelecer a uniformidade dos registros e a vinculação direta dos dados com a natureza da seção-teste correspondente, foi adotada a seguinte convenção gráfica para os diferentes materiais de construção (Figura 4.1):



Figura 4. 1 – Convenção gráfica para os materiais de construção

Para facilidade e consistência do procedimento de comparação dos resultados obtidos pelos vários métodos de medições utilizados (Frasco de Areia, Viga Benkelman, Geogauge e Sensores), todos os ensaios foram executados em pontos na pista referentes às mesmas estacas. A distribuição do estaqueamento será apresentada em croquis nos itens referentes a cada ensaio.

4.2 – RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO

4.2.1 – Ensaio com Frasco de Areia e Umidades

O controle de compactação foi feito após o término de cada etapa da obra. Pelo método do frasco de areia (método de ensaio DNER-ME 091/94), procedeu-se a determinação do peso específico dos materiais no campo para posterior correlação com os resultados de laboratório, estabelecendo-se, assim, os correspondentes valores do Grau de Compactação (GC) para os diferentes pontos amostrados na região do o subleito, sub-base e base do trecho experimental (Tabela 4.1). A determinação das umidades foi feita por método expedito (método *speedy*).

Os resultados indicam valores de grau de compactação sistematicamente da ordem de 100% e variações de umidades entre + 2,0% e –1,8% para todo o conjunto dos materiais constituintes da estrutura rodoviária do trecho, resultados estes que são compatíveis com as especificações de obras geotécnicas desta natureza. No caso particular da mistura de base, os valores do grau de compactação variaram entre 99,6% e 104,2 %, ao passo que as variações de umidades ocorreram entre + 0,2% e – 0,6%.

Tabela 4. 1 – Resultados do Grau de Compactação (GC) e Variação de Umidade (Δw)

ESTACA	SEÇÃO	CAMADA	MATERIAL	LABORATÓRIO		CAMPO		Δw	GC (%)
				$\gamma_{MÁX}$ (kN/m ³)	$w_{ÓTIMA}$ (%)	γ_s (kN/m ³)	w (%)		
155 + 5,00	01	Base	Cascalho	27,41	9,9	28,00	10,0	0,1	102,2
		Subbase	Cascalho	24,29	11,5	24,35	12,0	0,5	100,2
		Subleito	Argila	15,54	21,1	16,00	20,0	-1,1	103,0
157 + 15,00	02	Base	Mistura	24,00	8,8	24,05	8,6	-0,2	100,2
		Subbase	Cascalho	23,38	13,8	23,30	13,5	-0,3	99,7
		Subleito	Argila	15,25	20,1	15,36	22,1	2,0	100,7
160 + 5,00	03	Base	Mistura	24,00	8,8	23,90	9,0	0,2	99,6
		Subbase	Cascalho	23,80	13,5	23,92	13,2	-0,3	100,5
		Subleito	Argila	15,48	21,4	15,71	19,6	-1,8	101,5
162 + 15,00	04	Base	Mistura	24,00	8,8	25,04	8,2	-0,6	104,3
		Subbase	Cascalho	23,48	12,8	23,92	12,0	-0,8	101,9
		Subleito	Argila	15,54	21,0	15,60	19,6	-1,4	100,4
165 + 5,00	05	Base	Mistura	24,00	8,8	23,95	8,5	-0,3	99,8
		Subbase	Cascalho	23,85	13,0	24,01	12,0	-1,0	100,7
		Subleito	Argila	15,48	21,0	15,85	19,2	-1,8	102,4
167 + 15,00	06	Base	Mistura	24,00	8,8	24,50	9,0	0,2	102,1
		Subbase	Cascalho	23,58	11,9	23,60	11,4	-0,5	100,1
		Subleito	Argila	15,38	21,6	16,02	21,3	-0,3	104,2

4.2.2 – Módulos de Elasticidade e de Rigidez

Para a determinação dos módulos de elasticidade e da rigidez dos materiais de construção, foram realizados ensaios de ressonância com o equipamento GeoGauge H4140, sempre após a execução da compactação e liberação das camadas de subleito, sub-base, base e asfalto. Foram feitos três ensaios por camada do pavimento para cada seção, distribuídos conforme estaqueamento representado na Figura 4.2, repetindo-se o ensaio duas vezes por ponto para se trabalhar com uma média das leituras.

Os resultados mostram que, para uma dada seção e para os três pontos de medição tomados por camada, ocorreram pequenas variações dos valores medidos, que refletem variações relativas do comportamento estrutural da via, que podem ser decorrentes do processo de execução da obra e da natural interferência da rigidez de camadas inferiores inerentes à profundidade de alcance do aparelho, que é de aproximadamente 310 mm.

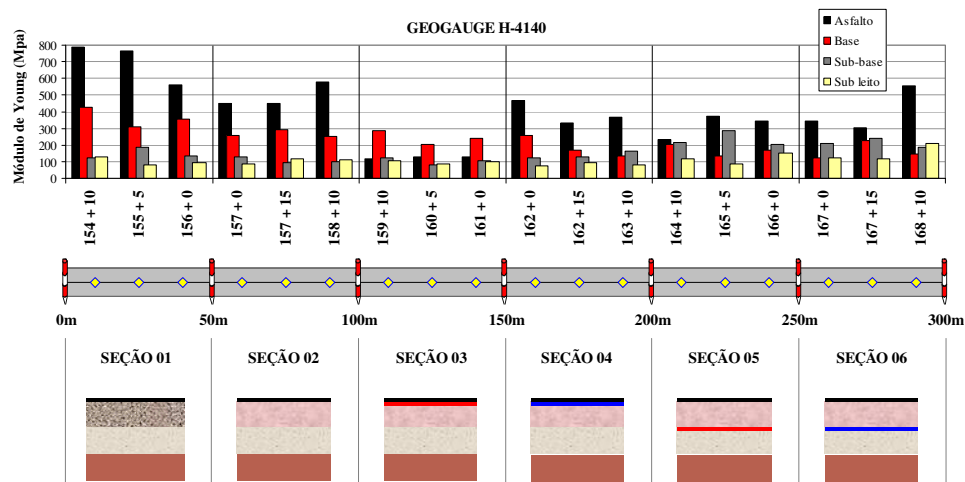


Figura 4. 2 – Resultados dos ensaios com Geogauge por camada e por estaca

Os resultados das medições efetuadas na região do subleito estão indicados na Tabela 4.2 e representados graficamente na Figura 4.3.

Tabela 4. 2 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez do subleito

SUB-LEITO					
Inteira	Interm.	Frequência (dB)	Desvio (25 faixas)	Módulo de Young (Mpa)	Rigidez (MN/m)
154	+ 0,00	-	-	-	-
154	+ 10,00	23,76	1,65	127,83	14,21
155	+ 5,00	27,17	1,42	84,66	9,41
156	+ 0,00	26,95	1,69	90,74	10,09
156	+ 10,00	-	-	-	-
157	+ 0,00	27,01	1,50	88,84	9,88
157	+ 15,00	25,05	1,67	114,09	12,68
158	+ 10,00	24,68	1,65	112,65	12,52
159	+ 0,00	-	-	-	-
159	+ 10,00	25,06	1,63	107,93	12,00
160	+ 5,00	27,69	2,17	85,65	9,52
161	+ 0,00	26,26	1,34	99,19	11,03
161	+ 10,00	-	-	-	-
162	+ 0,00	28,51	1,31	77,83	8,65
162	+ 15,00	27,13	1,47	93,90	10,44
163	+ 10,00	28,04	1,49	78,87	8,77
164	+ 0,00	-	-	-	-
164	+ 10,00	21,42	5,90	116,32	12,93
165	+ 5,00	25,71	1,78	90,46	10,06
166	+ 0,00	21,87	1,56	154,69	17,19
166	+ 10,00	-	-	-	-
167	+ 0,00	14,40	13,32	119,87	13,32
167	+ 15,00	25,74	2,22	118,51	13,17
168	+ 10,00	19,81	2,42	210,72	23,42
169	+ 0,00	-	-	-	-

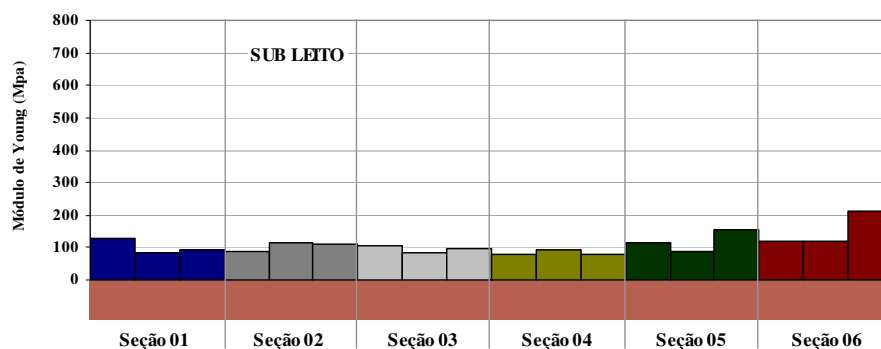


Figura 4. 3 – Resultados dos módulos de elasticidade do subleito

Os valores dos módulos de elasticidade variaram entre 85,65 e 210,76 MPa, como resultado da não uniformidade do processo construtivo das camadas condições reais de campo e à heterogeneidade do trecho que é composto por seções em aterros (03 e 04) e seções confinadas em taludes de corte (01, 02, 05 e 06).

Os resultados dos ensaios para a sub-base, para a camada de base e para o pavimento asfáltico estão contemplados nas Tabelas 4.3, 4.4 e 4.5 e nas Figuras 4.4, 4.5 e 4.6, respectivamente, podendo ser estabelecidas de imediato as seguintes observações relativas a estes dados:

- (i) para a camada de sub-base, observa-se um valor mínimo para o módulo de elasticidade de 82,46 MPa na estaca 160+5,00m da seção 03 e uma leitura máxima de 240,70 MPa na estaca 167+15,00m na seção 06;
- (ii) para a camada de base, verifica-se um valor mínimo para o módulo de elasticidade de 121,34 MPa na estaca 167 da seção 06 e uma leitura máxima de 425,50 MPa na estaca 154+10,00m na seção 01;
- (iii) para a camada de asfalto, verifica-se um valor máximo do módulo igual a 790 MPa na estaca 154+10,00m na seção 01 e um valor mínimo igual a 117,63 MPa na estaca 159+10,00m na seção 03;
- (iv) as leituras elevadas da rigidez da camada de asfalto extrapolaram os limites da escala de medição do aparelho (26 a 610 Mpa para o módulo de elasticidade e 3 a 70 MN/m para a rigidez, considerando-se uma profundidade de medição variável entre 26 e 310 mm).

Tabela 4.3 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez da sub-base

SUB-BASE					
Inteira	Interm.	Frequência (dB)	Desvio (25 faixas)	Módulo de Young (Mpa)	Rigidez (MN/m)
154	+ 0,00	-	-	-	-
154	+ 10,00	23,43	3,57	122,67	13,64
155	+ 5,00	20,79	1,45	187,82	20,88
156	+ 0,00	22,47	1,76	132,72	14,75
156	+ 10,00	-	-	-	-
157	+ 0,00	23,60	1,45	129,03	14,34
157	+ 15,00	26,64	1,38	92,86	10,32
158	+ 10,00	26,32	1,29	100,26	11,14
159	+ 0,00	-	-	-	-
159	+ 10,00	24,81	1,34	119,77	13,31
160	+ 5,00	26,89	1,40	82,46	9,17
161	+ 0,00	23,53	2,31	105,83	11,76
161	+ 10,00	-	-	-	-
162	+ 0,00	24,26	2,78	121,59	13,52
162	+ 15,00	17,31	9,13	128,11	14,24
163	+ 10,00	21,89	3,60	165,19	18,26
164	+ 0,00	-	-	-	-
164	+ 10,00	18,84	2,24	217,85	24,22
165	+ 5,00	15,88	2,76	284,42	31,62
166	+ 0,00	13,57	10,46	205,03	22,88
166	+ 10,00	-	-	-	-
167	+ 0,00	19,39	4,15	207,45	23,06
167	+ 15,00	10,70	12,67	240,70	26,76
168	+ 10,00	14,32	17,69	187,51	20,84
169	+ 0,00	-	-	-	-

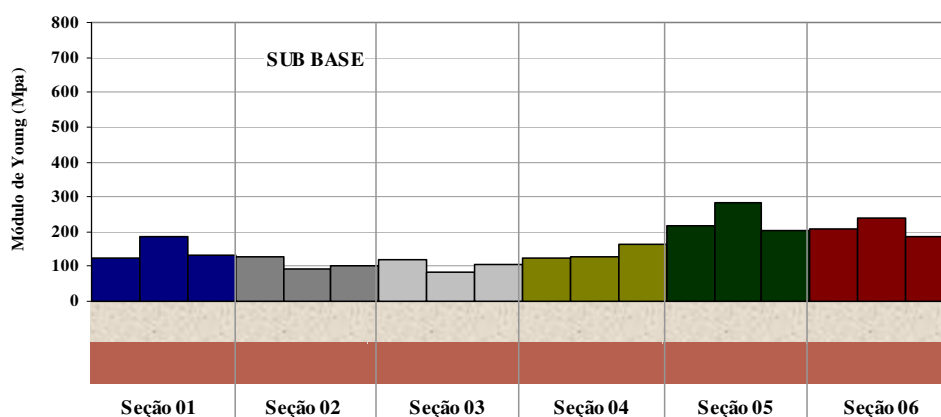


Figura 4.4 – Resultados do módulo de elasticidade da sub-base

Tabela 4. 4 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez da base

BASE					
Inteira	Interm.	Frequência (dB)	Desvio (25 faixas)	Módulo de Young (Mpa)	Rigidez (MN/m)
154	+ 0,00	-	-	-	-
154	+ 10,00	12,46	4,80	425,50	47,30
155	+ 5,00	15,90	2,87	308,25	34,26
156	+ 0,00	14,54	3,19	359,05	39,93
156	+ 10,00	-	-	-	-
157	+ 0,00	17,57	2,53	258,47	28,74
157	+ 15,00	16,36	2,85	289,21	32,14
158	+ 10,00	17,17	2,54	250,57	27,85
159	+ 0,00	-	-	-	-
159	+ 10,00	16,23	2,90	284,24	31,60
160	+ 5,00	20,16	3,52	203,04	22,57
161	+ 0,00	18,15	3,55	241,66	26,87
161	+ 10,00	-	-	-	-
162	+ 0,00	17,94	4,49	257,95	28,67
162	+ 15,00	1739,00	8,90	169,67	18,86
163	+ 10,00	19,73	9,61	135,96	15,12
164	+ 0,00	-	-	-	-
164	+ 10,00	20,74	2,95	206,11	22,91
165	+ 5,00	15,20	8,29	136,78	15,21
166	+ 0,00	22,42	2,04	171,23	19,03
166	+ 10,00	-	-	-	-
167	+ 0,00	19,20	3,54	121,34	13,48
167	+ 15,00	18,53	2,86	229,29	25,48
168	+ 10,00	19,96	13,80	145,79	16,20
169	+ 0,00	-	-	-	-

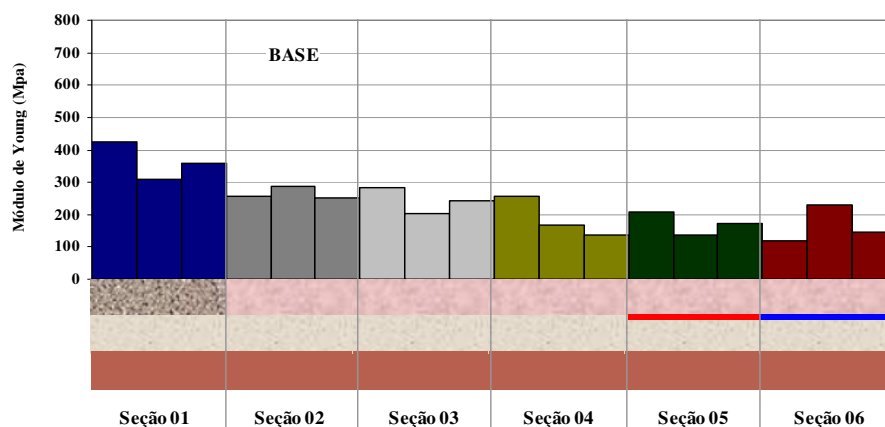


Figura 4. 5 – Resultados do módulo de elasticidade da base

Tabela 4. 5 – Leituras de campo do módulo de elasticidade e rigidez do asfalto

ASFALTO					
Inteira	Interm.	Frequência (dB)	Desvio (25 faixas)	Módulo de Young (Mpa)	Rigidez (MN/m)
154	+ 0,00	-	-	-	-
154	+ 10,00	10,00	5,66	790,00	94,51
155	+ 5,00	10,07	8,99	766,47	85,21
156	+ 0,00	11,27	4,67	560,24	62,26
156	+ 10,00	-	-	-	-
157	+ 0,00	12,02	4,67	448,83	49,88
157	+ 15,00	12,79	3,62	449,84	49,99
158	+ 10,00	10,41	7,33	579,70	64,41
159	+ 0,00	-	-	-	-
159	+ 10,00	23,78	2,56	117,63	13,07
160	+ 5,00	23,74	2,01	126,48	14,07
161	+ 0,00	22,12	3,31	129,22	14,36
161	+ 10,00	-	-	-	-
162	+ 0,00	11,77	4,63	469,43	52,20
162	+ 15,00	15,55	5,12	335,29	37,27
163	+ 10,00	14,84	3,90	369,41	40,83
164	+ 0,00	-	-	-	-
164	+ 10,00	13,39	2,20	234,42	26,06
165	+ 5,00	13,94	2,23	371,23	41,27
166	+ 0,00	10,93	2,04	347,37	38,76
166	+ 10,00	-	-	-	-
167	+ 0,00	14,83	3,25	342,50	38,07
167	+ 15,00	16,05	3,28	305,29	33,94
168	+ 10,00	10,36	6,66	554,78	61,66
169	+ 0,00	-	-	-	-

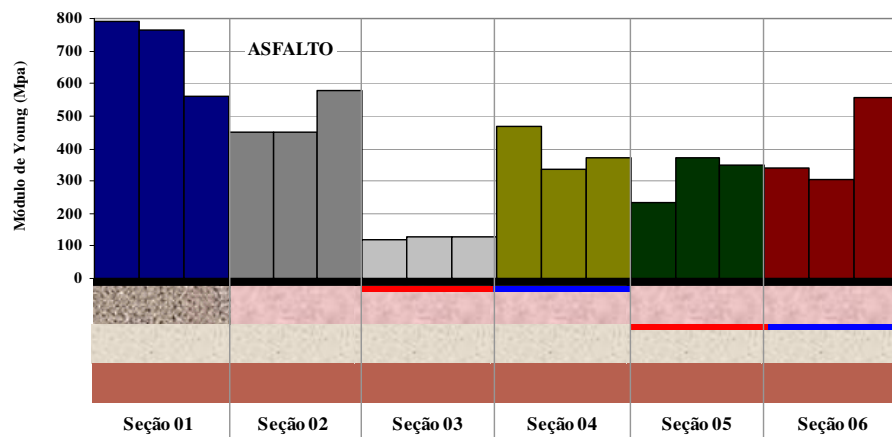


Figura 4. 6 – Resultados do módulo de elasticidade do asfalto

4.3 – RESULTADOS DO MONITORAMENTO DE CAMPO

4.3.1 – Medições com Viga Benkelman

Os procedimentos para medições das deflexões no pavimento seguiram as prescrições da norma DNER – ME 24/94. A viga Benkelman foi utilizada para os levantamentos defletométricos e a determinação das bacias de deslocamento das seções de estudo, uma vez atendidas as especificações dos valores de grau de compactação e umidades. Foram realizados quatro ensaios em cada seção, sobre as camadas de subleito, sub-base, base e asfalto. Os ensaios no trecho experimental foram realizados com um peso padrão de 82 kN no eixo simples traseiro de caminhão basculante de rodas duplas, com pneus calibrados com 560 kPa. Na Tabela 4.6, são apresentados os resultados dos ensaios realizados com a viga Benkelman no trecho experimental.

Tabela 4. 6 – Dados de campo das deflexões medidas com viga Benkelman

Viga Benkelman- Leituras em 0,01 mm					
Seção	Estaca	CBUQ	Base	Sub-base	Subleito
-	154 + 0	-	-	-	-
01	154 + 10	20	26	48	64
	155 + 0	28	24	74	88
	155 + 10	16	30	134	118
	156 + 0	26	54	82	130
-	156 + 10	-	-	-	-
02	157 + 0	30	48	84	154
	157 + 10	36	62	164	173
	158 + 0	42	66	224	168
	158 + 10	38	58	200	132
-	159 + 0	-	-	-	-
03	159 + 10	96	74	130	156
	160 + 0	82	68	132	116
	160 + 10	82	68	102	215
	161 + 0	84	72	144	166
-	161 + 10	-	-	-	-
04	162 + 0	36	64	116	118
	162 + 10	36	66	68	152
	163 + 0	32	42	66	220
	163 + 10	48	46	66	250
-	164 + 0	-	-	-	-
05	164 + 10	60	60	54	100
	165 + 0	54	58	60	86
	165 + 10	60	84	84	104
	166 + 0	60	112	88	106
-	166 + 10	-	-	-	-
06	167 + 0	36	52	60	66
	167 + 10	44	52	68	68
	168 + 0	40	52	70	70
	168 + 10	34	48	56	78
-	169 + 0	-	-	-	-

No gráfico geral dos resultados obtidos pelo ensaio de viga benkelman (Figura 4.7), nota-se uma variação entre pontos do subleito e sub-base, confirmando as tendências já indicadas pelos valores dados pelo geogauge. No gráfico, representa-se também o estaqueamento dos pontos medidos para cada seção e a representação da composição das camadas de pavimento.

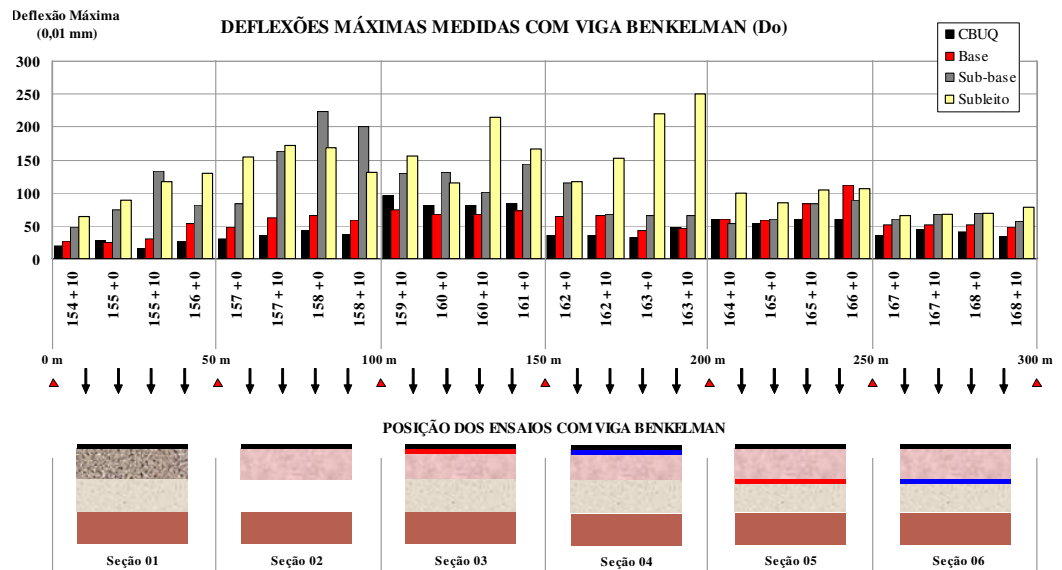


Figura 4. 7 – Posicionamento e resultados das deflexões da viga benkelman

As figuras seguintes apresentam as séries de valores medidos por camada de pavimento, de modo a permitir a ponderação relativa das deflexões em uma mesma seção e em seções distintas. No subleito, registraram-se as menores deflexões nas seções 05 e 06 e as maiores foram medidas na seção 04 (Figura 4.8).

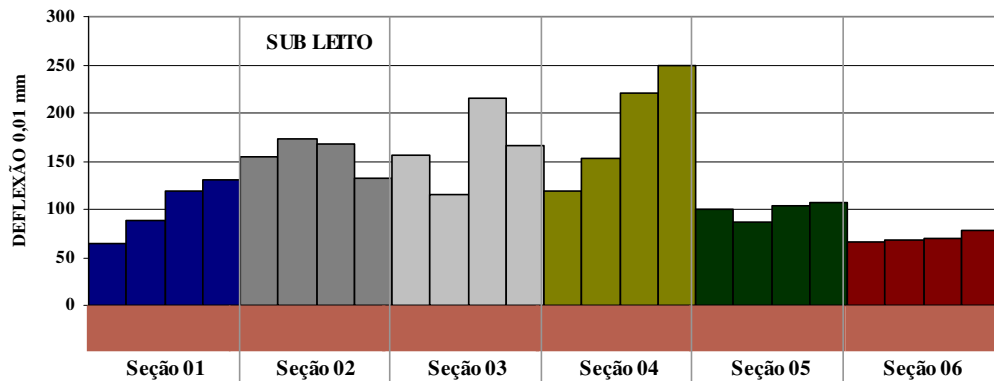


Figura 4. 8 – Resultados defletométricos da camada de subleito

Na sub-base, as maiores deflexões foram registradas na seção 02 e as menores na seção 06 (Figura 4.9). Nesta etapa de medição, ainda não havia geossintéticos instalados e os materiais utilizados no subleito e na sub-base mantinham as especificações de projetos. A variação de valores entre os pontos se deve às condições reais de construção de uma estrada, sendo difícil em campo manter o mesmo padrão em todas as seções.

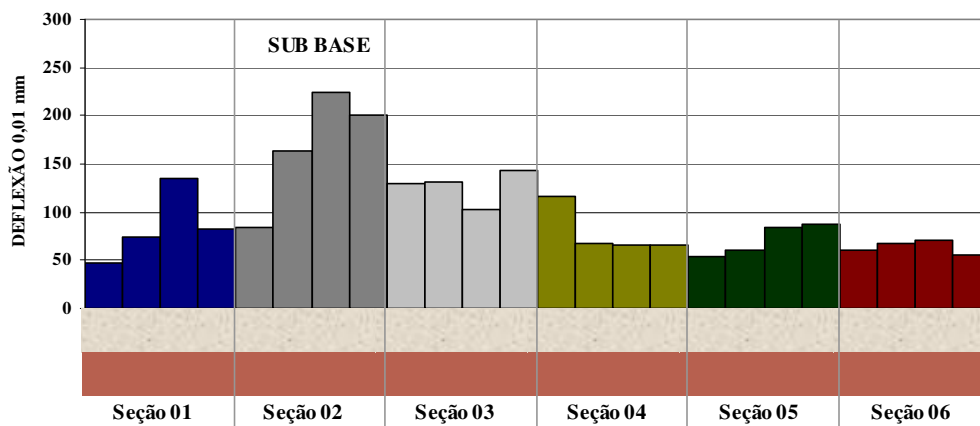


Figura 4. 9 – Resultados defletométricos da sub-base

A base foi executada como uma mistura em todas as seções, à exceção da seção 1, que manteve as características originais de projeto, com cascalho de itabirito. Nesta etapa os geossintéticos estavam instalados sobre a sub-base das seções 05 e 06. Na Figura 4.10, estão apresentados os resultados encontrados em todas as seções.

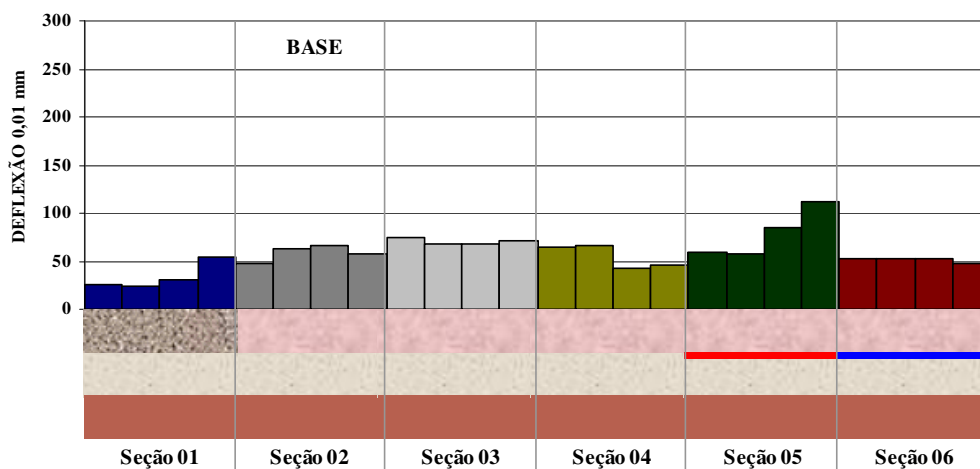


Figura 4. 10 – Resultados defletométricos da camada de base

Para a camada de asfalto, o ensaio foi executado no trecho acabado e antes da liberação do tráfego. Os resultados obtidos e representados na Figura 4.11 mostram que as menores deflexões ocorreram na seção 01 (seção tipo) e as maiores na seção 03.

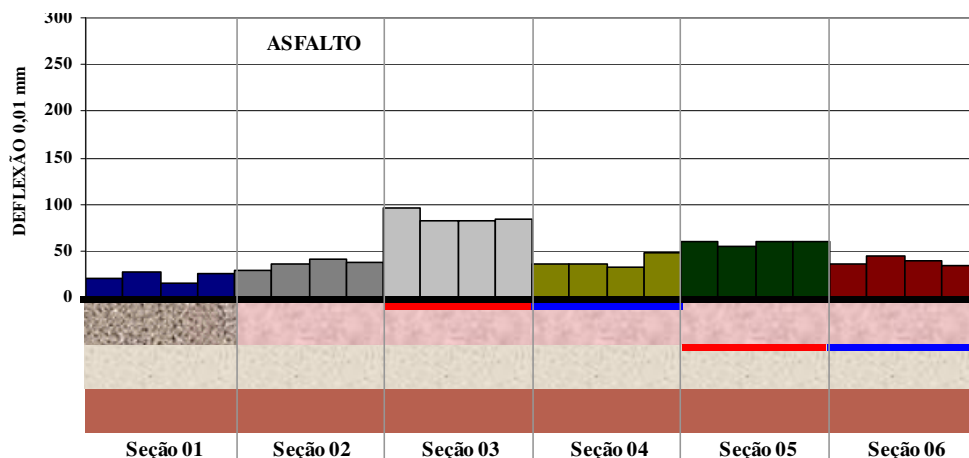


Figura 4.11 – Resultados defletométricos do asfalto

4.3.2 – Bacias de Deformação

Conforme mostrado na Figura 4.12, foram executados dois ensaios completos por camada com a viga benkelman, para a determinação das bacias de deformação e do raio de curvatura para cada seção-teste analisada.

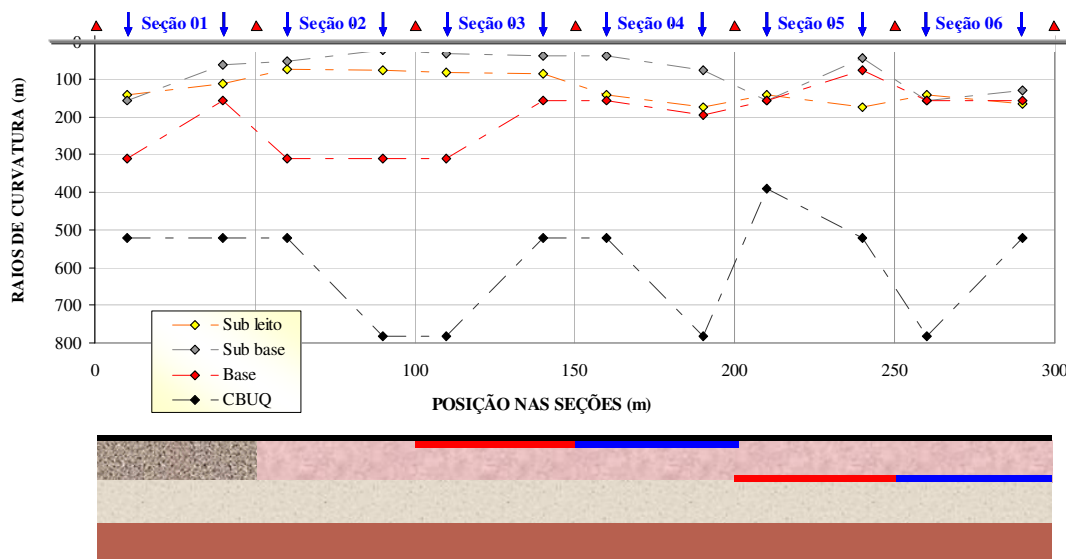


Figura 4.12 – Posição das bacias de deformação e raios de curvatura

Na Tabela 4.7, apresentam-se os resultados das deflexões de campo para a determinação das bacias de deformação e os raios de curvatura relativos a cada camada do pavimento para dois pontos de cada seção.

Tabela 4. 7 – Leituras de campo – deflexões em 0,01mm

Seção	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	D ₁₂₅	D ₁₅₀	Raio
Deflexões do Sub leito								
Seção 01	80	58	42	32	20	8	4	142
	80	52	42	32	20	8	4	112
Seção 02	248	206	154	100	92	68	44	74
	248	208	158	108	85	62	40	78
Seção 03	248	210	162	116	78	56	36	82
	248	212	166	124	71	50	32	87
Seção 04	108	86	74	61	40	34	16	142
	102	84	72	58	46	36	14	174
Seção 05	108	86	72	58	46	34	16	142
	88	70	55	35	18	12	2	174
Seção 06	72	50	42	28	18	10	4	142
	68	49	42	28	18	10	6	164
Deflexões da Sub base								
Seção 01	48	28	18	12	10	8	4	156
	82	32	22	16	14	12	6	63
Seção 02	84	24	14	8	6	4	2	52
	200	60	24	20	16	12	4	22
Seção 03	130	30	16	14	12	10	6	31
	144	64	24	12	10	8	4	39
Seção 04	116	36	16	12	10	8	6	39
	66	26	10	6	4	0	0	78
Seção 05	54	34	26	22	20	14	0	156
	88	18	14	12	10	8	4	45
Seção 06	60	40	36	28	20	14	12	156
	56	32	30	28	20	10	4	130
Deflexões da Base								
Seção 01	26	16	6	2	2	0	0	313
	54	34	12	6	4	2	0	156
Seção 02	48	38	8	4	2	0	0	313
	58	48	14	10	2	0	0	313
Seção 03	74	64	14	2	0	0	0	313
	72	52	12	6	4	2	0	156
Seção 04	64	44	16	4	2	0	0	156
	46	30	6	2	0	0	0	195
Seção 05	60	40	8	0	0	0	0	156
	112	72	12	4	2	0	0	78
Seção 06	52	32	8	6	4	2	0	156
	48	28	8	4	2	2	0	156
Deflexões do CBUQ								
Seção 01	20	14	12	10	8	4	2	521
	26	20	16	12	10	8	6	521
Seção 02	30	24	10	6	4	2	0	521
	38	34	18	8	6	4	0	781
Seção 03	96	92	16	10	8	6	4	781
	84	78	24	4	2	0	0	521
Seção 04	36	30	16	8	4	2	0	521
	48	44	18	14	8	4	0	781
Seção 05	60	52	12	10	6	4	2	391
	60	54	28	10	2	0	0	521
Seção 06	36	32	6	4	2	0	0	781
	34	28	14	6	2	0	0	521

Na Figura 4.13, estão representadas as bacias de deformação de todas as seções-testes para a camada de subleito. Na Figura 4.14, a mesma representação é feita para a camada de sub-base, ao passo que as Figuras 4.15 e 4.16 mostram os resultados das bacias de deformação para a camada de base e para o revestimento asfáltico respectivamente.

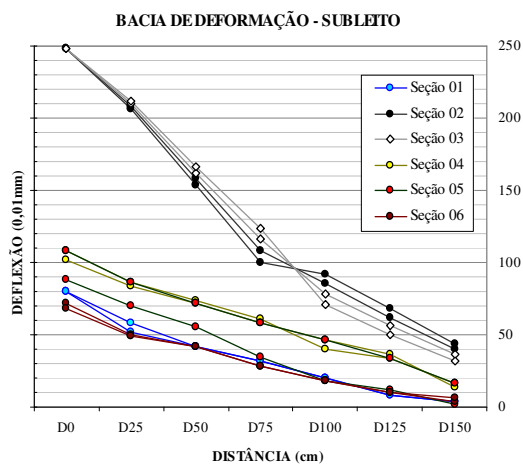


Figura 4. 13 – Bacias de deformação das seções-testes para o subleito

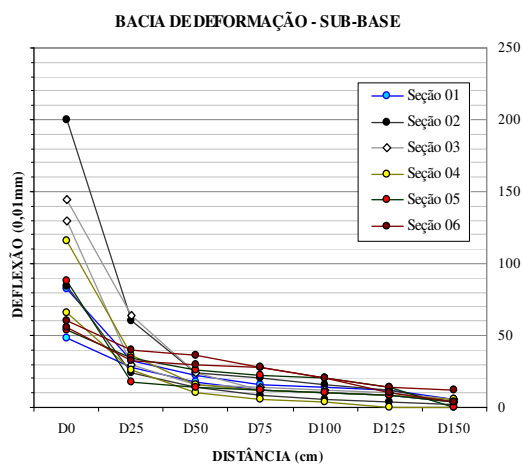


Figura 4. 14 – Bacias de deformação das seções-testes para a sub-base

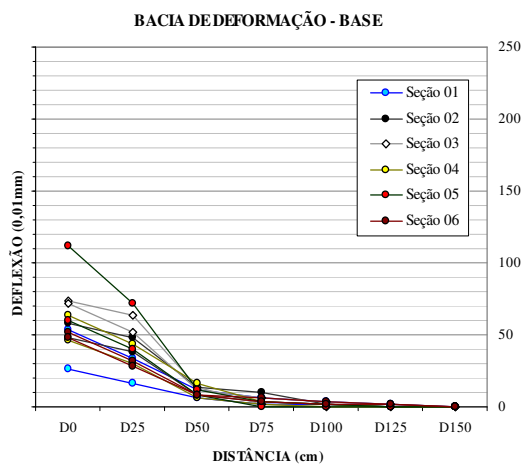


Figura 4. 15 – Bacias de deformação das seções-testes para a base

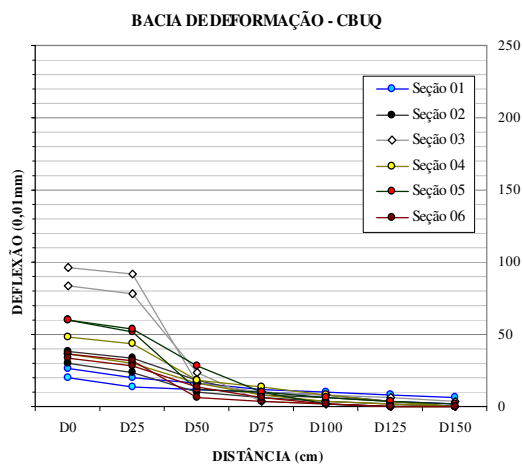


Figura 4. 16 – Bacias de deformação das seções-testes para o asfalto

Os gráficos a seguir apresentam as bacias de deformação estimadas para a seção 01 (Figura 4.17), seção 02 (Figura 4.18), seção 03 (Figura 4.19), seção 04 (Figura 4.20), seção 05 (Figura 4.21) e seção 06 (Figura 4.22), representando as deflexões, em cada uma delas, das camadas de subleito, sub-base, base e revestimento asfáltico (CBUQ).

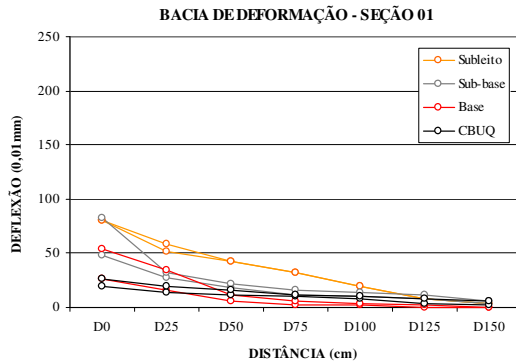


Figura 4. 17 – Bacias de deformação das camadas da seção 01

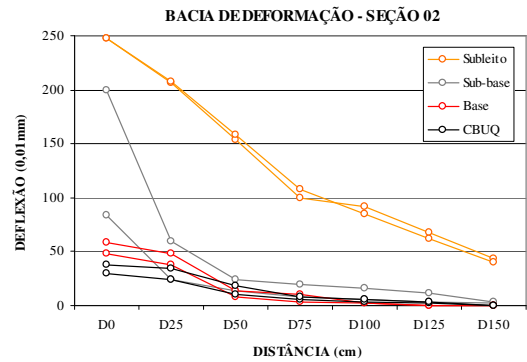


Figura 4. 18 – Bacias de deformação das camadas da seção 02

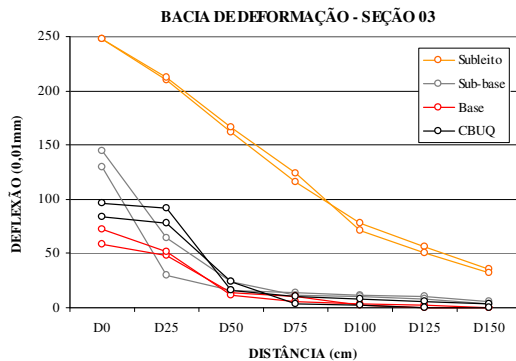


Figura 4. 19 – Bacias de deformação das camadas da seção 03

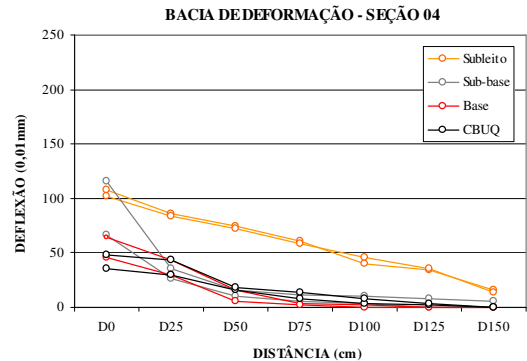


Figura 4. 20 – Bacias de deformação das camadas da seção 04

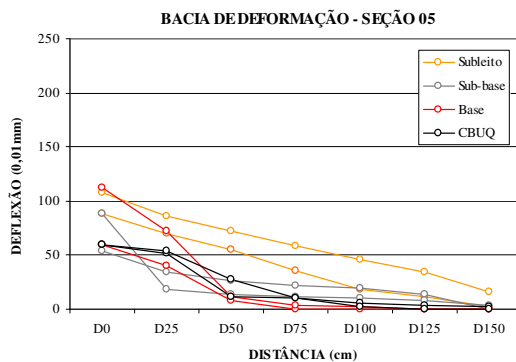


Figura 4. 21 – Bacias de deformação das camadas da seção 05

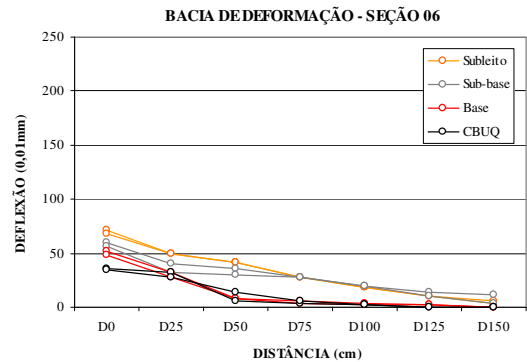


Figura 4. 22 – Bacias de deformação das camadas da seção 06

4.3.3 – Raios de Curvatura

O raio de curvatura é o parâmetro indicativo do arqueamento da deformada na sua porção mais crítica. Nas Figuras 4.23 a 4.26, são apresentadas os valores dos raios de curvatura para as camadas de subleito, de sub-base, da base e do pavimento asfáltico para todas as seções.

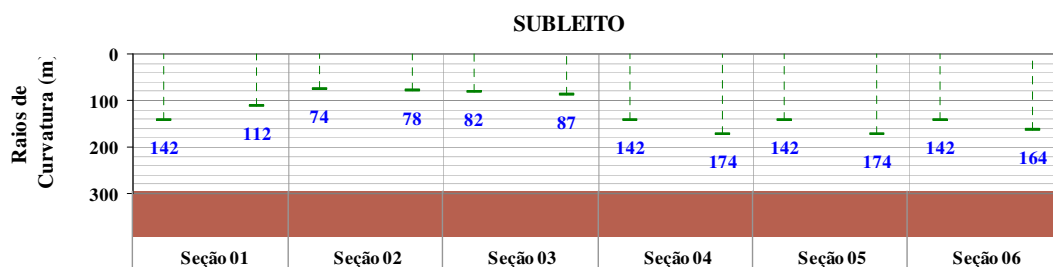


Figura 4. 23 – Raios de curvatura em metros para a camada do subleito

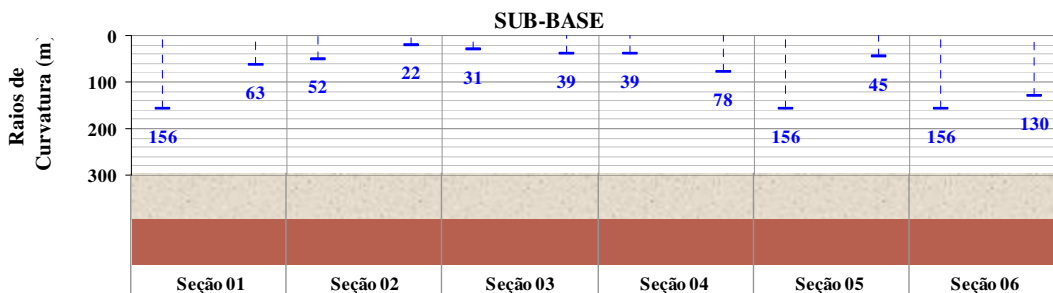


Figura 4. 24 – Raios de curvatura em metros para a camada da sub-base

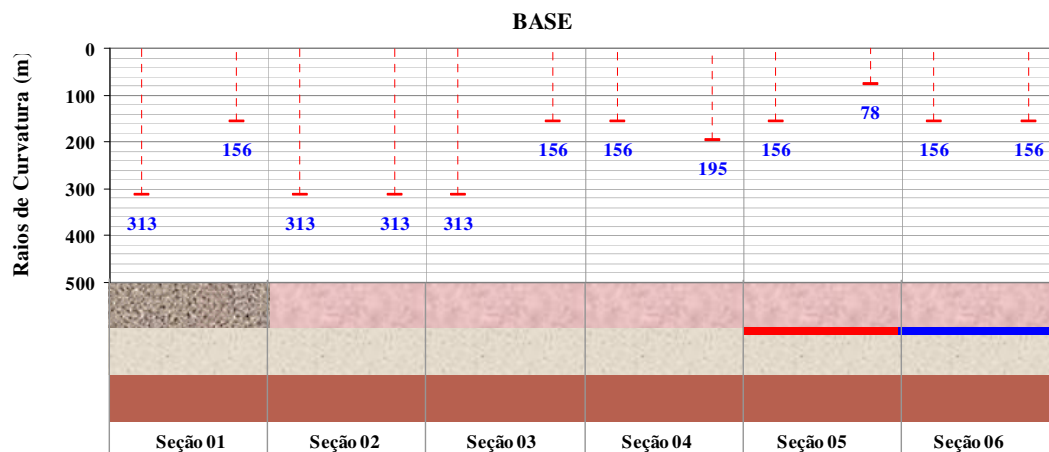


Figura 4. 25 – Raios de curvatura em metros para a camada da base

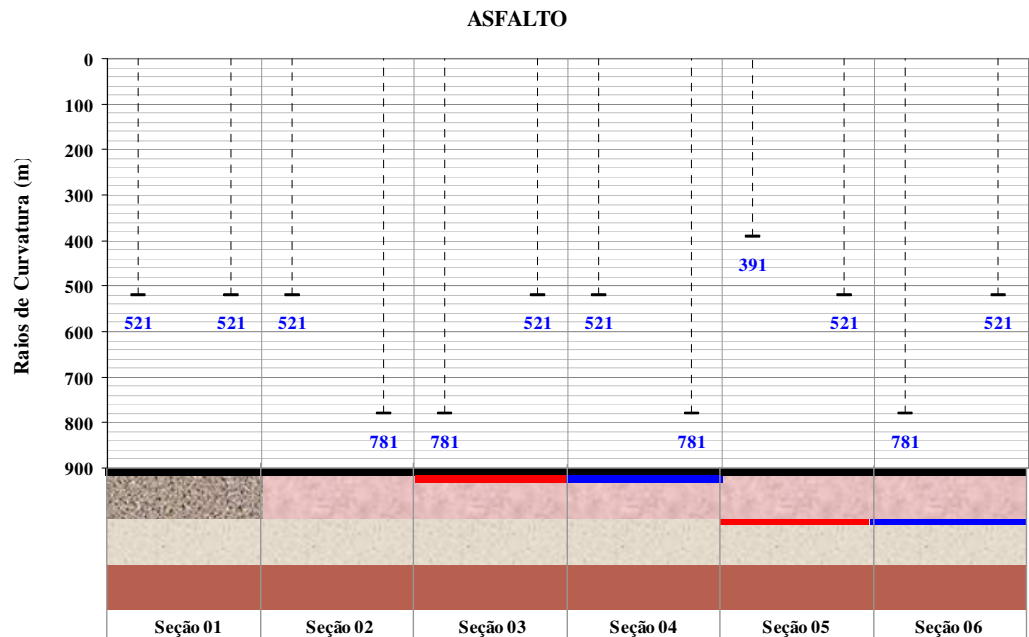


Figura 4. 26 – Raios de curvatura em metros para a camada do asfalto

4.3.4 – Sensores

Os dados coletados no dispositivo *datalogger*, a partir dos sensores elétricos, foram transformados nas deflexões correspondentes, em função da calibração prévia dos sensores em laboratório. Na Figura 4.27, as deflexões verticais e horizontais, induzidas pela passagem de um caminhão carregado com 82 kN no eixo traseiro, são mostradas para todas as seções.

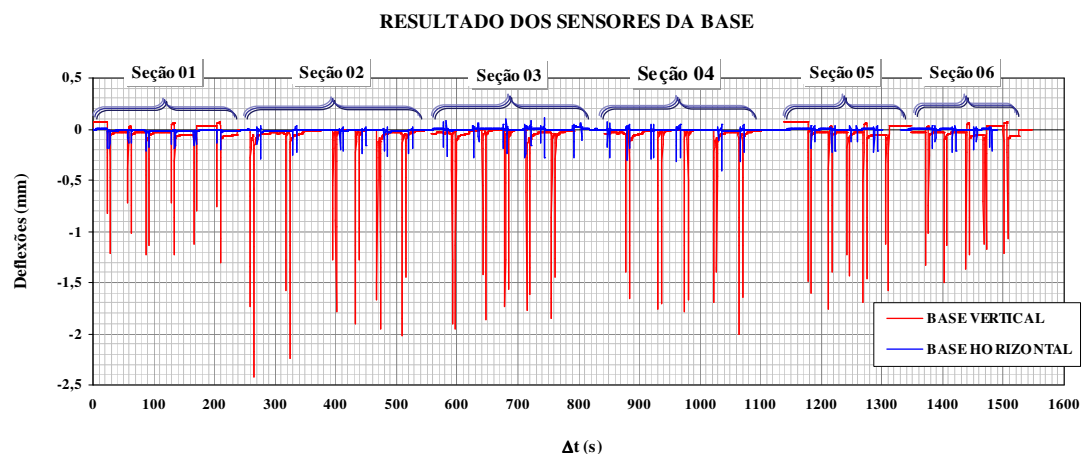


Figura 4. 27 – Gráfico geral das leituras das deflexões verticais e horizontais das bases das seções-testes do trecho monitorado

As Figuras 4.28 a 4.33 apresentam os registros obtidos no teste dinâmico da camada de base para o caso dos sensores verticais, sendo plotados as deflexões verticais *versus* tempos em segundos, para cada seção. As deflexões representadas referem-se à passagem dos eixos dianteiro e traseiro do caminhão.

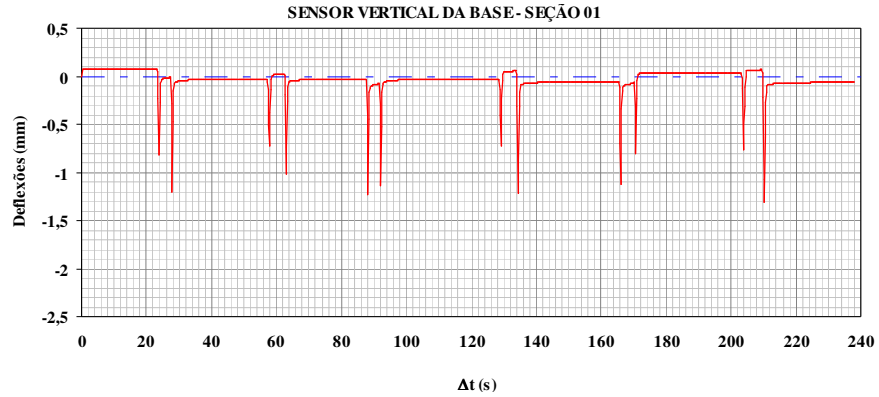


Figura 4. 28 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 01

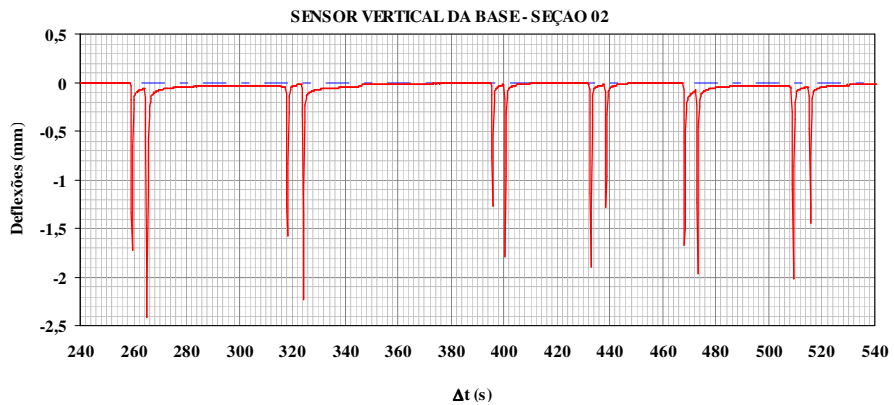


Figura 4. 29 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 02

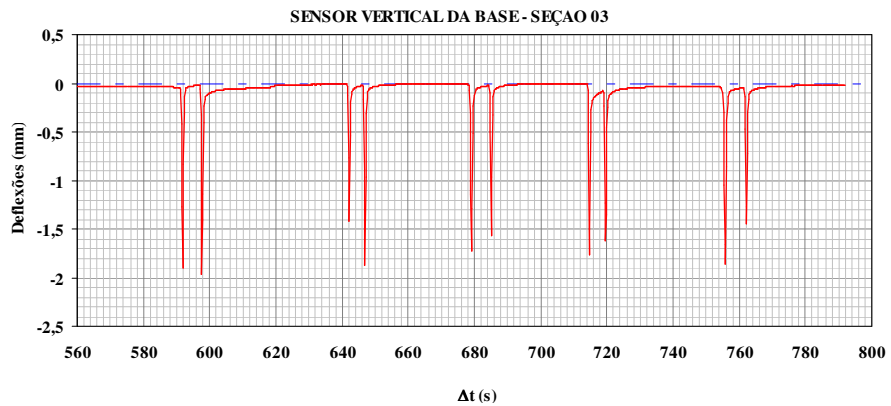


Figura 4. 30 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 03

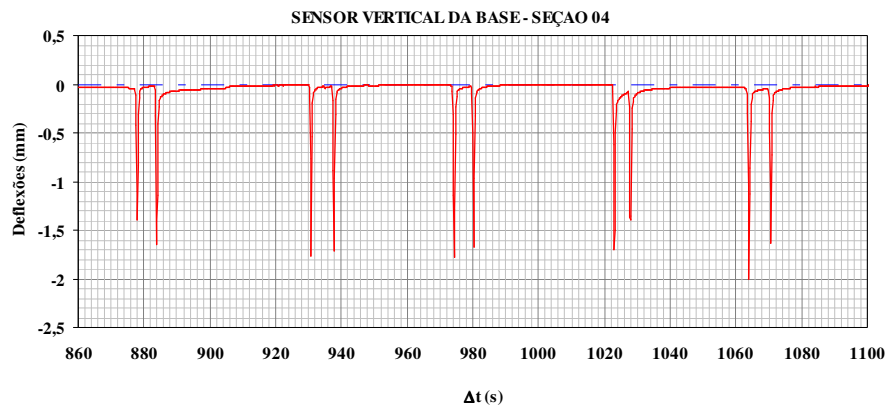


Figura 4. 31 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 04

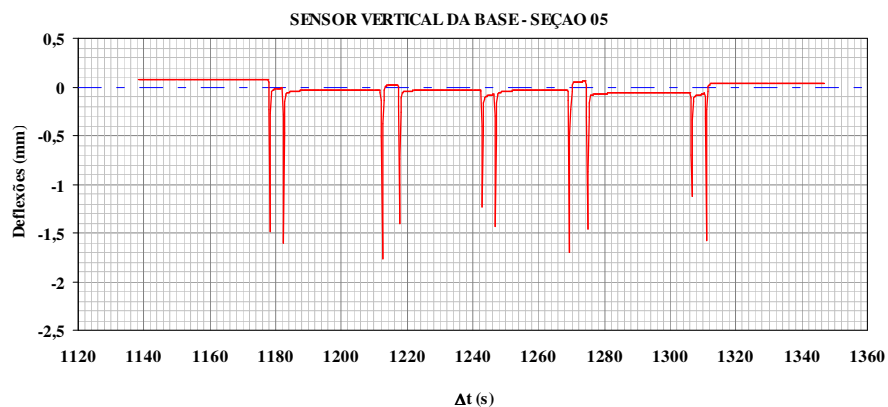


Figura 4. 32 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 05

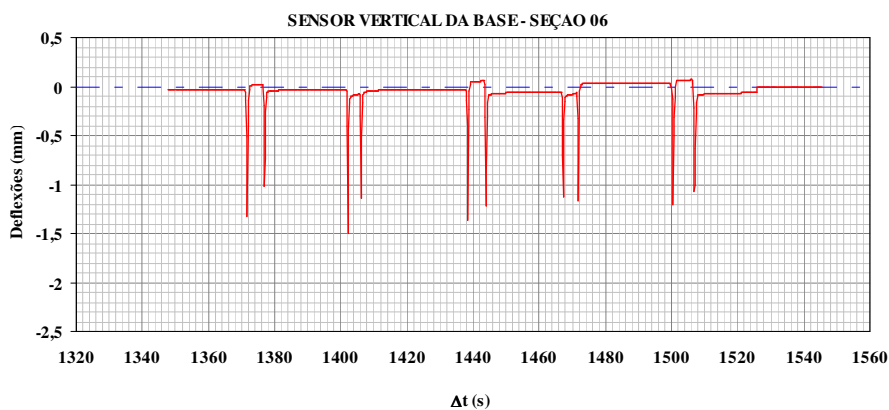


Figura 4. 33 – Deflexões verticais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 06

De forma similar, as Figuras 4.34 a 4.39 apresentam os dados do teste dinâmico da camada de base para o caso dos sensores horizontais, sendo expressos em termos das relações entre as deflexões horizontais pelo tempo em segundos, para cada seção.

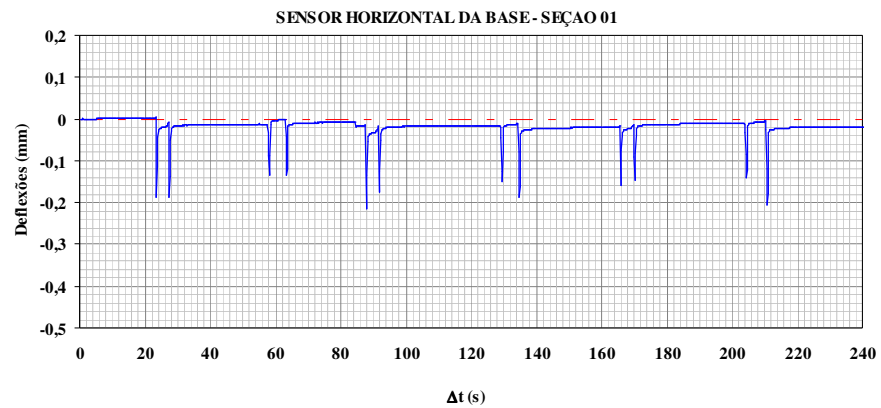


Figura 4. 34 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 01

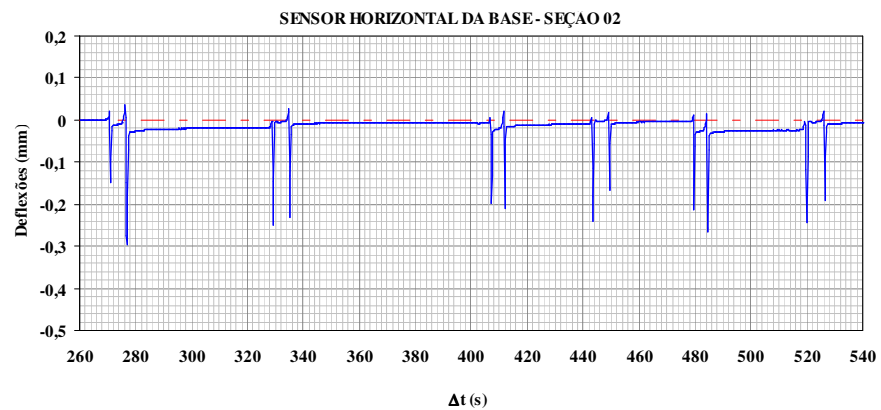


Figura 4. 35 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 02

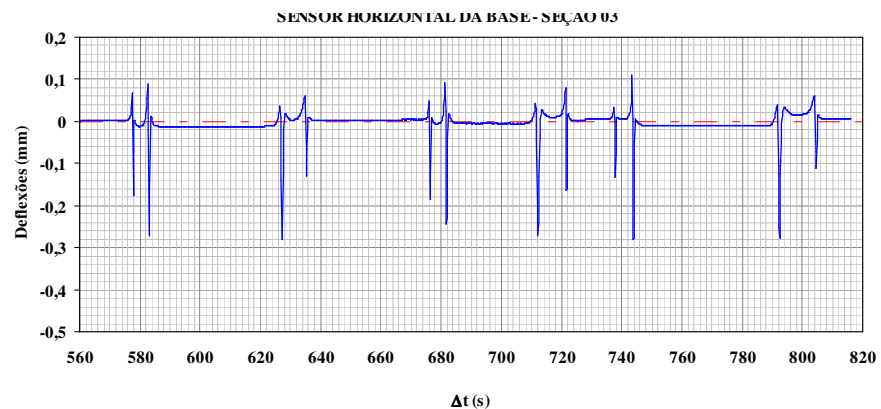


Figura 4. 36 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 03

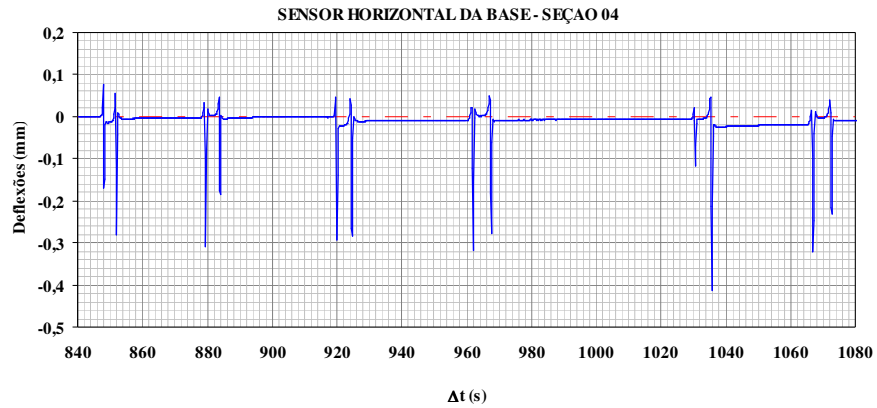


Figura 4. 37 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 04

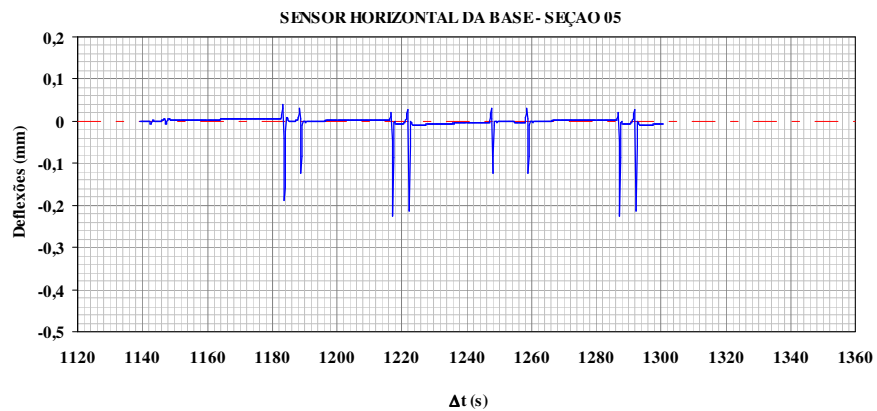


Figura 4. 38 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 05

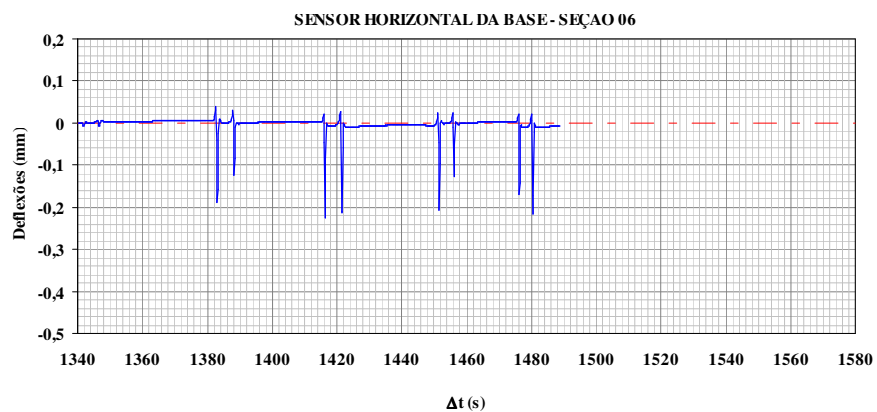


Figura 5. 39 – Deflexões horizontais registradas por segundo pelo sensor da base da seção 06

Com a finalidade de representar as deflexões verticais nas camadas do pavimento, as Figuras 4.40 e 4.41 apresentam os resultados dos sensores para a passagem do caminhão padrão através das seções 01 e 02, respectivamente. São contempladas no gráfico as deflexões referentes aos sensores verticais do subleito, sub-base e base. As deflexões da seção 01 representam as deflexões da seção tipo com a base executada com cascalho de itabirito, enquanto que as deflexões da seção 02 representam as deformações da base com mistura de rejeito e sem aplicação de geossintéticos.

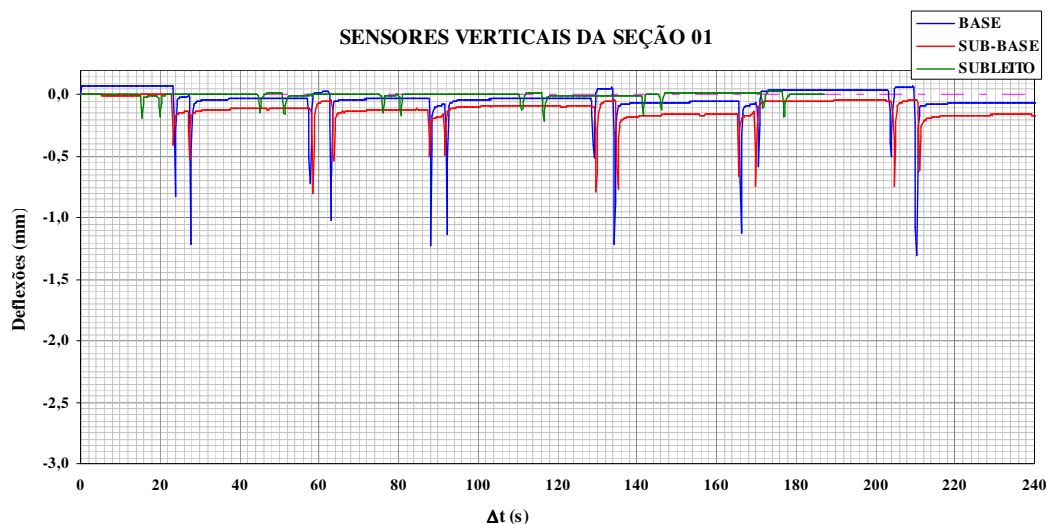


Figura 4. 40 – Deflexões das camadas do pavimento da seção 01

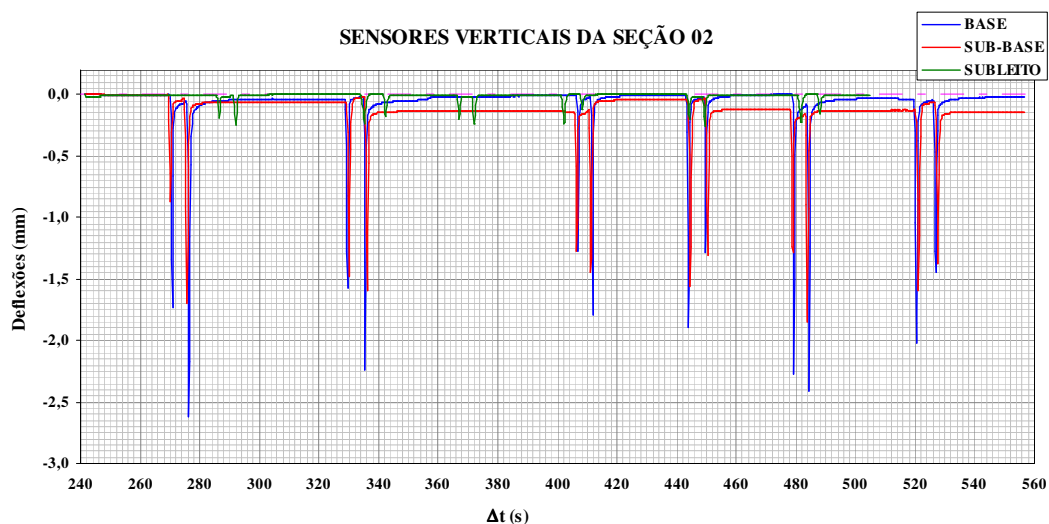


Figura 4. 41 – Deflexões verticais das camadas do pavimento da seção 02

Análises similares foram implementadas para o caso das deflexões horizontais nas camadas do pavimento, para a passagem do caminhão padrão pelas seções 01 e 02, respectivamente (Figuras 4.42 e 4.43). São contempladas nestes gráficos as deflexões referentes aos sensores horizontais do subleito, sub-base e base.

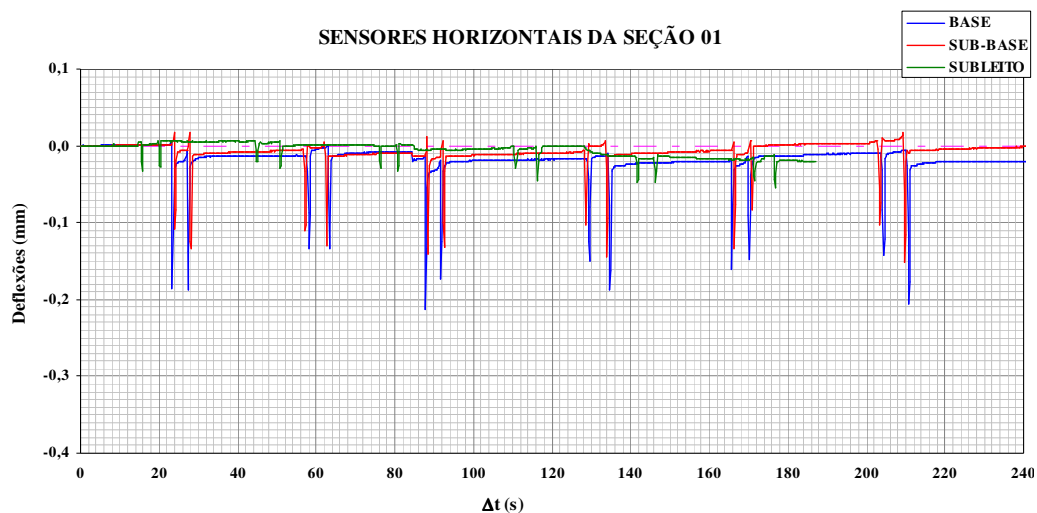


Figura 4. 42 – Deflexões horizontais, registradas por segundo, pelos sensores de cada camada do pavimento da seção 01

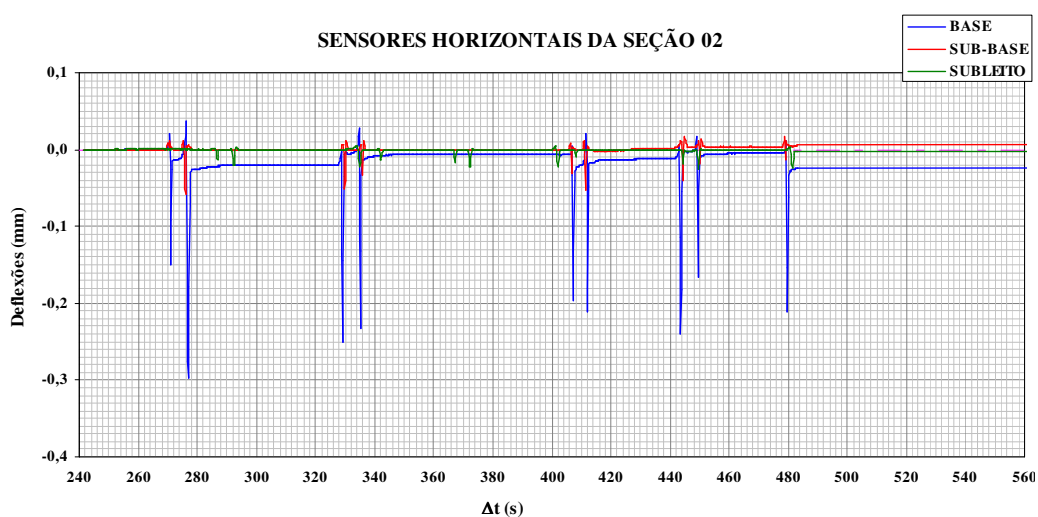


Figura 4. 43 – Deflexões horizontais, registradas por segundo, pelos sensores de cada camada do pavimento da seção 02

4.4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

Para a análise dos resultados, salienta-se que o trecho estudado está inserido em uma rodovia normal com características do relevo da região e aspectos de terraplenagem em cortes e aterros (Figura 4.44).

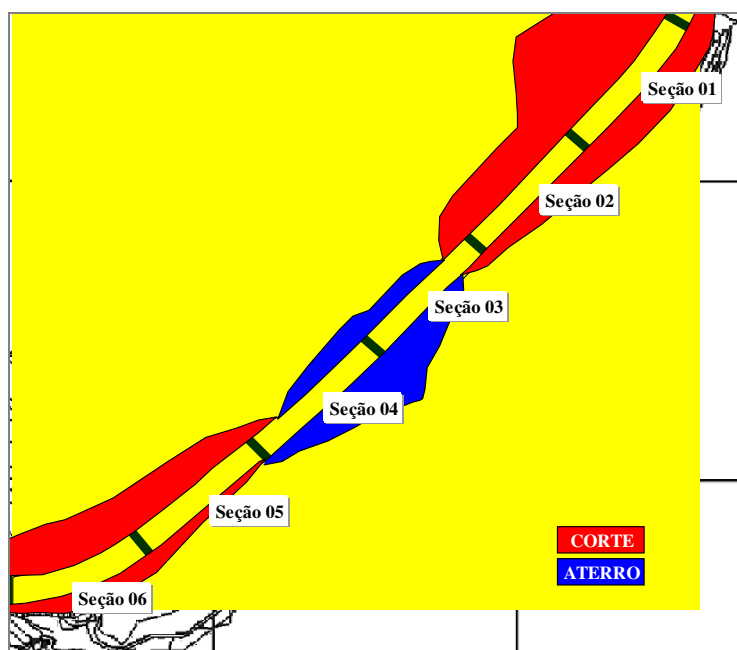


Figura 4. 44 – Representação em planta das áreas de corte e de aterro para as seções teste

As seções 01, 02, 05 e 06 foram construídas totalmente em corte e as seções 03 e 04 são seções mistas com grande parte em aterro, como indicadas em perfil na figura 4.45.

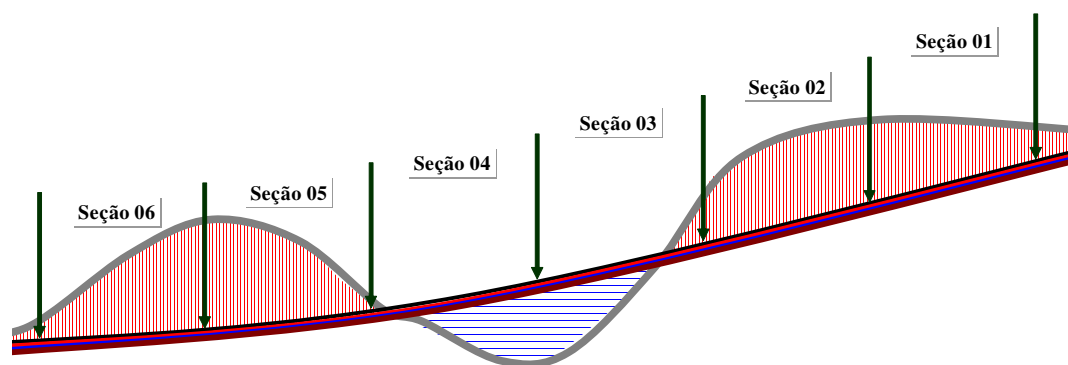


Figura 4. 45 – Perfil longitudinal representando as seções teste, o terreno natural e o greide das camadas do pavimento da rodovia com a indicação das áreas de corte e aterro

Na figura 4.46, são representadas, de uma forma esquemática, os cortes e aterros nas seções e, para facilidade de identificação, esta convenção será utilizada nos gráficos de discussão dos resultados, apresentados nos itens seguintes.

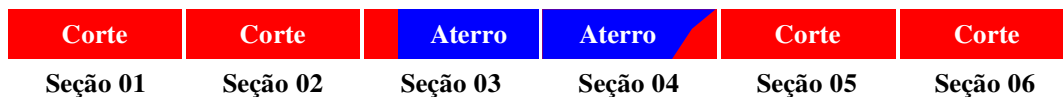


Figura 4. 46 – Representação das áreas de corte e aterro nas seções

4.4.1 – Análises dos Resultados do Geogauge e Viga Benkelman

Na análise dos resultados com o geogauge para os módulos de elasticidade das camadas, destacam-se de imediato as leituras das seções 03 e 06 (Figura 4.47). O menor valor (120 MPa) foi registrado para a camada de asfalto da seção 03, em função da inserção do geotêxtil no topo da camada de base. Na seção 05, esta redução também ocorreu, em menor escala, para o geotêxtil posicionado no topo da sub-base. Este comportamento resulta das propriedades da manta têxtil em absorver as vibrações induzidas pelo equipamento de leitura, mascarando as leituras de rigidez das camadas inferiores.

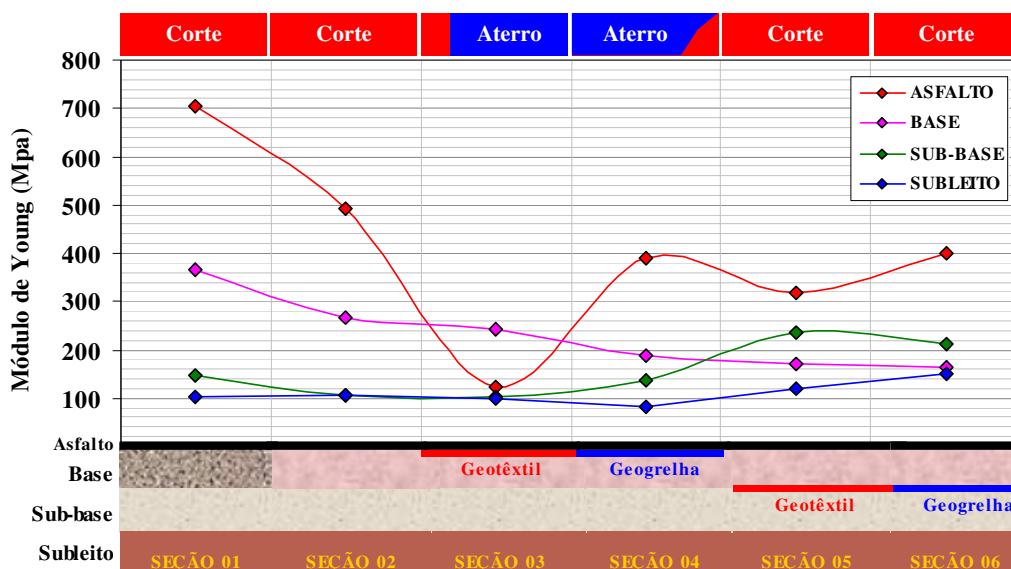


Figura 4. 47 – Gráfico geral das médias dos resultados dos módulos de elasticidade dos dados coletados em campo com geogauge

A seção-tipo indicou uma melhor resposta geotécnica, porém as seções 02, 04 e 06, que têm mistura de base em rejeito de minério, argila e jigge e geogrelha no arranjo, mostraram-se também bastante eficientes.

As deflexões verticais da via foram obtidas por meio de ensaios com a Viga Benkelman. As especificações da Diretoria de Obras do DER-MG recomendam para o subleito, valores de deflexões inferiores a 1,20 mm. O levantamento destes dados, para o caso de subleito regularizado de solo granular nas obras de duplicação da Rodovia Fernão Dias (Silva, 1999), indicou deflexões entre 0,86 mm e 1,44 mm. No trecho estudado neste trabalho, as deflexões das seções 03 e 04 em aterro ficaram acima de 1,50 mm, permanecendo abaixo deste valor para as demais seções (Figura 4.48).

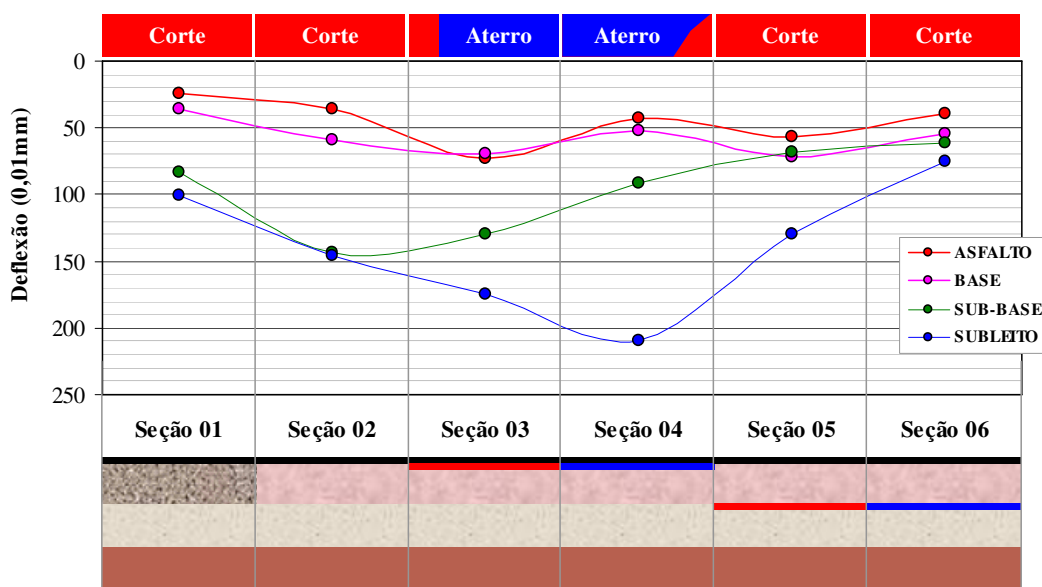


Figura 4. 48 – Gráfico geral das médias dos resultados das deflexões verticais a partir das medições de campo com viga benkelman

Para as camadas de sub-base, as especificações da Diretoria de Obras do DER-MG prescrevem valores inferiores a 0,8 mm. Nas citadas obras de duplicação da Rodovia Fernão Dias, as deflexões medidas foram os seguintes: de 0,43 a 0,73 mm para a sub-base estabilizada granulometricamente com minério de ferro; de 0,50 a 0,96 mm para a sub-base estabilizada granulometricamente com cascalho e de 0,50 a 0,80 mm, para a sub-base de material local reciclado.

As seções testes apresentaram uma deflexão máxima de 1,40 mm (seção 02) e uma mínima de 0,60 mm. Nas camadas de base, foram registradas deflexões máximas iguais a 0,70 mm (seção 03) e mínima de 0,35 mm (seção 01). Para o ensaio no pavimento acabado, registraram-se deflexões máximas de 0,70 mm (seção 03) e mínimas de 0,25 mm (seção 01).

4.4.2 – Análises dos Resultados dos Sensores








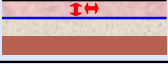

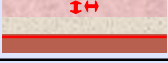

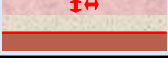
Um resumo quantitativo do volume de dados coletados pelos sensores, para um teste dinâmico, está dado na Tabela 4.8, ilustrando a enorme massa de dados que devem ser tratados e analisados por ensaio. A frequência de aquisição de dados da *datalogger* é de 0,2 segundos, portanto, para cada minuto de registro, são coletados 300 dados para tratamento e análise.

Tabela 4. 8 – Volume de dados coletados durante um ensaio de teste dinâmico

VOLUME DE DADOS COLETADOS PARA UM TESTE DINÂMICO				
Frequência de Aquisição de dados = 0,2s			Aquisição de Dados	
Seção	Quantidade de Sensores	Tempo do Teste	Massa de Dados por Sensor	Massa da Dados por Seção
01	06	10'	3.000	18.000
02	06	10'	3.000	18.000
03	02	05'	1.500	3.000
04	02	05'	1.500	3.000
05	02	05'	1.500	3.000
06	02	05'	1.500	3.000
Σ	20	40'	12.000	48.000
Obs: Repetição de passagem do caminhão de 4 a 6 vezes com os dois eixos				

Em cada seção, foram instalados sensores verticais e horizontais na base. Os dados emitidos por estes sensores foram simultâneos e correspondem à mesma carga dinâmica permitindo uma comparação direta entre as deflexões calculadas. Na tabela 4.9, com base nos valores médios dos resultados, estabelece-se uma comparação dos percentuais das deformações horizontais em relação às verticais para cada seção, com detalhamento das camadas constituintes do pavimento e a representação das áreas de corte e aterro.

Tabela 4. 9 – Quadro demonstrativo das seções e relação entre as deflexões verticais e horizontais para a composição estrutural de cada uma das seis seções-testes

Seção	Deflexão Média (mm)		δ_H/δ_V (%)	Seções de Terraplenagem		Composição da Camada Estrutural	Representação Esquemática
	Vertical	Horizontal		Característica	Representação		
01	-1,2	-0,2	16,0	Corte		Seção Tipo	
02	-2,1	-0,3	12,8	Corte		Base com Mistura	
03	-1,8	-0,3	15,0	Aterro		Base com mistura e Geotêxtil superior	
04	-1,8	-0,3	16,2	Aterro		Base com mistura e Geogrelha superior	
05	-1,6	-0,2	13,5	Corte		Base com mistura e Geotêxtil inferior	
06	-1,3	-0,2	16,1	Corte		Base com mistura e Geogrelha inferior	

A figura 4.49 mostra uma análise sintética dos dados coletados em testes dinâmicos durante o monitoramento (293 dias), para as deformações verticais e horizontais da base das seções-testes com a passagem dos eixos dianteiro e traseiro do caminhão. Os resultados correspondem às deflexões na camada de base de 18 cm com a carga aplicada na superfície asfáltica (6 cm).

A menor deflexão foi registrada na seção 01 (tipo) e a maior na seção 02 (base com mistura), sendo que as seções contendo geossintéticos apresentaram uma melhoria de comportamento considerável. Observa-se ainda que as seções 05 e 06 apresentaram resultados bem próximos da base granular tradicional. Ressalta-se que o melhor comportamento geotécnico da base com mistura foi verificado para a seção 06 com reforço com geogrelha entre a sub-base e a base, com uma deflexão média (1,3 mm), praticamente igual à da seção tipo (1,2 mm).

Na análise dos resultados é importante salientar a heterogeneidade das seções por se tratar de um experimento de campo com todas as variáveis topográficas e construtivas. Não se consegue um padrão de procedimentos de laboratório onde as condições são facilmente controladas, porém o objetivo deste trabalho foi justamente uma análise estrutural do pavimento nas condições reais de uma obra rodoviária.

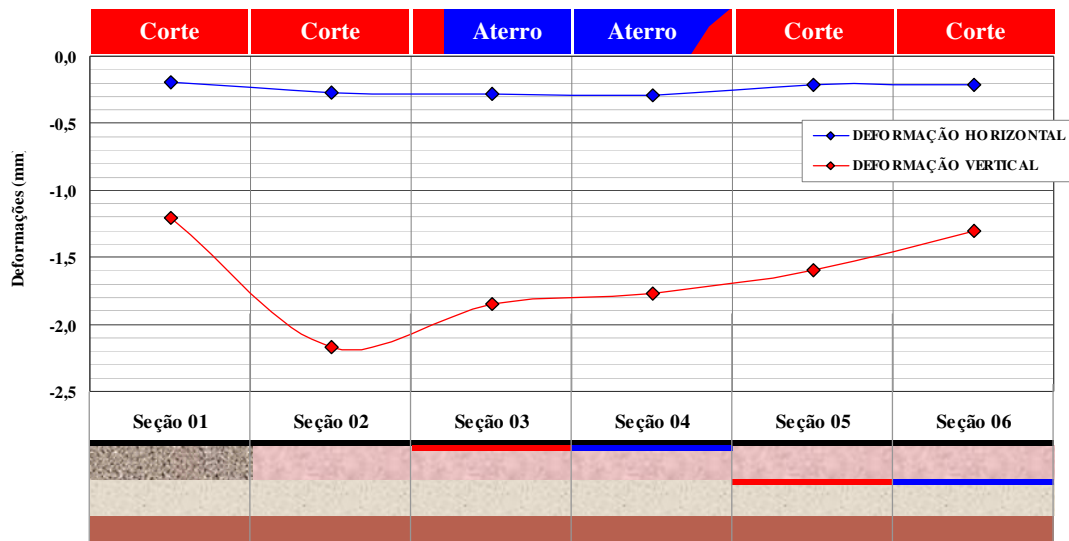


Figura 4. 49 – Gráfico geral das médias dos resultados das deflexões verticais e horizontais a partir dos dados coletados nas seções monitoras pelos *strain gages* na camada de base

4.4.3 – Análise dos Danos nos Sensores

O objetivo deste item é mostrar a realidade de um programa de instrumentação de um pavimento rodoviário em condições normais de tráfego. O uso dos sensores com montagem dos corpos de prova em laboratório não eliminaram o risco de quebra dos sensores após a liberação do tráfego. Observou-se uma pequena vida útil em alguns sensores, independentemente de sua posição vertical ou horizontal na camada. Após 32 dias, sensores danificados já foram identificados pela perda dos sinais emitidos para a *datalogger*. Ao final do funcionamento de todos os sensores, procedeu-se a exumação e identificação dos danos e suas prováveis causas. Nos itens seguintes, mostra-se todo o processo de exumação de campo, a remoção do solo dos corpos de prova, a limpeza dos sensores e a investigação detalhada dos danos com as suas possíveis causas.

4.4.3.1 – Exumação

O processo de exumação foi todo manual com o cuidado de não perturbar e/ou danificar os sensores na sua remoção. O procedimento para a retirada dos corpos de prova consistiu basicamente das seguintes etapas:

- escavação manual do asfalto com picareta nas áreas de recapeamento da pista (Figura 4.50);
- remoção de trecho da geogrelha ou do geotêxtil nas seções 03 e 04 (Figura 4.51);
- limpeza do local e retirada da camada de material acima dos corpos de prova (Figura 4.52);
- escavação do material de base com talhadeira para a retirada do sensor horizontal (Figura 4.53);
- idem, para o sensor vertical, exigindo uma maior profundidade de escavação (Figura 4.54);



Figura 4. 50 – Corte manual do asfalto com picareta



Figura 4. 51 – Limpeza e retirada da geogrelha



Figura 4. 52 – Escavação da base para descoberta do sensor



Figura 4. 53 – Escavação da base para a retirada do sensor horizontal



Figura 4. 54 – Escavação da base para a retirada do sensor vertical

- retirada cuidadosa do corpo de prova liberado pela escavação no seu entorno, identificação de acordo com a seção e sua posição vertical (Figura 4.55) ou horizontal (Figura 4.56) e embalagem para transporte até o laboratório para preparação e limpeza.



Figura 4. 55 – Retirada do Sensor vertical da seção 04



Figura 4. 56 – Retirada do Sensor horizontal da seção 04

Alguns sensores já se mostravam muito deformados e danificados na escavação, como observado no sensor horizontal da seção 02, com o solo do corpo de prova desagregado (Figura 4.57). Constatou-se também, nos corpos de prova verticais, uma tendência de ruptura completa do sensor na sua junção com a resina (Figura 4.58).



Figura 4. 57 – Sensor horizontal da seção 02 mostrando-se bastante deformado



Figura 4. 58 – Detalhe de um sensor vertical quebrado na junção com a resina

4.4.3.2 – Limpeza e Preparação dos Sensores

A retirada de solo dos corpos de prova foi feita com jato de água (Figura 4.59) para não danificar fisicamente os sensores com impactos mecânicos, que evidenciou também um problema da montagem dos corpos de prova. Na aplicação da resina do topo do corpo de prova, aconteceu um processo de infiltração para a camada de solo inferior, alterando as suas características geotécnicas. Na Figura 4.60, observa-se o solo enrijecido pela resina que, após o processo de lavagem, manteve-se agregado firmemente ao corpo de prova, que somente foi removido com talhadeira.



Figura 4. 59 – Corpo de prova sendo lavado para a retirada do solo



Figura 4. 60 – Corpos de prova com solo enrijecido pela infiltração de resina

Os corpos de prova foram tirados da pista com o solo do enchimento ainda incorporado (Figura 4.61), sendo expostos os sensores após a lavagem (Figura 4.62). Para análises mais detalhadas, a resina foi removida dos sensores de forma que a sua parte interna ficasse exposta (Figura 4.63).



Figura 4. 61 – Corpo de prova retirado da pista com o solo compactado



Figura 4. 62 – Corpo de prova após o solo ser retirado



Figura 4. 63 – Corpo de prova com parte da resina retirada do sensor

4.4.3.3 – Avaliação e Caracterização dos Danos

Para fins de explanação e de referência às partes internas dos sensores, adotou-se a nomenclatura descrita anteriormente e esquematizada na Figura 4.64.

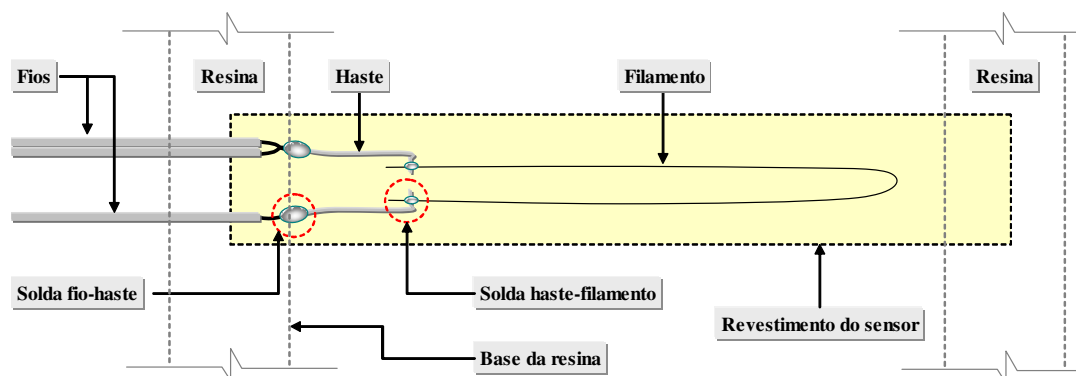


Figura 4. 64 – Representação esquemática do sensor KM-120 e suas partes internas principais

Para a verificação dos danos causados nos sensores exumados, foram pesquisados ainda em campo possíveis deformações e danos físicos mais visíveis. Observaram-se cinco corpos de prova com os sensores quebrados na base da resina e bastante deformados, com a sua estrutura plástica descolada ao meio (Figura 4.65)



Figura 4. 65 – Sensor exumado com sua estrutura quebrada suas metades descoladas

Para uma investigação mais detalhada, utilizou-se uma lupa de bancada com capacidade de aumento de 20 a 150 vezes e iluminação apropriada (Figura 4.66). Com a utilização da lupa e uma máquina fotográfica digital, foram registrados os principais danos ocorridos nos sensores e passíveis de detecção por meios diretos.

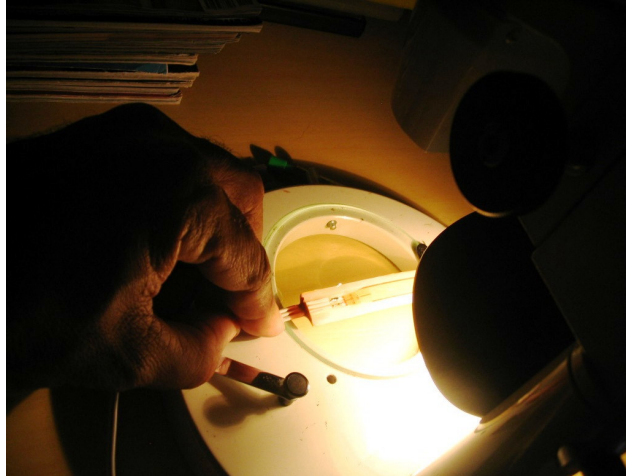


Figura 4. 66 – Investigação dos danos dos sensores em lupa de bancada com iluminação artificial

Vinte sensores foram investigados e cinco tipos de danos foram identificados, sendo visível, numa grande maioria deles, efeitos de oxidação em vários pontos do filamento da resistência (Figura 4.67) evidenciando a infiltração de água no corpo do sensor. Em outros três casos, constatou-se a ruptura do filamento em consequência da oxidação (Figura 4.68) e, em quatro sensores, não foi possível definir claramente a natureza e as causas dos problemas da interrupção da coleta de dados.

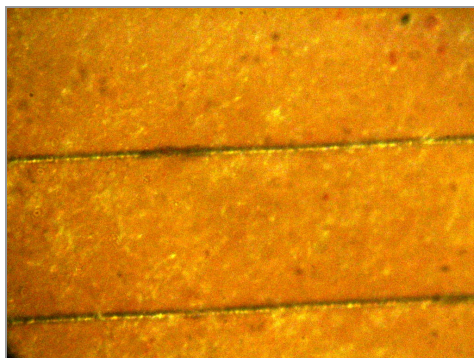


Figura 4. 67 – Filamento da resistência com pontos oxidados

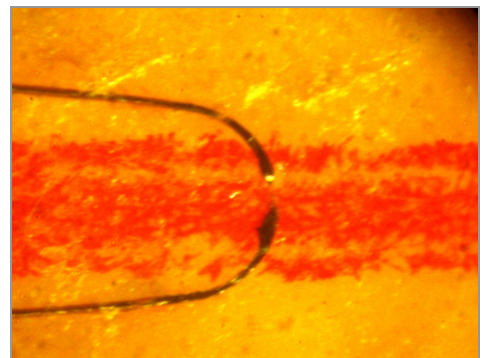


Figura 4. 68 – Ponta do filamento rompida por oxidação

Outro dano encontrado em apenas um sensor foi a ruptura do filamento da resistência sem apresentar, entretanto, sinais de oxidação (Figura 4.69), aparentemente tratando-se de uma ruptura por tração. Observou-se em outros quatro corpos de prova a ruptura da solda na junção do sensor com a calota de resina, sinalizando para uma quebra por um esforço de flexão no engaste resina-sensor (Figura 4.70). Três sensores apresentavam o filamento oxidado próximo à haste (Figura 4.71) ou com a solda solta (Figura 4.72).

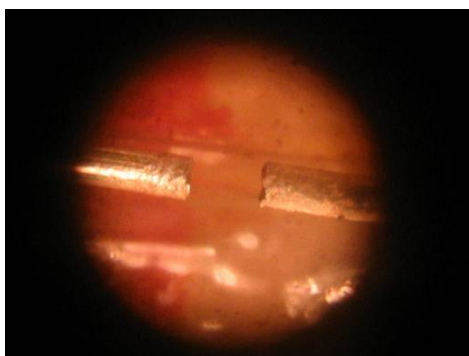


Figura 4. 69 – Ruptura do filamento da resistência do strain gage

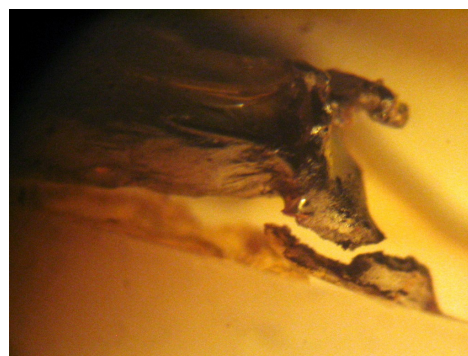


Figura 4. 70 – Ruptura da solda dos fios com a haste da resistência



Figura 4. 71 – Ligação da haste com o filamento apresentando desgaste por oxidação



Figura 4. 72 – Haste descolada do filamento da resistência

Através da análise dos sensores foi possível interpretar alguns defeitos, porém alguns sensores ficaram sem uma definição clara do seu não funcionamento. A Tabela 4.10 mostra a quantidade de sensores danificados e as possíveis causas de perda de funcionalidade dos mesmos, com ilustrações esclarecedoras dos danos.

Tabela 4. 10 – Tipos de danos causados nos sensores

DANO DETECTADO	QUANTIDADE	FOTO
RUPTURA DA SOLDA DOS FIOS COM A HASTE	04	
RUPTURA DA SOLDA DA HASTE COM FILAMENTO	03	
RUPTURA POR OXIDAÇÃO DO FILAMENTO	03	
RUPTURA FÍSICA DO FILAMENTO	01	
QUEBRA DO SENSOR NO ENGASTE COM A RESINA	05	
DEFEITO NÃO IDENTIFICADO – (sensor oxidado sem ruptura)	04	

4.4.3.4 – Análises dos Danos

Uma retro-montagem digital em escala foi feita para verificar a influência da resina na quebra dos sensores. Analisando a Figura 4.73, verifica-se que a face inferior da calota superior da resina coincide exatamente com a solda do fio e a haste, caracterizando uma interface crítica na zona do sensor. Registraram-se quatro casos de quebra de solda nessa região e cinco rupturas da estrutura em um total de vinte sensores avaliados. No capítulo 06, são feitas algumas recomendações de modificações na montagem dos sensores para pesquisas futuras.

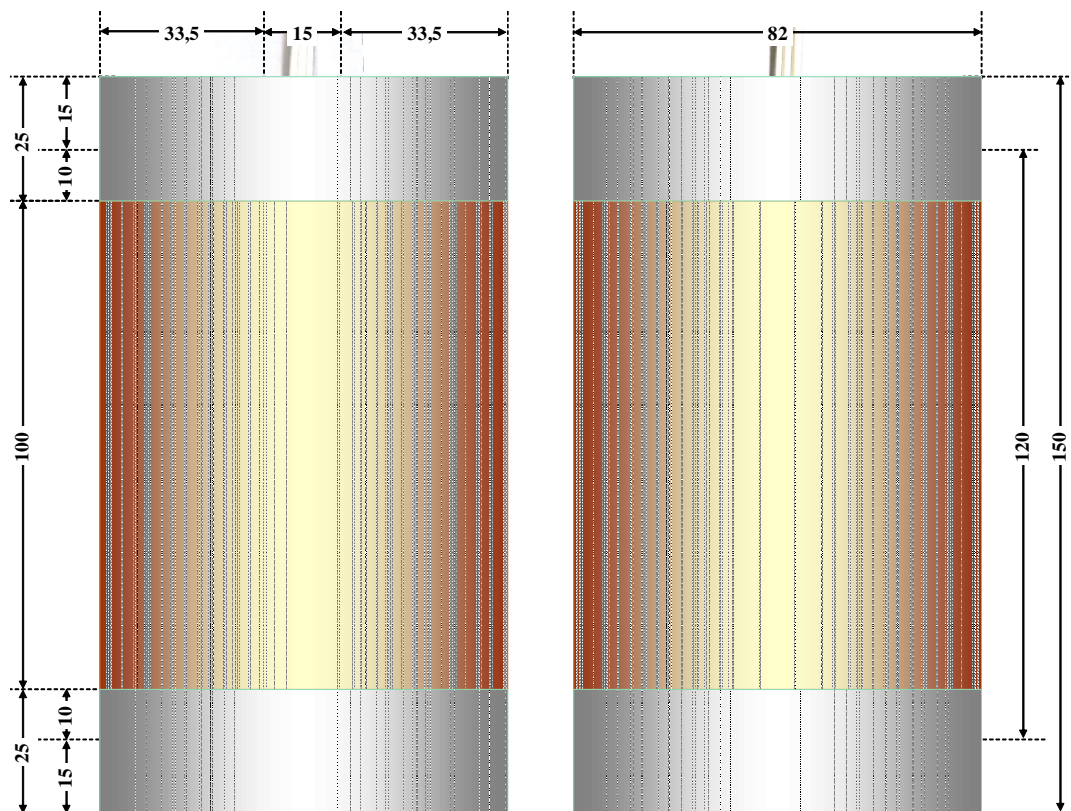


Figura 4. 73 – Retro-montagem digital dos sensores no corpo de prova em escala (medidas em mm)

Este arranjo foi notado na desmontagem do corpo de prova em laboratório, com a divisão da resina e do sensor ao meio (Figura 4.74). Um detalhe desta condição é vista na Figura 4.75, que teve a resina retirada com parte do revestimento do sensor que estava engastado, de modo a deixar visível a solda da região interna.



Figura 4. 74 – Sensor exumado partido ao meio para mostrar a posição da resina em relação às suas partes internas



Figura 4. 75 – Detalhe da região interna do sensor (solda) que está engastada na calota de resina superior

Na análise dos sensores em campo após a retirada da pista, notou-se que vários deles apresentavam sua estrutura plástica, que é composta de duas metades, descoladas ou com partes soltas, o que constitui a provável causa para as infiltrações de água e a oxidação dos filamentos dos sensores. As causas deste problema dependem de pesquisas específicas para verificar se os sensores utilizados podem ser substituídos por outros modelos ou se o arranjo na montagem dos corpos de prova pode ser alterado, evitando-se, assim, o grande número de quebras em um período relativamente curto. Algumas sugestões são citadas no capítulo 6 deste trabalho com referência ao arranjo e outras proposições baseados na experiência adquirida neste projeto que poderão ser úteis em trabalhos futuros.

4.4.3.5 – Vida Útil

O monitoramento de campo foi feito por meio de uma campanha envolvendo 20 sensores elétricos tipo *strain gage* modelo KM-120 da Kyowa, montados em corpos de

prova em laboratório e instalados na pista conforme procedimentos descritos no Capítulo 4. Ao término da instalação, em fevereiro de 2005, todos os sensores foram testados, apresentando-se ativos e com envio regular de sinais para a *datalogger*. Porém, 32 dias após a primeira aquisição de dados, dois sensores apresentaram problemas e foram perdidos. Este processo de perda da emissão de sinais ocorreu sucessivamente, e, ao final de 293 dias, todos os sensores estavam danificados (Tabela 4.11).

Tabela 4. 11 – Histórico do funcionamento dos sensores

Total	Funcionamento (Qte)		Funcionamento (%)		Data	Dias	
	Ok	Não	Ok	Não		Parcial	Acumulado
20	20	0	100	0	25/2/2005	0	0
20	18	2	90	10	29/3/2005	32	32
20	15	5	75	25	3/6/2005	66	98
20	13	7	65	35	15/8/2005	73	171
20	2	18	10	90	17/10/2005	63	234
20	0	20	0	100	15/12/2005	59	293

A Figura 4.76 registra a evolução das perdas e o histórico de vida útil dos sensores ao longo do período de monitoramento, ao passo que, na Figura 4.77, são indicados os quantitativos de sensores danificados, em relação ao período de dias decorridos do monitoramento.

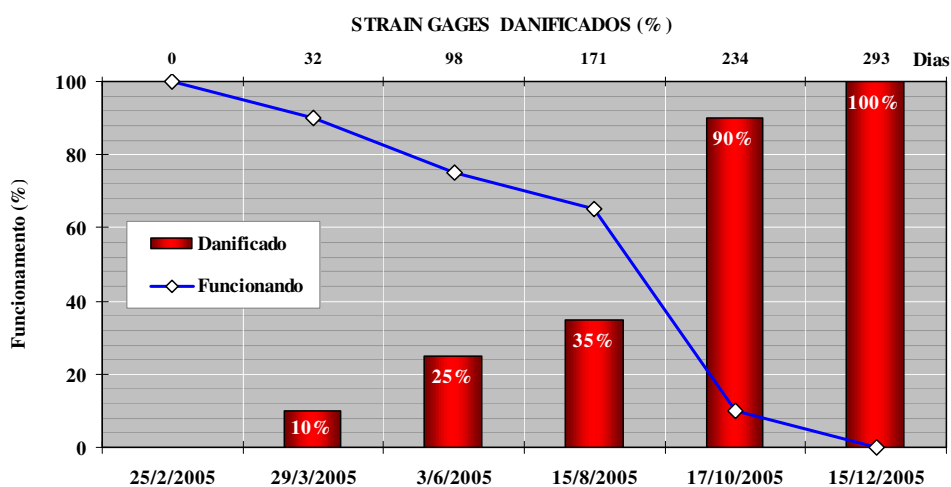


Figura 4. 76 – Gráfico do percentual de sensores danificados em relação às datas do monitoramento

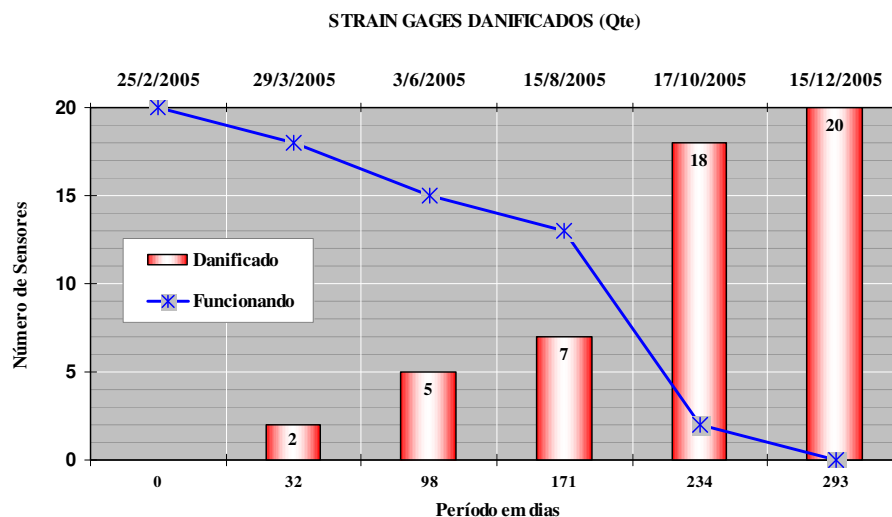


Figura 4. 77 – Gráfico de número de sensores danificados em relação aos dias trabalhados

Analisando os dados referentes ao posicionamento dos sensores (Figura 4.78), verificou-se que os sensores colocados na posição vertical tiveram uma vida útil menor que os posicionados na posição horizontal, com exceção da seção-tipo, na qual foram os sensores verticais os últimos a perderem a capacidade de emissão de sinais.

Data	Seção 01			Seção 02			Seção 03	Seção 04	Seção 05	Seção 06
	Base	Sub-base	Subleito	Base	Sub-base	Subleito	Base	Base	Base	Base
25/02/05										
29/03/05										
03/06/05										
15/08/05										
17/10/05										
15/12/05										

Figura 4. 78 – Representação dos danos dos sensores por datas e posicionamento em relação às camadas do pavimento.

CAPÍTULO 5 – DIFICULDADES, CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS COMPLEMENTARES

5.1 – DIFICULDADES

- ▶ Programação com a empreiteira para o início do trecho experimental e da construção de cinco seções com arranjos/composições diferentes do projeto original da rodovia, referentes às camadas do pavimento e aplicações de geossintéticos. A programação exigiu várias reuniões prévias e elaboração de contratos e convênios para a escolha e disponibilização do trecho. Adicionalmente alguns atrasos ocorreram devido ao período de chuvas durante a execução da obra.
- ▶ Manutenção do mesmo padrão de construção e de compactação dos materiais nas camadas da infra-estrutura e da superestrutura de todas as seções-testes. Os materiais fornecidos pela CVRD, especificamente para sub-base, eram provenientes das minas de minério de ferro, com variações de suas características de acordo com o período e as frentes de exploração.
- ▶ Manutenção da homogeneidade da mistura para a base, antes e após a aplicação na pista, com traço, umidade e compactação padronizados. Embora uma pré-mistura tenha sido feita no canteiro de obra com uma carregadeira, a homogeneização final foi feita na própria pista. As seções que incorporaram materiais geossintéticos sobre a sub-base foram aquelas que apresentaram maiores dificuldades para o controle da mistura de base.
- ▶ Heterogeneidades decorrentes do próprio trecho, conformado por tangentes, curvas, corte e aterro. Assim, a manutenção do mesmo padrão de qualidade para todas as seções e para todas as camadas foi dificultada pela variação das seções entre cortes e aterro, sabendo-se que, nestas condições diferenciadas, as etapas de trabalho de terraplenagem são significativamente distintas.

- ▶ Procedimentos de instalação dos geossintéticos. Os geossintéticos não faziam parte da rotina da obra, portanto, os procedimentos de instalação dos reforços exigiram orientação constante e em cada etapa; a geogrelha disposta sobre a base, em especial, necessitou de cuidados específicos.
- ▶ Programação dos ensaios para cada camada do pavimento, principalmente viga benkelman. Os ensaios foram feitos pelo DER-MG com sede em Belo Horizonte, portanto, as programações tinham de ser feitas com antecedência e com previsão de início e término de cada camada, para não haver atraso nos ensaios e ociosidade do equipamento de viga benkelman e do caminhão de cargas.
- ▶ Montagem dos corpos de prova em laboratório. As etapas na montagem de compactação das camadas em solo envelopado tiveram de ser bastante cuidadosas para não induzir danos aos *strain gages*. Para atingir o grau de compactação previsto, procedeu-se a pesagens cuidadosas dos corpos de prova antes da compactação.
- ▶ A aplicação do CBUQ na seção 04 (geogrelha disposta sobre a base) provocou o ondulamento da geogrelha devido à temperatura elevada da massa asfáltica, impondo maiores cuidados na fixação do geossintético na base através de grampos de arame.
- ▶ Pequena vida útil dos sensores. Os sensores não tiveram o desempenho desejado em relação ao seu tempo de duração no trecho, mesmo com todos os cuidados tomados previamente. Muitas quebras foram registradas e em um período relativamente curto. Os sensores apresentaram uma vida útil mínima de 32 dias e máxima de 293 dias.
- ▶ Grande quantidade de dados coletados e utilizados na interpretação de resultados. O monitoramento do trecho por longos períodos implica a geração de uma grande quantidade de dados, principalmente nas medições com cargas dinâmicas com aquisições a cada 0,2s. O tratamento de dados exige um longo processo de depuração prévia dos dados, mediante comumente a implementação de programa específico.

► Instalação dos sensores (corpos de prova):

- a) Corte do asfalto. O corte do asfalto foi feito com serra circular própria para asfalto, porém seu funcionamento necessita de água para o resfriamento e lubrificação da lâmina (Figura 5.1). Alguns cuidados adicionais foram necessários para que a água utilizada pelo equipamento de corte não infiltrasse nas camadas de solo após a retirada da capa asfáltica.

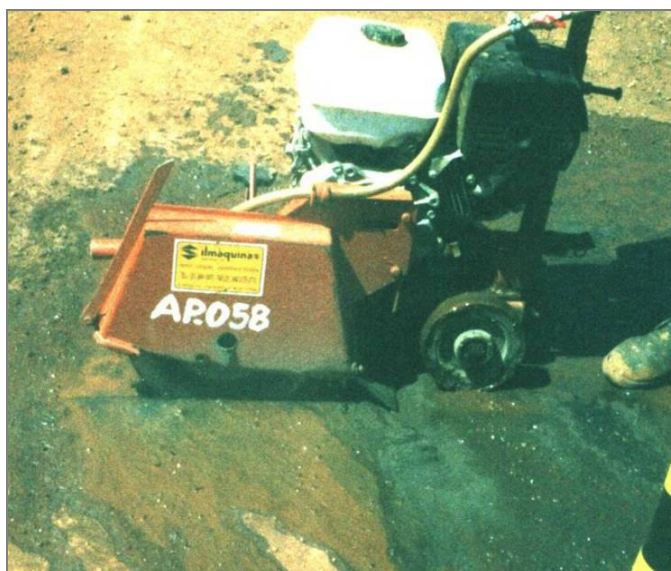


Figura 5. 1 – Corte do asfalto com serra circular e água

- b) Transporte e manuseio dos corpos de prova. Os corpos de prova foram montados no Laboratório de Geotecnia da UFOP em Ouro Preto, que está distante aproximadamente 150 km do trecho em Itabira. Os corpos de prova foram cuidadosamente envoltos e protegidos em maços de jornal e acondicionados em caixas de papelão, para se evitar quaisquer perturbações e/ou vibrações aos mesmos.
- c) Montagem dos tubos e caixas. A execução das curvas, encaixes, conexões, compactação dos trechos e passagem dos cabos constituíram as etapas de assentamento e ajuste dos tubos que demandaram grande esforço físico e horas de trabalho braçal.

- d) Passagem dos cabos pela tubulação. Para a passagem dos terminais, usou-se um cabo guia, puxando-se lentamente um cabo com terminal de cada vez para não causar danos às conexões, por eventuais engastamentos ao longo da tubulação.
- e) Curva das sarjetas. Para atravessar os tubos de PVC sob a pista para a passagem dos cabos e conectores para o lado externo da pista, fez-se necessária a quebra da sarjeta (Figura 5.2) e ainda a conformação do tubo para fazer a curva por baixo da sarjetas (Figura 5.3). As curvas nos tubos foram feitas por meio de aquecimento local do tubo PVC com maçarico.



Figura 5. 2 – Corte no asfalto e sarjeta para passagem da tubulação

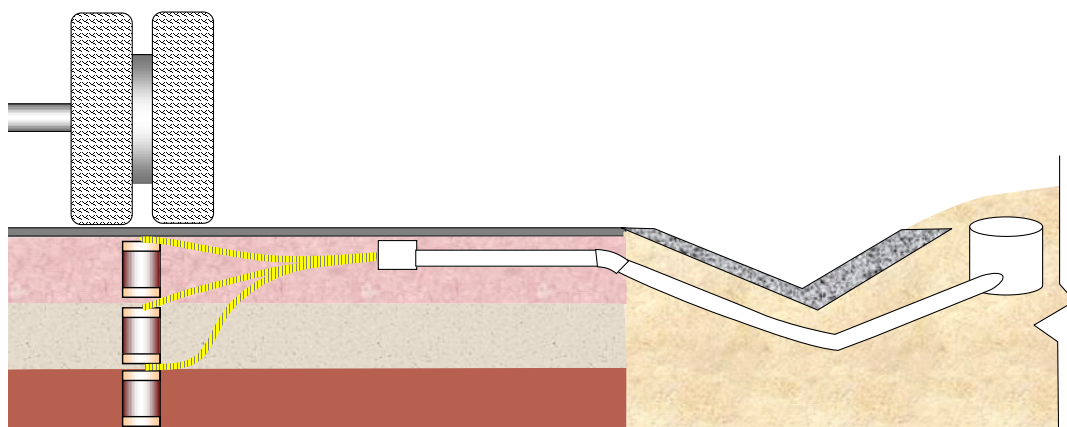


Figura 5. 3 – Representação da curva do tubo por baixo da sarjeta

f) Profundidade de instalação, particularmente para os níveis de sub-base e subleito. Para a instalação dos sensores do subleito, foi feita uma escavação manual de aproximadamente 60 cm por 20 cm, retirando-se as camadas de sub-base, base e asfalto (Figura 5.4). Os materiais escavados foram, então, acondicionados em separado para recomposição compactada das camadas.

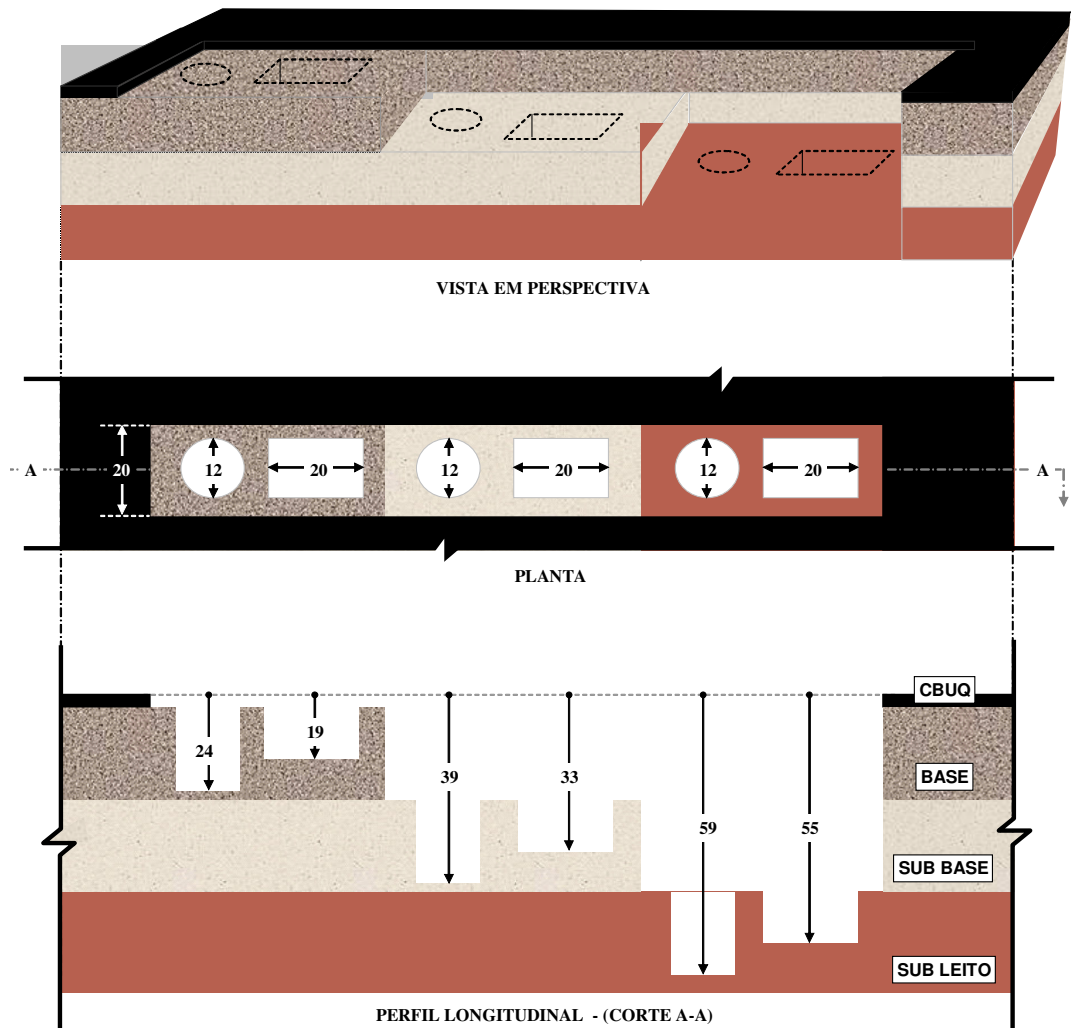


Figura 5. 4 – Detalhes da escavação para a instalação dos sensores nas seções 01 e 02

g) Compactação do solo envolvido ao corpo de prova, devido a dificuldades no controle do grau de compactação que teve de ser feito empiricamente.

- h) Recomposição asfáltica nos trechos de remoção do pavimento. Devido ao término da obra, recorreu-se à disponibilidade da usina de asfalto da Prefeitura Municipal de Itabira que viabilizou os serviços.
 - i) Trânsito após a conclusão da obra e trânsito de caminhões da própria obra. Além do risco de eventuais acidentes, havia também a preocupação com o excesso de carga nos sensores antes da recomposição asfáltica.
 - j) Posição da colocação do sensor e marcação nos corpos de prova. Todos os corpos de prova, pontes e conexões tiveram seus respectivos nomes marcados previamente, de modo que, na coleta de dados, as portas de entrada da *datalogger* estivessem claramente identificadas aos sensores.
 - k) Posicionamento das caixas de passagem e dos terminais. O trecho foi construído em seções de corte e aterro; com isso, a locação das caixas variava entre níveis diferentes, exigindo adaptações e controle constantes a cada situação.
 - l) Infiltração de água nas caixas. Algumas caixas que acondicionavam os cabos com conexões sofreram infiltrações durante o período de chuvas, mesmo com tampa vedada.
 - m) Volume de materiais envolvidos (corpos de prova, caixas, fios, tubos, mangueiras, pontes, terminais, ferramentas e sinalização), que necessitaram ser transportados e armazenados na obra em segurança.
- Utilização de *datalogger* com número de portas de entrada insuficientes para todos os sensores de cada seção. A datalogger utilizada possuía quatro portas de entrada (Figura 5.5), sendo que, nas seções 01 e 02, estavam instalados seis sensores. A coleta de dados teve de ser feita em duas etapas, com impactos nas análises de correlação dos dados, pois o tempo e as frequências das cargas eram diferentes.

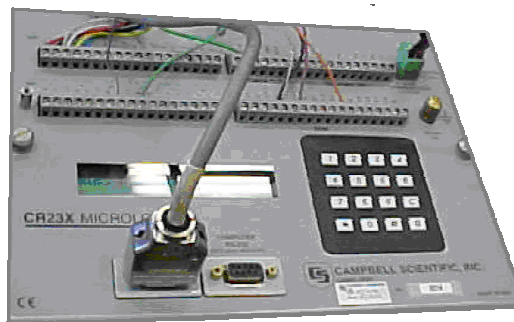


Figura 5. 5 – Datalogger utilizada no projeto CR23X

- ▶ Utilização de datalogger em dois projetos simultaneamente. Para atender a mais de um projeto, a *datalogger* tem de armazenar dois ou mais programas; quando se tem uma modificação de programas, todos os dados coletados em outros programas são perdidos (situação que ocorreu para o modelo utilizado no estudo, equipamento Datalogger 23 X da Campbell Scientific Inc.).

5.2 – CONCLUSÕES

- ▶ A utilização de resíduos de mineração de ferro, para a composição de misturas para superestrutura rodoviária, é tecnicamente viável e atende as normas rodoviárias.
- ▶ A composição da base com elementos sintéticos de reforço promovem efetivamente uma redução das deformações verticais e horizontais da via.
- ▶ A aplicação dos reforços (tanto geotêxtil como geogrelha) mostrou-se mais eficaz quando posicionados sob a base.
- ▶ O posicionamento dos geossintéticos (tanto geotêxtil como geogrelha) sobre a base não apresentou efeitos significativos quanto a reduções expressivas das deformações das camadas inferiores.

- ▶ A geogrelha mostrou-se mais eficaz que o geotêxtil na redução de deformações verticais e horizontais.
- ▶ Os resultados dos ensaios de rigidez das camadas por meio da utilização do geogauge foram sensivelmente alterados pela presença do geotêxtil.
- ▶ O CBR da mistura de pista adotada atende as normas para materiais de base e a granulometria atende as faixas E e F do DNIT (Figura 5.6).

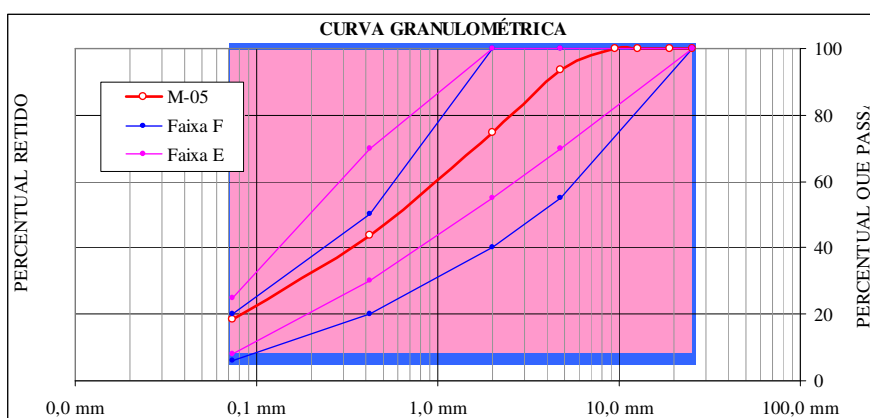


Figura 5. 6 – Curva granulométrica da mistura com as faixas E e F representadas

- ▶ Mesmo com tráfego não previsto (caminhões carregados das mineradoras), o trecho experimental apresenta-se ainda com boas condições de pavimento (Figura 5.7).



Figura 5. 7 – Tráfego de caminhões das mineradoras

- ▶ Os resultados comparativos entre viga benkelman, geogauge e strain gages apresentaram-se coerentes e confiáveis.
- ▶ Não foi possível a instalação dos *strain gages* antes da execução de todas as camadas, devido à movimentação de equipamentos pesados.
- ▶ A aplicação de geotêxtil e geogrelha sob a base dificulta a homogeneização da mistura, pois não é possível trabalhar com grade de discos, sem danificar os geossintéticos.
- ▶ Não houve atraso na obra em função da execução do trecho experimental. O preparo da mistura da base e a colocação dos geossintéticos, mesmo não estando na rotina da obra, não atrasaram o andamento dos serviços. A instalação dos sensores somente aconteceu após o término da obra na região em estudo, não interferindo nos serviços de construção da via. A qualidade dos serviços foi mantida mesmo parte da obra tendo sido executada em período de chuvas.
- ▶ A sistemática de montagem em laboratório dos sensores, no formato de corpos de prova, agilizou o processo de instalação em campo e evitou perdas por quebras durante os serviços de compactação.
- ▶ Por outro lado, ocorreu uma elevada taxa de danos dos sensores durante o período de monitoramento, dificultando o acompanhamento do trecho por um período mais longo. Estas perdas foram aceleradas certamente pela utilização do trecho experimental para tráfego atípico (transporte de minérios em caminhões de grande porte) e não previsto originalmente.
- ▶ Não foi possível fazer uma análise das deformações permanentes da via devido à perda prematura de alguns sensores.

5.3 – SUGESTÕES PARA PESQUISAS COMPLEMENTARES

- Devido às várias quebras de sensores na base da solda onde se encontra o engaste com a resina, sugere-se a manutenção da sistemática dos ensaios mediante corpos de prova montados somente com solo compactado (Figura 5.8) e corpos de prova com resina com espessuras menores (Figura 5.9).

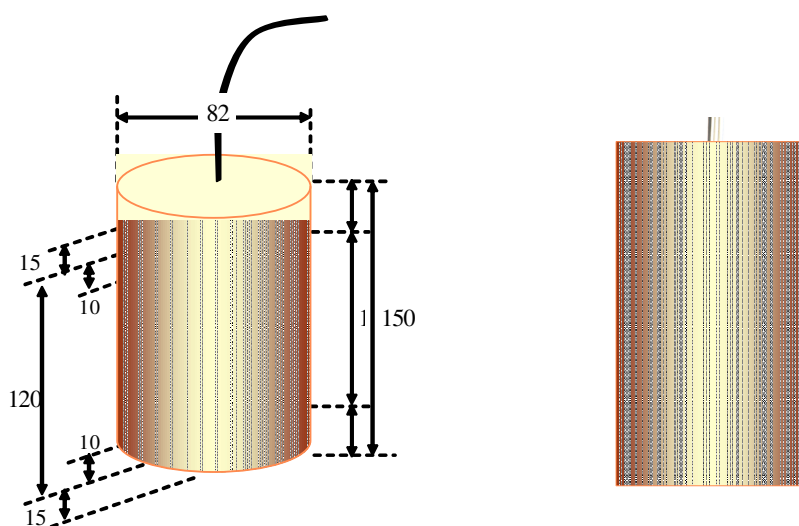


Figura 5. 8 – Montagem do corpo de prova somente com solo compactado

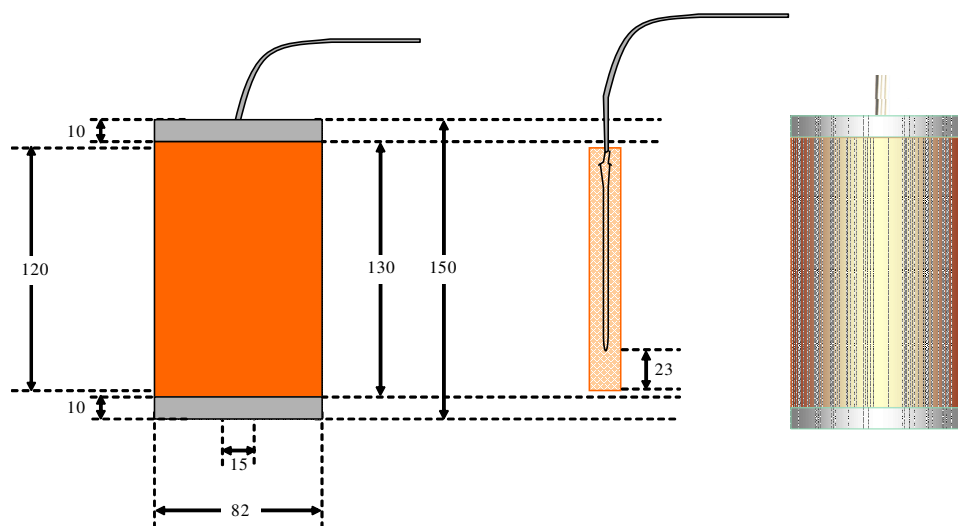


Figura 5. 9 – Montagem do corpo de prova com resina de menor espessura

Podem também ser testados corpos de prova com espessuras menores nas calotas de resina, com variações do posicionamento do sensor no seu interior (Figura 5.10). Outras opções seriam corpos de prova com diâmetros menores para minimizar o efeito da resina na distribuição de cargas. Na opção de corpos de prova com resina, deve-se impermeabilizar a última camada de solo com parafina antes da colocação da resina da calota superior, evitando-se, assim, a infiltração da resina e conseqüentes alterações nas propriedades do solo enrijecido pela mesma.

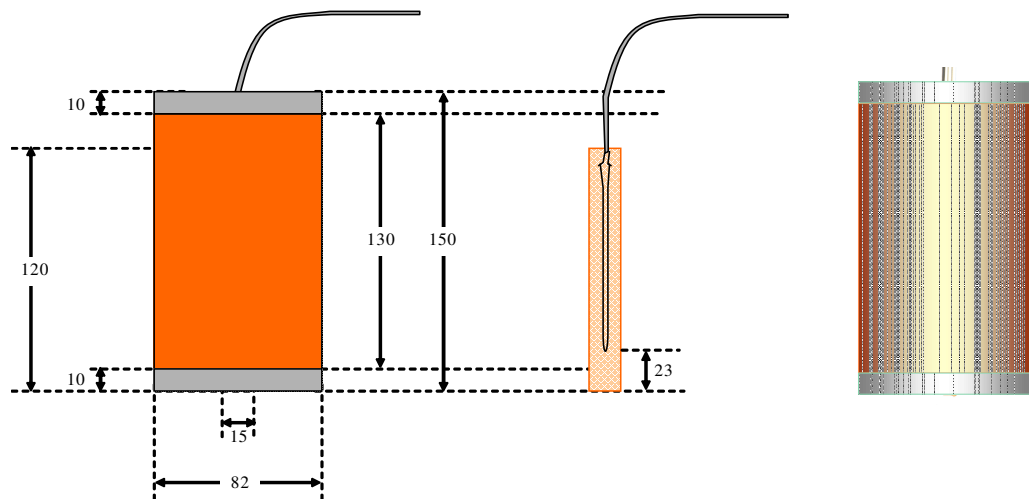


Figura 5. 10 – Montagem do corpo de prova com o sensor posicionado na base da resina

- ▶ Resultados e comparações de ensaios com outros tipos de sensores e utilização de sensores menores para as camadas superficiais das bases. No mercado existem vários modelos e fabricantes de *strain gages*; portanto, cabe um estudo de outras opções de sensores (modelos e arranjos) que melhor se adaptem às condições elásticas de superestruturas rodoviárias.

Na Tabela 5.1, são mostradas as especificações dos *strain gages* da marca Kyowa, com uma referência ao sensor utilizado neste trabalho (KM-120), detalhando as várias opções de aplicação, variações do comprimento total do sensor (de 0,15 mm a 120 mm), tipos de resistência (50 Ω a 10.000 Ω) e o padrão de medição quanto à característica de direção dos esforços, segundo dados do fabricante.

Tabela 5. 1 – Modelos de *strain gages* da Kyowa: aplicação, comprimento, resistência e padrão

KFG - 2 - 120 - C1			
Series Designation	② Gage Length	③ Resistance	④ Gage Pattern
General-purpose foil strain gage Oil strain gage with temp. sensor Oil strain gage Waterproof foil strain gage Small waterproof foil strain gage Weldable waterproof foil strain gage Fire strain gage Embedded foil strain gage for concrete Embedded wire strain gage for concrete Oil strain gage for composite materials Oil strain gage for printed boards Oil strain gage for plastics Oil strain gage for low-elasticity materials Semiconductor strain gage Self-temperature-compensation Semiconductor strain gage High-output semiconductor strain gage Intralinear semiconductor strain gage Encapsulated strain gage Encapsulated strain gage Encapsulated strain gage Encapsulated strain gage Encapsulated strain gage High-temperature foil strain gage Weldable high-temp. foil strain gage High-temperature foil strain gage Low-temperature foil strain gage Ultra-high-elongation wire strain gage High-elongation foil strain gage Noninductive foil strain gage Shielded foil strain gage Oil bending strain gage Oil strain gage with protector Embedded foil strain gage for plastics Temperature gage Rack gage	01S: 0.15mm 02N: 0.2mm 02: 0.2mm 03: 0.3mm 05: 0.5mm 1N: 1mm 1: 1mm 1.5: 1.5mm 2N: 2mm 2: 2mm 3: 3mm 4N: 4mm 4: 4mm 5: 5mm 6: 6mm 7: 7mm 9: 9mm 10: 10mm 20: 20mm 30: 30mm 60: 60mm 70: 70mm 80: 80mm 120: 120mm	50: 50Ω 60: 60Ω 120: 120Ω 200: 200Ω 350: 350Ω 500: 500Ω 1K: 1000Ω 2K: 2000Ω 10K: 10000Ω	A1: Uniaxial, leads at one end (KC, KTB gages) A9: Uniaxial, leads at one end (KLM gage) C1: Uniaxial, leads at one end (foil gage) C2: Uniaxial 90°, lead at both ends C3: Uniaxial 0°, lead at both ends C9: Uniaxial, leads at one end (KFN gage) C11: Uniaxial, 2-element, 1mm thick (KFF gage) C12: Uniaxial, 2-element, 2mm thick (KFF gage) C15: Uniaxial right 45°, for shearing strain, leads at one end C16: Uniaxial left 45°, for shearing strain, leads at one end C20: Uniaxial, leads at a side (for bolt axial tension) D1: Biaxial 0°/90°, lead at both ends D2: Biaxial 0°/90°, lead at both ends (for torque) D3: Triaxial 0°/90°/45°, lead at both ends, plane arrangement D4: Triaxial 0°/120°/240°, plane arrangement D6: Quadradial 0°/90°/150° D9: Uniaxial 5-element 90° D16: Biaxial 0°/90° stacked rosette, round base D17: Triaxial 0°/90°/45° stacked rosette, round base D19: Uniaxial 5-element 0° D20: Biaxial 0°/90° (KFN gage) D22: Triaxial 0°/90°/45°, plane arrangement D25: Triaxial 0°/90°/45°, plane arrangement D28: Triaxial 0°/135°/60°, plane arrangement (for boring) D29: Biaxial 0°/90°, leads at one end, plane arrangement D30: Triaxial 0°/90°/45°, leads at one end, plane arrangement D31: Biaxial 0°/90°, leads at one end (for torque) D39: Biaxial 5-element 0°/90° E3: Uniaxial, lead at both ends (semiconductor gage) E4: Uniaxial, leads at one end (semiconductor gage) E5: Uniaxial, lead at both ends with no base (semiconductor gage) F2: Uniaxial 2-element (semiconductor gage) F3: Biaxial 0°/90° (semiconductor gage) G4: Uniaxial, leads at one end (KH-G4) G8: Uniaxial active/dummy 2-element, Inconel (for KHC) G9: Uniaxial active/dummy 2-element, SUS (for KHC) G10: Uniaxial (for KCW) G11: Uniaxial (for KHCD) G12: Uniaxial active/dummy 2-element (for KHCS) G13: Uniaxial active/dummy 2-element (for KHCK) G14: Biaxial 4-element full-bridge (for KCW) G15: Uniaxial active/dummy 2-element (for KHCM) H1: Uniaxial (for KM-30) H2: Uniaxial (for KM-120) H3: Uniaxial 4-sheet full-bridge (for KMP) H4: Uniaxial (for KMC) H5: Uniaxial with T thermocouple (for KMC) J1: Uniaxial (for KFS)

- ▶ Estudos de materiais alternativos para base, associados especificamente com geogrelha. Os resultados práticos das deformações das camadas da superestrutura indicaram que a geogrelha tem uma eficiência melhor que o geotêxtil.
- ▶ Estudos detalhados para verificação dos defeitos que geraram uma pequena vida útil de alguns sensores. Alguns defeitos foram detectados e registrados neste projeto para que sirva de parâmetros e referências para estudos futuros.

- ▶ Estudos específicos para a determinação dos esforços de tração nas camadas de pavimento, fundamentais em estudos de fadiga de pavimentos. Nos resultados dos sensores, foram constatados esforços de tração nas camadas do pavimento com a passagem do caminhão no teste de carga dinâmica.
- ▶ Estudos detalhados dos *strain gages* em várias posições de trabalho. Uma das preocupações na análise dos dados adquiridos dos *strain gages* foi sua confiabilidade e as possíveis interferências nos resultados. O *strain gage* utilizado foi do tipo axial trabalhando na posição horizontal e vertical. Na instalação em campo, os sensores podem ficar em condições inclinadas na transversal ou longitudinal em relação à camada e/ou sentido do tráfego (Figura 5.11), o que poderá influenciar a resposta do sensor sob carregamento.

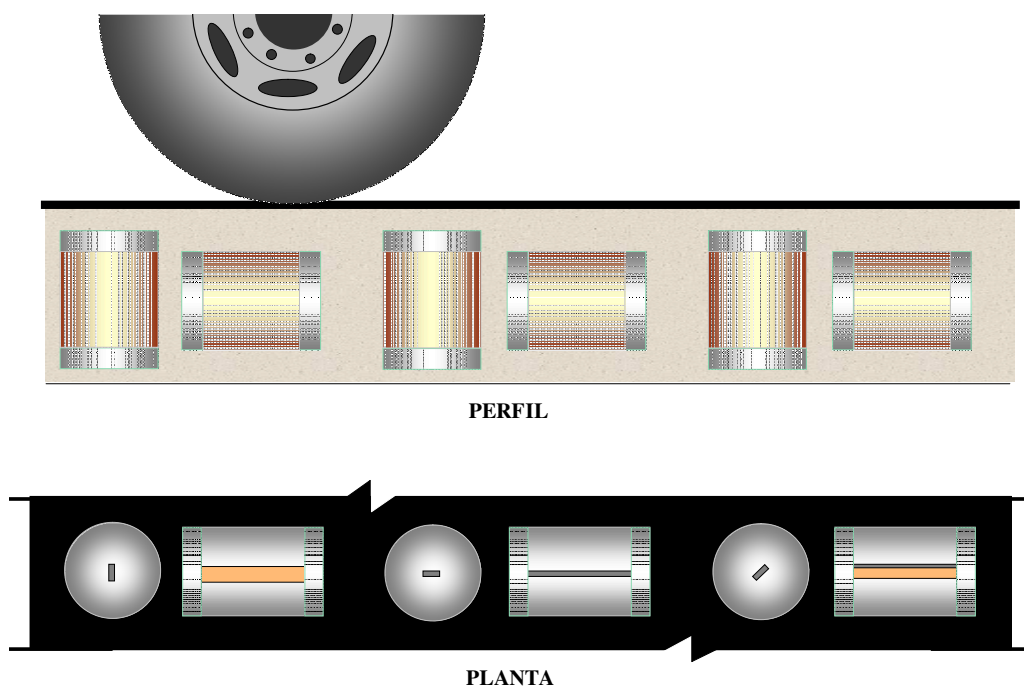


Figura 5. 11 – Variação da posição de instalação dos sensores na pista

- ▶ Acompanhamento do estado futuro da rodovia para verificação do comportamento do trecho experimental ao tráfego em relação à rodovia como um todo, com ensaios periódicos com viga benkelman e geogauge e comparação com os resultados obtidos neste trabalho.

- ▶ Substituição dos sensores danificados no trecho estudado para continuidade da coleta de dados e monitoramento do trecho experimental por longo período.
- ▶ Estudos específicos para verificação da eficiência do geotêxtil em camadas do pavimento para atenuar vibrações induzidas por tráfego. Nos ensaios com geogauge, que utiliza vibração como mecanismo de medição do módulo de elasticidade, observou-se que, nas seções que apresentavam geotêxtil sobre a base, o aparelho registrou uma menor rigidez do pavimento (Figura 5.12). Esta situação resultou de um efeito importante de absorção das vibrações pelo geotêxtil, mascarando a aferição da rigidez da camada.

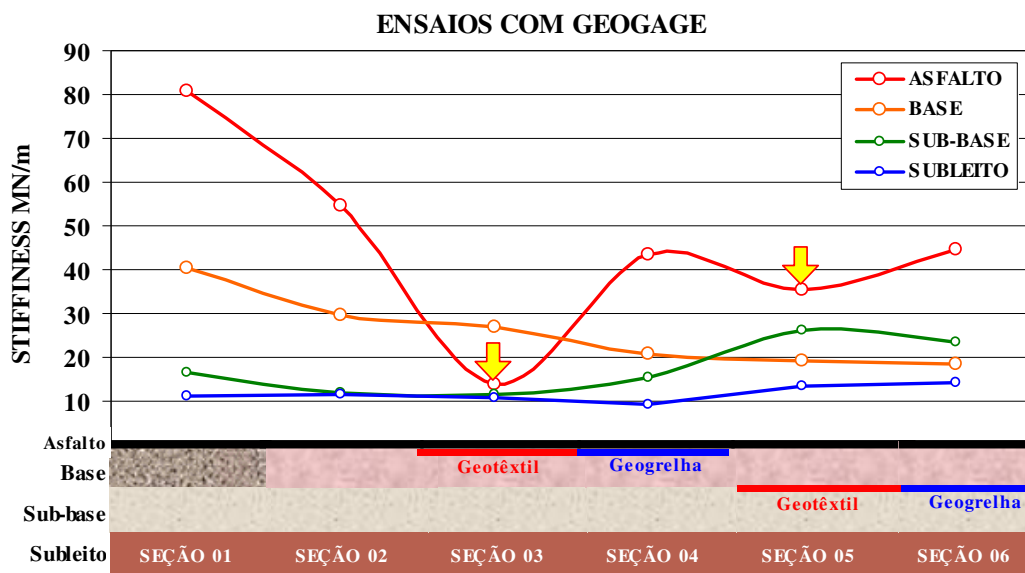


Figura 5. 12 – Resultados do Geogauge mostrando variações de rigidez das camadas (presença do reforço em geotêxtil nas seções 03 e 05)

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT (1981). Limite de Plasticidade – NBR7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ABNT (1984). Determinação do Peso Específico dos Grãos – NBR6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1984a). Solo – Análise Granulométrica – NBR7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- ABNT (1984b). Solo – Determinação do Limite de Liquidez – NBR6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1986). Preparação das Amostras – NBR6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1986a). Solo – Ensaio de Compactação – NBR7182. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- ABNT (1986b). Determinação da Massa Específica Aparente, “in situ”, com Emprego de Frasco de Areia – NBR7185. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 7p.
- ABNT (1987). Solo – Índice de Suporte Califórnia – NBR9895. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 14p.
- ALBERNAZ, C.A.V. (1997). Método Simplificado de Retroanálise de Módulos de Resiliência de Pavimentos Flexíveis a partir da Bacia de Deflexão. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.
- CERATTI, J.A. (1993). Equipamento para teste acelerado de pavimentos. COPPEGEO/93. Simpósio Geotécnico Comemorativo dos 30 anos da COPPE - UFRJ, Rio de Janeiro/1993, pp. 369 - 382.
- DNER (1994) Medidas de deflexões no pavimento através da viga Benkelman – ME 24-95. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Normas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, 6p.

- DNER (1994). Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – PRO 175/94. MT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, Rio de Janeiro, RJ, 11p.
- DNER. (1960). Manual de Pavimentação vol. 1, Rio de Janeiro, RJ, 180p. 220
- DNER. (1994). Determinação da Massa Aparente *in situ* com Emprego do Frasco de Areia –ME 092/94. MT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Normas Rodoviárias, Rio de Janeiro, RJ, v.1, 5p.
- DNIT (2002). Manual de Pavimentação. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico – IPR/DNER, 320 p. DNIT. Transporte nos Estados (www.dnit.gov.br). Homepage do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, Brasília, DF.
- FERNANDES, G. (2005). Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados à Geossintéticos. Tese de Doutorado, UnB. Brasília/ DF.
- FERNANDES, G., GOMES, R. C., PALMEIRA, E. M. (2002). Caracterização Tecnológica de Resíduos de Mineração de Ferro. 8º Congresso de Engenharia Civil, UFJF, Juiz de Fora, MG, 1: 254-265. 221
- FERNANDES, G., GOMES, R. C., PALMEIRA, E. M. (2004). Caracterização tecnológica de resíduos de mineração de ferro utilizados em sistemas de infraestrutura viária, 35º RAPv, Rio de Janeiro, RJ, 3: 175-185.
- FERNANDES, G., GOMES, R. C., RIBEIRO, L. F. M., PALMEIRA, E. M., PEREIRA, R. A. (2004). Comportamento Geotécnico de Misturas Solo-Resíduos de Minério de Ferro para utilização em pavimentos, 35º RAPv, Rio de Janeiro, RJ, 3: 110-120.
- FERNANDES, G., GOMES, R. C., RIBEIRO, L. F. M., PALMEIRA, E. M., PEREIRA, R. A. (2004). Estudos de resíduos de minério de ferro para utilização em pavimentos, ICTR, Curitiba, PR, 4: 305-314.
- GOMES, R. C. (1993). Parâmetros de Projetos em Estruturas de Solos Reforçados com Geotêxteis. Revista Solos e Rochas, 16, v. 4, p. 267 - 278, São Paulo.
- GOMES, R. C. (1992). Ensaio de Tração em Materiais Têxteis e Plásticos. Relatório de Geossintéticos em Geotecnia – Geossintéticos’1999, 157-165. 222

- GOMES, R. C. (1993). Interação Solo-reforço Mecanismos de Ruptura em solos Reforçados. Geossintéticos em Estruturas de Solo Reforçado. III Simpósio Brasileiro de Geossintéticos Sobre Aplicações.
- GOMES, R. C. e MARTINS, C. C. (2003). *Design of Geotextile Reinforced Structures with Residual Soils and Mining Residues in Highway Applications in Brazil*. In: Proc. XII Pan American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Massachussetts, EUA.
- GONÇALVES, F. J. P., & CERATTI, J. A P. (2002) Instrumentação de Pavimentos Flexíveis. In: XII Panamerican Traffic & Transport Engineering Conference. Quito.
- GUIMARÃES, R. C., CAMAPUM DE CARVALHO, J., FARIAS, M. M. (1997). Contribuição ao estudo da utilização de solos finos em pavimentação. 1º simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, ABPv, Rio de Janeiro, RJ, 2: 469-477.
- MEDINA, J. (1997). Mecânica dos Pavimentos. Editora UFRJ, Rio de Janeiro.
- MEDINA, J., MOTTA, L. & CASTRO, F. J. C. (1986). Avaliação de um trecho experimental de solo-cal na RJ-116. 21ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Salvador, BA, 2: 303-317.
- NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1985). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 1: 30-41.
- NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1980). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos.
- NOGAMI, J. S., & VILLIBOR, D. F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. Vilibor, São Paulo, SP, 213p.
- PINTO, S. e PREUSSLER, E. (2002). Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Editora Copiarte, 2ª edição, Rio de Janeiro, RJ, 260p.
- PINTO, S., NARDI, J. E MARCON, A. (1977) Misturas do Tipo Areia-Cal-Cinzas Volantes. Pista Experimental de Santa Catarina, 13ª Reunião Anual de Pavimentação, Curitiba/PR.

- REZENDE, L. R. (1999). Técnicas Alternativas para a Construção de Bases de Pavimentos Rodoviários. Dissertação de Mestrado, UnB. Brasília / DF.
- SANTANA, H. & GONTIJO, P. R. A. (1987). Os Materiais Lateríticos na Pavimentação de Baixo Custo no Brasil. ABPv – 22a Reunião Anual de Pavimentação, Maceió, 2: 850-899.
- SILVA, C. A. R. (1999). Controle Deflectométrico na Execução de Camadas de Pavimento. 3º SINAPRE, Belém, PA, 18p.
- SOUZA, M. L. (1980). Pavimentação Rodoviária. IPR / DNER. Rio de Janeiro / RJ.
- TABATABAEE, N., AL-QADI, I. L., SEBAALY P. E. (1992) *Field Evaluation of Pavement Instrumentation Methods - Journal of Testing and Evaluation*, Vol. 20, No 2, pp. 144 – 151.