



ANÁLISE DE TENSÕES EM PAVIMENTOS A PARTIR DE MODELO FÍSICO
INSTRUMENTADO

Carlos Filipe Santos Correia e Silva

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

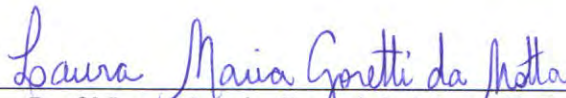
Rio de Janeiro
Dezembro de 2014


ANÁLISE DE TENSÕES EM PAVIMENTOS A PARTIR DE MODELO FÍSICO
INSTRUMENTADO

Carlos Filipe Santos Correia e Silva

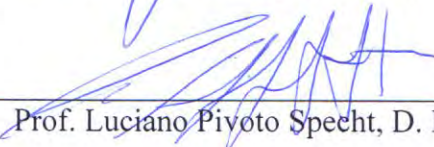
DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:


Prof.^a Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.


Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão, Ph.D.


Prof. Antônio Carlos Rodrigues Guimarães, D. Sc.


Prof. Luciano Pivoto Specht, D. Eng.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 2014

Silva, Carlos Filipe Santos Correia e

Análise de Tensões em Pavimentos A Partir de
Modelo Físico Instrumentado/ Carlos Filipe Santos
Correia e Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2014.

XIII, 142 p.: il.; 29,7 cm.

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de
EngenhariaCivil, 2014.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Referências Bibliográficas: p. 125-130.

1. Mecânica dos Pavimentos. 2. Instrumentação. 3.
Análise de Tensões. I. Motta, Laura Maria Goretti da. II.
UniversidadeFederal do Rio de Janeiro, COPPE,
Programa de EngenhariaCivil. III. Título

À minha “super” mãe, Odete,
e à minha querida Andrea, dedico este trabalho.

AGRADECIMENTOS

Não tenho o dom do poeta Saulo Rocha, mas tentarei expressar aqui meus sinceros agradecimentos aos que contribuíram para a realização desta dissertação

À profa. Laura pela oportunidade, pela orientação e pelas “dicas nutritivas” de fim de tese.

Ao Prof. Antônio Guimarães, do IME, pelo empréstimo do LWD.

Ao corpo técnico do laboratório de pavimentos: Marcos, pelos conselhos; Mari pelas conversas; Álvaro pelos contos e peças; e à Máfia do solo, porque sem estes não haveria “zueira”, mas também não haveria “Tanque-teste”.

Ao Ricardo Gil, por me “safar” na parte elétrica, ao “Sid” pela calibração do *strainingauge*; ao Otávio e ao Renan pelo ensaio de resistência à compressão simples.

Aos colegas do laboratório de pavimentos, por dividirem tempo de peneira, estufa, bandeja, e por aí vai.

Ao Abraham e ao Diego, por mesmo tendo que programar a agenda da estufa, sempre tiveram tempo para um açaí e um suco de laranja.

À República Farinha & Chimarrão, para vocês um obrigado é pouco, então Obrigado, Obrigado, Obrigado.

Aos meus amigos e familiares por estarem sempre presentes, especialmente os meus pais e minha namorada.

Ao CNPq pela bolsa de estudos.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE DE TENSÕES EM PAVIMENTOS A PARTIR DE MODELO FÍSICO INSTRUMENTADO

Carlos Filipe Santos Correia e Silva

Dezembro/2014

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Esta dissertação apresenta uma comparação entre as respostas estruturais calculadas e medidas em um pavimento semirrígido. Relata-se a construção de um modelo físico de pavimento semirrígido, em verdadeira grandeza, e a sua instrumentação com células de pressão total e *strain-gauges*. As respostas medidas durante o carregamento repetido do modelo, realizado por um sistema pneumático, estão na mesma ordem de grandeza que as respostas calculadas pelos softwares AEMC e EFIN3D. Estas respostas mostram que a tensão vertical diminui com o aumento da profundidade e que as paredes do tanque, onde foi construído o modelo físico, influenciam nas respostas estruturais deste pavimento semirrígido. Apresenta-se e discute-se os resultados de uma avaliação defletométrica, com FWD, no pavimento semirrígido real, localizado no terminal rodoviário do BRT TransCarioca na ilha do Fundão, Rio de Janeiro.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

PAVEMENTS STRESS ANALYSIS FROM AN INSTRUMENTED PHYSICAL
MODEL

Carlos Filipe Santos Correia e Silva

December/2014

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This work presents a comparison of the calculated structural responses and structural responses measured in a semi-rigid pavement. It is reported the construction of a physical model of semi-rigid pavement, true to scale, and its instrumentation with total pressure cells and strain gauges. The responses measured during cyclic loading model, carried out by a pneumatic system, are in the same order of magnitude as the responses calculated by AEMC and EFIN3D. These results show that the vertical stress decreases with increasing depth and the walls of the tank, where the physical model is built, do influence the structural response. A FWD survey campaign is presented and discussed. This survey was carried on the real semi-rigid pavement, located at the bus terminal of BRT TransCarioca on the island of Fundão in Rio de Janeiro.

SUMÁRIO

1.INTRODUÇÃO	1
2.REVISÃO DE LITERATURA	4
2.1 ANÁLISE DE TENSÕES EM PAVIMENTO FLEXÍVEL	4
2.2 INSTRUMENTAÇÃO DE PAVIMENTOS	13
2.2.1 Medidas de deformações e deslocamentos	16
2.2.2 Medidas de forças e tensões	21
2.2.3 Medidas de condições ambientais	27
2.3 MODELOS FÍSICOS DE PAVIMENTOS	29
2.3.1 Modelo físico da COPPE/UFRJ	30
2.3.2 Outros modelos físicos no Brasil	34
3. MATERIAIS E MÉTODOS	39
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	39
3.2 ESTRUTURA DO PAVIMENTO TESTADO	39
3.3 MATERIAIS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO	40
3.3.1 Subleito	40
3.3.2 Sub-base	46
3.3.3 Base	49
3.3.4 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)	54
3.3.5 Camada de ligação	56
3.3.6 Camada de Rolamento	58
3.4 O MODELO FÍSICO	60
3.5 INSTRUMENTOS	63
3.5.1 Time Domain Reflectometer (TDR)	63
3.5.2 Células de Pressão Total	64
3.5.3 Strain gauge	67
3.5.4 Linear Variable Differential Transformer (LVDT)	67
3.5.5 Layout da Instrumentação	68
3.6 CONSTRUÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO FÍSICO	70
3.6.1 Subleito	76
3.6.2 Sub-base	79
3.6.3 Base	82
3.6.4 Revestimento	84

3.4.5 Comentários sobre a construção	86
3.7 ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO	87
3.7.2 Sistema de Carregamento	87
3.7.2 Sistema de controle e de aquisição de dados	89
3.7.3 Considerações sobre o ensaio cíclico	90
3.8 CÁLCULO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES	91
3.8.1 AEMC	92
3.8.2 EFIN3D	94
3.9 LEVANTAMENTO DEFLETOMÉTRICO NA ESTRUTURA REAL	97
4.RESULTADOS & DISCUSSÃO	98
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	98
4.2 MEDIDAS DURANTE O CARREGAMENTO CÍCLICO	98
4.2.1 Medidas de Umidade	99
4.2.2 Medidas de Deflexão	99
4.2.3 Medidas de Deformação específica	101
4.3 COMPARAÇÕES DAS RESPOSTAS MEDIDAS E CALCULADAS	108
4.4 LEVANTAMENTO DEFLETOMÉTRICO	113
4.4.1 Deflexões	113
4.4.2 Retroanálise	114
4.4.3 Comentários sobre o levantamento defletométrico e comparação com outras obras de pavimento semirrígido	115
4.5 ANÁLISES COMPLEMENTARES	118
4.5.1 Rigidez da BGTC	118
4.5.2 Influência das paredes	120
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	123
5.1. CONCLUSÕES	123
5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	124
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	125
ANEXOS	131

Lista de Figuras

Figura 2.1: Tensões num pavimento flexível (MEDINA & MOTTA, 2005)	4
Figura 2.2: Carregamento circular axissimétrico num sistema de duas camadas	6
Figura 2.3:Ábaco para cálculo da deflexão de um sistema de 2 camadas ($v_1 = v_2 = 0,5$)7	
Figura 2.4: Incerteza relativa entre parâmetros utilizados no dimensionamento de pavimentos (NCHRP, 2004 apud FRANCO, 2007, p. 72).....	10
Figura 2.5: Tempo de carga e forma do pulso variáveis com a profundidade	11
Figura 2.6: Contornos de tensões de contato: (a) formato "n"; (b) formato "m" (De Beer et. al., 2004).....	11
Figura 2.7: Strain Gauge para revestimento asfáltico (DNIT/UFSC, 2008)	17
Figura 2.8 Posição relativa dos strain gauges na pista em Araranguá (Adaptado de DNIT/UFSC, 2008)	18
Figura 2.9: Sinal longitudinal de deformação na pista em Araranguá (OTTO <i>et al.</i> , 2012).....	19
Figura 2.10: <i>Soil compression gauge</i> envolto pelo solo (WEINMANN <i>et al.</i> , 2014).....	20
Figura 2.11: CTL SnapMDD (WEINMANN <i>et al.</i> , 2014)	21
Figura 2.12: Célula de Pressão Total (Fonte: GEOKON, 2013).....	22
Figura 2.13: Instalação de células de pressão total (adaptado de Dunicliff, 1998; GETEC, 2014).....	26
Figura 2.14: (a) Prédio onde está o Tanque-Teste; (b) Planta baixa esquemática do prédio (s/ escala).....	30
Figura 2.15: Etapas da construção do "Tanque-Teste" (SILVA, 2009)	31
Figura 2.16: Seção da estrutura de pavimento estudado por Miranda (MIRANDA, 2013)	33
Figura 2.17: Sistema de aplicação de carga no "Tanque-Teste" (MIRANDA, 2013) ...	33
Figura 2.18: Visão geral do equipamento de carregamento cíclico de grande escala e seus componentes principais (ANTUNES, 2008)	35
Figura 2.19: Caixa de ensaios da USP-SC (KAKUDA, 2010)	36
Figura 2.20: Posicionamento dos instrumentos no experimento de Kakuda (2010).....	37
Figura 3.1: Seção do pavimento testado nesta pesquisa.....	40
Figura 3.2: Curva granulométrica do solo de subleito deste estudo	41
Figura 3.3: Gráfico de classificação MCT do solo deste estudo	42
Figura 3.4: PI versus Mini-MCV do solo deste estudo	42

Figura 3.5: Curva de Compactação do solo subleito deste estudo - Proctor Normal	43
Figura 3.6: Curvas MR versus ζ_d do solo de subleito deste estudo	45
Figura 3.7: Curva granulométrica da BGS usada neste experimento	47
Figura 3.8: Curva de Compactação da BGS deste experimento – Proctor Modificada	47
Figura 3.9: Curvas MR versus ζ_3 da BGS deste experimento	49
Figura 3.10: Resistência à Compressão Simples da BGTC deste estudo @ 7 e 28 dias	51
Figura 3.11: Curva tensão-deformação de um CP de BGTC (914-2014)	51
Figura 3.12: Curvas MR versus ζ_3 da BGTC deste estudo	54
Figura 3.13: Curva Viscosidade versus Temperatura FLEXPAVE 60/85 usado neste estudo	56
Figura 3.14: Curva granulométrica do Binder	57
Figura 3.15: Curva granulométrica do SMA deste estudo (especificação TransCarioca)	59
Figura 3.16: Impermeabilização do Tanque-Teste usado nesta dissertação	60
Figura 3.17: Planta Baixa do modelo físico – medidas em cm (s/ escala)	61
Figura 3.18: Corte AA' - medidas em cm (s/ escala)	62
Figura 3.19: Corte BB' – medidas em cm (s/ escala)	62
Figura 3.20: Conjunto para monitoração de umidade usado nesta dissertação	63
Figura 3.21: Calibração dos TDRs instalados no subleito do Tanque-Teste	64
Figura 3.22: Célula de pressão total modelo 3500-2 (Adaptado de GEOKON, 2013) ..	65
Figura 3.23: Célula de pressão total modelo 3510-2 (Adaptado de GEOKON, 2013) ..	65
Figura 3.24: Calibração do NCAT versus calibração da GEOKON (Adaptado de NCAT, 2009)	66
Figura 3.25: “Curva” de calibração do strain gauge usado neste experimento	68
Figura 3.26: Planta Baixa do Modelo instrumentado	69
Figura 3.27: Corte CC' – medidas em cm (s/ escala)	69
Figura 3.28: Corte DD' – medidas em cm (s/ escala)	70
Figura 3.29: Esquema ilustrativo do procedimento de compactação (SILVA, 2009)....	72
Figura 3.30: Geogauge H-4140	73
Figura 3.31: Esquema de medidas realizadas com Geogauge neste estudo	74
Figura 3.32: Eletroduto flexível de 5/8” utilizado nesta pesquisa	75
Figura 3.33: Resultados do LWD por camada	87
Figura 3.34: Sistema de carregamento do modelo físico	88
Figura 3.35: Detalhes da placa de carregamento e da borracha	89

Figura 3.36: Tela do DefTan	90
Figura 3.37: Tela da aquisição de dados dos equipamentos desta pesquisa.....	90
Figura 3.38: Coordenadas de cálculo usada nesta pesquisa para simular o Tanque-Teste	92
Figura 3.39: Janela do programa AEMC usado neste estudo.....	94
Figura 3.40: Aba <Estrutura> do Efin3D	96
Figura 3.41: Aba <Carregamento> do EFIN3D	96
Figura 4.1: Codificação dos instrumentos usados no modelo físico desta pesquisa	98
Figura 4.2: Medidas de umidade no subleito do modelo físico do pavimento desta pesquisa	99
Figura 4.3: Bacias defletométricas médias do modelo físico sob pressão de contato de 560 kPa	100
Figura 4.4 Leituras de deformação pelo SG neste experimento.....	102
Figura 4.5: Pulsos de deformação medidos pelo SG neste experimento.....	102
Figura 4.6: Tensão vertical versus profundidade sob o eixo de carga deste experimento no tanque-teste.....	104
Figura 4.7: Sinal de Saída da C-SB.BA (Topo da sub-base, sob o eixo de carga).....	106
Figura 4.8: Sinal de saída da C-SL.SB2 (Topo do subleito, sob o eixo de carga)	107
Figura 4.9: Sinal de saída da C-SL2 (No subleito, sob o eixo de carga).....	107
Figura 4.10: Profundidade <i>versus</i> Tensões verticais calculadas e medidas neste experimento	109
Figura 4.11: Tensões verticais no topo do subleito, calculadas e medidas neste experimento	109
Figura 4.12: Comparação das bacias de deflexão calculadas e a medida neste experimento	110
Figura 4.13: Deflexões médias de um dos acessos do Terminal do BRT (sentido fundão-ilha do governador).....	113
Figura 4.14: Bacias de deflexão modelo físico e do pavimento real.....	114
Figura 4.15: Pavimento semirrígido da Rodovia Porto Alegre – Osório na década de 1970 (Fonte: Washington Pérez, 2005 – Palestra)	116
Figura 4.16: Montagem dos LVDTs para medida de deflexão na Base nesta pesquisa	119
Figura 4.17: Esquema do apoio dos LVDTs na Base e Sub-base nesta pesquisa	119
Figura 4.18: Reposicionamento do sistema de carregamento no tanque-teste para verificar o efeito das paredes na distribuição de tensões.....	120

Figura 4.19: Resposta C-PAR para diferentes posições de carregamento no tanque-teste nesta pesquisa	121
Figura 4.20: Redução de Tensão nas células do subleito e da parede no tanque-teste nesta pesquisa	121
Figura 4.21: Esquema das hipóteses do bulbo de tensões induzido pelo carregamento (a) no centro; (b) junto à parede.....	122

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, a engenharia de pavimentos vem adotando uma abordagem mais racional no dimensionamento de pavimentos flexíveis, lançando mão de modelos matemáticos para prever as respostas mecânicas do pavimento (tensões, deformações e deflexões) devido às cargas do tráfego, considerando as propriedades de deformabilidade dos materiais e os efeitos do clima no comportamento estrutural. Modelos de desempenho empíricos são ainda empregados para correlacionar as respostas mecânicas com a deterioração funcional e estrutural do pavimento. Tem-se assim um método de dimensionamento mecanístico-empírico (MEDINA & MOTTA, 2005).

Muitos métodos de dimensionamento propostos determinam as respostas mecânicas pela teoria da elasticidade linear, apesar do comportamento da maioria dos materiais de pavimentação, sob um carregamento repetido, não se adequar às premissas desta teoria, como é o caso dos solos e do concreto asfáltico. A escolha da solução da elasticidade linear é feita porque: i) os parâmetros necessários para a análise podem ser facilmente obtidos com os recursos disponíveis em laboratórios; ii) permite a consideração do efeito de todo o espectro do tráfego; iii) pode ser utilizada com um grau de confiança razoável, principalmente quando o pavimento tem espessas camadas asfálticas ou camadas cimentadas. Mas em um pavimento real, as cargas são transientes, o solo e os materiais granulares têm relações tensão-deformação fortemente não lineares e influenciadas por uma vasta gama de variáveis e o revestimento asfáltico tem propriedades que são sensíveis à taxa de deformação e à temperatura (FRANCO, 2007).

Uma ferramenta para melhorar a análise e o dimensionamento de pavimentos é a instrumentação das camadas. Realizam-se medidas de tensões, deformações e deflexões na estrutura do pavimento e comparam-se estas com as calculadas, assim se valida a teoria de cálculo utilizada, uma vez que a determinação dos esforços é o ponto de partida de um dimensionamento.

Torna-se cada vez mais comum encontrar, nas comunidades acadêmicas e nos departamentos de estradas e órgãos reguladores, estudos voltados à análise de estruturas por meio da instrumentação com sensores eletrônicos. Nesta abordagem experimental, os objetivos são encontrar os coeficientes que alimentam os modelos teóricos, o que

contribui para o aprimoramento das técnicas e tecnologias de execução e controle dos materiais (DNIT/UFSC, 2007).

Ao se instrumentar um pavimento podem-se medir tensões, deformações, deslocamentos, temperatura, umidade, etc. Estas medidas (dados) têm duas principais aplicações: i) a validação das teorias de cálculo, ao comparar os parâmetros medidos com os calculados, como é o caso da tensão vertical no topo do subleito; ii) a monitoração do desempenho dos pavimentos ao se observar como determinado parâmetro evolui ao longo do tempo, por exemplo, a medida de deflexões no revestimento em várias épocas do ano (YIN, 2007).

No Brasil ainda são poucas as experiências de instrumentação de pavimentos comparadas a outras obras geotécnicas, mas esta prática tem crescido nos últimos anos devido ao desenvolvimento de vários equipamentos mais eficientes, com a possibilidade de aquisição de dados de forma automática com armazenamento e posterior análise, além da necessidade de se aprimorarem os métodos de dimensionamento.

Esta dissertação trata o tema de instrumentação de pavimentos e visa contribuir para aumentar o banco de dados de medidas feitas no país, embora em nível de laboratório.

O objetivo geral da pesquisa é analisar o comportamento mecânico de um pavimento rodoviário, por meio de medições de tensões e deformações num modelo físico em escala de verdadeira grandeza, e comparação dos valores medidos com valores calculados por programas de cálculo automático.

Para o cumprimento do objetivo geral desta pesquisa cumpriram-se as seguintes etapas de desenvolvimento deste estudo:

- Construção de uma estrutura de um pavimento asfáltico, similar a uma estrutura real, no modelo físico do laboratório de Geotecnia/Pavimentos da COPPE;
- Caracterização dos materiais utilizados na construção da estrutura, os mesmos da condição real e do modelo físico;
- Instrumentação da estrutura construída com instrumentos de medidas de tensão e deformação;
- Realização e monitoração de aplicações de carga repetida na estrutura construída;

- Medição das tensões e deformações na estrutura durante a aplicação de carga repetida;
- Cálculo das tensões e deformações na estrutura com os programas desenvolvidos por Franco (2007) e comparação com os valores medidos.

Esta dissertação está estruturada em cinco capítulos, sendo o primeiro esta introdução e os seguintes apresentam as partes necessárias para encaminhar as conclusões do experimento, assim distribuídas:

Capítulo 2 – consta da revisão da literatura sobre instrumentação e análise de tensões em pavimentos.

Capítulo 3 – apresentam-se os materiais utilizados nas camadas do pavimento, os instrumentos utilizados nas medições e os métodos para construção e instrumentação do modelo físico, além dos programas de cálculo usados nesta dissertação.

Capítulo 4 – apresentam-se e discutem-se os resultados do carregamento cíclico realizado no modelo físico.

Capítulo 5 – apresentam-se as conclusões retiradas a partir do experimento e propõem-se novos caminhos de pesquisa.

Também são apresentados em anexo os resultados dos ensaios triaxiais e MCT do solo do subleito.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 ANÁLISE DE TENSÕES EM PAVIMENTO FLEXÍVEL

A passagem de um veículo sobre um terreno induz tensões no interior da massa de solo devido à transferência do seu peso pelas rodas, provocando deformações que acabam tornando a superfície irregular, e até mesmo imprópria para o tráfego de veículos. Portanto, o pavimento é uma estrutura de engenharia construída em cima da superfície do terreno (subleito) para atenuar as tensões induzidas pelos rodados e conseqüentemente as deformações na massa de solo, fazendo com que o tráfego de veículos seja feito sob uma superfície apropriada e de forma econômica e segura.

O pavimento, assim como outras estruturas de engenharia, deve ser projetado para suportar as ações que irão solicitá-lo ao longo da sua vida de projeto. A estrutura de um pavimento é modelada como uma estrutura em camadas, submetida a carregamentos superficiais. O cálculo dos esforços nesta estrutura pode ser realizado por meio da teoria da elasticidade, a partir da caracterização da estrutura e dos materiais, aí incluídas as espessuras das camadas, as propriedades elásticas dos diversos materiais; e a caracterização do tráfego atuante, discriminando os tipos de eixos e as cargas destes (MEDINA & MOTTA, 2005).

A experiência vem demonstrando que os pavimentos flexíveis, na composição clássica de base granular e revestimento de concreto asfáltico, rompem por: dano à fadiga, devido às deformações de tração na fibra inferior do revestimento; e/ou por deformação permanente, devido ao acúmulo de deformações plásticas nas camadas, principalmente no subleito. Então, ao se projetar um pavimento deve-se determinar o estado de tensões e de deformações atuantes (Fig. 2.1), e compatibilizá-lo com o estado de tensões e deformações admissíveis para uma determinada vida de projeto, este é o objetivo da Mecânica dos Pavimentos.

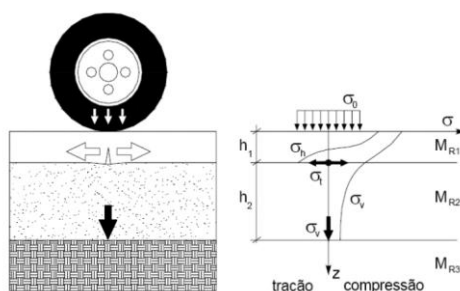


Figura 2.1: Tensões num pavimento flexível (MEDINA & MOTTA, 2005)

O estudo do efeito de cargas sobre um terreno foi iniciado pelo matemático francês Boussinesq, que em 1885 formulou um conjunto de equações para o cálculo de tensões e deformações em um meio semi-infinito, linear, elástico, homogêneo e isotrópico submetido a um carregamento pontual. As formulações de Boussinesq foram utilizadas nos estudos teórico-experimentais realizados pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE) resultando em três aplicações importantes: i) extrapolações das curvas de dimensionamento empírico de pavimentos flexíveis; ii) cálculo da carga de roda equivalente para trens-de-pouso de configurações complexas; iii) desenvolvimento de expressões matemáticas para as curvas de dimensionamento baseadas no *California Bearing Ratio* (CBR) do subleito. Medina & Motta (2005) apresentam um resumo destas aplicações.

A partir da teoria de Boussinesq, Donald Burmister procurando resolver problemas que se apresentavam nos cálculos de fundações e de pavimentos de aeródromos, apresentou em 1943 a solução para determinar tensões e deformações em sistemas de duas camadas (Fig. 2.2), com base nas seguintes hipóteses (MEDINA & MOTTA, 2005; FRANCO, 2007):

- a) a carga aplicada é estática, uniformemente distribuída em uma área circular, e o contato é flexível, então as deflexões no centro da área carregada são maiores do que nas bordas;
- b) a superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada e nesta área só ocorrem tensões normais, mas a grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
- c) as camadas são homogêneas, isotrópicas e constituídas por materiais linearmente elásticos, portanto é válida a lei de Hooke;
- d) as camadas não têm peso e são ilimitadas na direção transversal, com espessura finita, à exceção da camada inferior que tem espessura infinita e, portanto, é uma camada semi-infinita; e
- e) se as camadas estão completamente aderidas umas às outras, aparecem tensões cisalhantes na interface e os deslocamentos horizontais na interface são os mesmos para as duas camadas. Se não há aderência entre as camadas, ou seja, há deslizamento, os deslocamentos horizontais são diferentes. Pelas condições de

equilíbrio e continuidade a tensão vertical e os deslocamentos verticais na interface são os mesmos para as duas camadas.

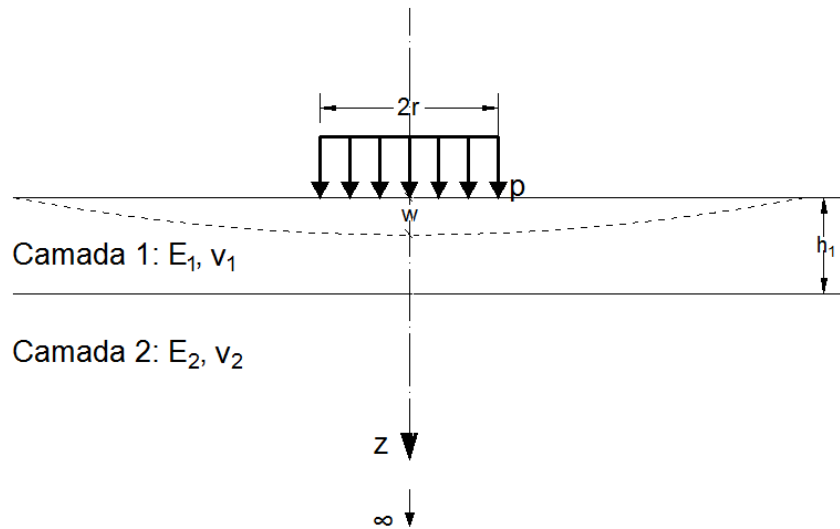


Figura 2.2: Carregamento circular axissimétrico num sistema de duas camadas

A solução apresentada pelo Prof. Burmister mostra que a razão entre os módulos das camadas é um fator importante na deformabilidade da estrutura, por exemplo: no caso de uma estrutura de duas camadas quanto maior a razão entre o módulo da primeira camada e o módulo da segunda camada (E_1/E_2) menor a deflexão (w) no centro da área flexível de carregamento, calculada pela equação 2.1., pois menor é o fator de deflexão (F_w) obtido no ábaco elaborado por Burmister (Fig. 2.3).

$$w = \frac{1,5p \cdot r}{E_2} \cdot F_w \quad (2.1)$$

onde:

w é a deflexão da superfície no centro do carregamento (m);

p é a pressão de contato do carregamento circular (MPa);

r é o raio do carregamento (m);

E_2 é o módulo elástico da camada do subleito (MPa);

F_w é o fator de deflexão e é função de r/h_1 e E_1/E_2 .

As tensões verticais no topo da segunda camada também decrescem com o aumento da razão E_1/E_2 , pois quando a camada superior é muito menos deformável se comporta como uma laje, que distribui as tensões lateralmente. Este efeito de laje se faz à custa de tensões de tração na camada superior (PINTO, 2006).

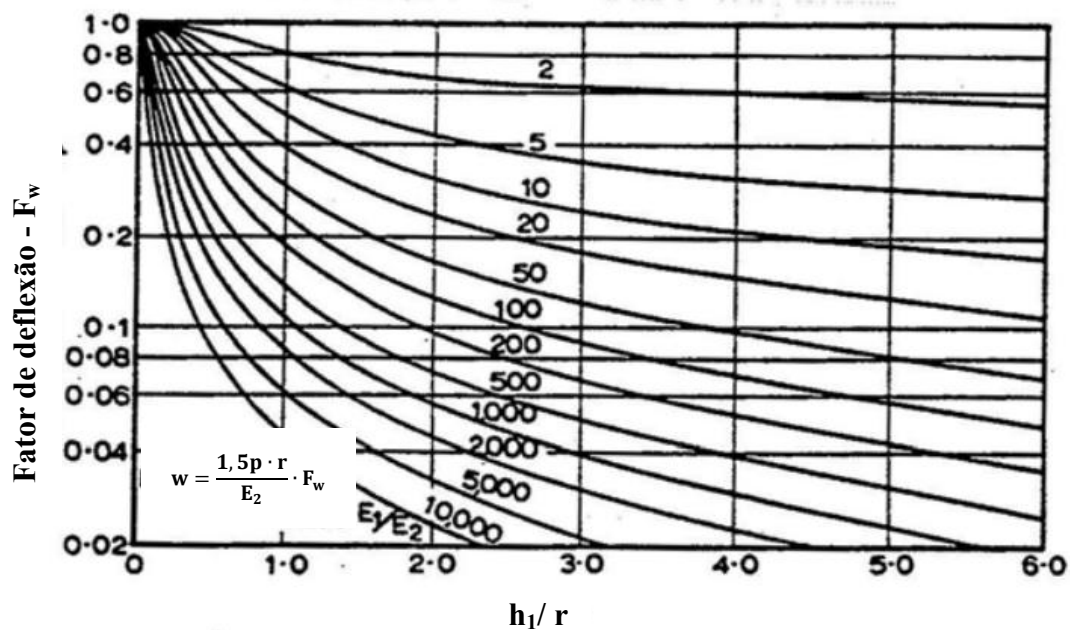


Figura 2.3: Ábaco para cálculo da deflexão de um sistema de 2 camadas ($\nu_1 = \nu_2 = 0,5$)
(Adaptado de Burmister, 1945 apud Poulos & Davis, 1974)

No final da década de 1940, o pesquisador L. Fox, usando o método de Burmister, calculou e tabulou as tensões verticais e radiais para várias profundidades ao longo do eixo vertical de um sistema de duas camadas. As tensões foram expressas como porcentagem do carregamento circular uniformemente distribuído na superfície, e foram calculadas para uma ampla faixa de razões r/h_1 e E_1/E_2 . Os coeficientes de Poisson foram tomados como 0,5 em ambas as camadas (HARR, 1966).

Posteriormente, Acum & Fox (1951) apresentaram tabelas que permitiam determinar as tensões verticais e radiais ao longo do eixo de simetria do carregamento nas interfaces entre as camadas, estando elas totalmente aderidas, para um sistema de três camadas. As variáveis: raio do carregamento; espessura das duas camadas superiores; e módulo de elasticidade das três camadas foram combinadas em 4 parâmetros independentes. Em 1962 este trabalho foi expandido para outros valores dos parâmetros e outras condições de aderência em tabelas, por Jones, e em ábacos, por Peattier (MEDINA & MOTTA, 2005).

Uma compilação das equações, gráficos e tabelas para o cálculo das respostas estruturais em sistemas de duas e três camadas pode ser encontrada no livro de Poulos & Davis (1974). Também é apresentada, neste livro, a clássica solução de Boussinesq.

Todas estas soluções apresentadas até aqui foram desenvolvidas aplicando a teoria das camadas elásticas e, apesar das limitações inerentes às hipóteses de cálculo e aos métodos matemáticos da época, estas soluções tiveram ampla difusão e utilização, permitindo modelar os pavimentos asfálticos. Na década de 1970, surgiram os primeiros programas computacionais de cálculo, o que levou a uma economia de tempo nos cálculos, além de eliminar algumas limitações tais como: a consideração de estruturas com mais do que três camadas, relações de módulos diferentes das tabeladas sem interpolações e coeficientes de Poisson variáveis.

Com a disponibilidade de computadores mais modernos e o desenvolvimento da informática, diversos programas de computador têm sido desenvolvidos para o cálculo de tensões e deformações em estruturas de camadas elásticas. Franco (2007), na apresentação dos programas de cálculo desenvolvidos por ele, faz menção a vários outros programas e aos diferentes algoritmos utilizados em cada um, e destaca dois métodos de cálculo, também comentados por outros autores:

- 1) o cálculo analítico pela teoria de Burmister, que adota as hipóteses de Burmister e, portanto, os algoritmos de cálculo se baseiam nas equações de Burmister em que a solução é matematicamente exata. Também permite a consideração de múltiplos carregamentos, aplicando o princípio da superposição. Mas, devido às hipóteses adotadas, é difícil considerar condições de contorno complexas, assim como modelos constitutivos que não sejam elásticos (Franco, 2007; Maina *et al.*, 2008); e
- 2) o cálculo pelo Método dos Elementos Finitos (MEF), que consiste na divisão do domínio do problema em elementos – cujo comportamento pode ser formulado em função de sua geometria e propriedades – conectados apenas em alguns pontos através dos quais os elementos interagem. Este método permite a solução de sistemas em camadas com condições de contorno mais complexas do que as assumidas por Burmister, aproximando o modelo geométrico das condições reais de campo, por meio de modelagem tridimensional. Além de comportamento elástico, permite também a consideração de outros modelos constitutivos (Franco 2007; Maina *et al.* 2008; Coutinho *et al.*, 2009).

Algumas hipóteses são comuns a quase todos os métodos até hoje desenvolvidos, além de sua base na teoria da elasticidade. Por exemplo, a carga de roda aplicada é, em geral, tratada como um carregamento estático, deixando-se a consideração dos efeitos

dinâmicos para serem embutidos nos módulos de elasticidade dos materiais das camadas, desde que estes sejam determinados em condições similares ao carregamento que ocorre no campo. Este procedimento estático equivalente é razoável, na medida em que os efeitos inerciais têm pequena influência, para as velocidades usuais e para as irregularidades comumente existentes nas vias. A razão disto está na massa elevada do pavimento, cuja frequência de ressonância é muito diferente das frequências associadas às cargas móveis dos veículos (PINTO & PREUSSLER, 2010).

A consideração dos efeitos dinâmicos nas propriedades elásticas dos materiais faz com que o módulo de elasticidade seja substituído pelo módulo de resiliência (MR). O conceito de resiliência foi desenvolvido por Francis Hveem, em 1955, ao defender a hipótese de que os pavimentos asfálticos (“flexíveis”) trincavam devido à repetição de pequenas deformações elásticas (deformações resilientes) nas camadas subjacentes. O termo resiliência foi adotado para que se entendesse que os deslocamentos nos pavimentos, sob a ação de cargas cíclicas, são muito maiores do que os que ocorrem em sólidos elásticos que compõem estruturas usuais de engenharia (MEDINA & MOTTA, 2005).

Os ensaios de cargas repetidas procuram reproduzir as condições de campo a partir de frequências e tempos de pulso do carregamento relacionados ao volume de tráfego e à velocidade do veículo, respectivamente. Para solos e britas, o MR é determinado no ensaio triaxial de carga repetida, mantendo-se a tensão confinante constante e medindo-se as deformações resilientes provocadas pela aplicação de uma tensão desvio pulsante. Para misturas asfálticas, o MR é determinado no ensaio de compressão diametral a certa temperatura e frequência de aplicação de carga. Medina & Motta (2005) apresentam uma explicação detalhada sobre os procedimentos destes ensaios, a interpretação dos seus resultados e a aplicação destes na prática de engenharia.

O MR é uma propriedade utilizada tanto no método analítico como no MEF, uma vez que ambos os métodos buscam resolver um sistema de equações diferenciais que satisfazem as condições de contorno e se baseiam na teoria da elasticidade. Portanto, é importante que seja avaliado o compromisso entre o rigor analítico dos cálculos e as considerações realizadas na definição e escolha dos parâmetros dos materiais, visto que existe uma grande diferença de tempo computacional entre os métodos (FRANCO, 2007). Segundo o NCHRP (*apud* Franco, 2007, p. 72), a incerteza nos modelos de

resposta do pavimento é muito pequena, independente de qual método seja utilizado, quando comparada à incerteza de outras variáveis do problema do dimensionamento, tais como os parâmetros de entrada da análise e os modelos de danos (Fig. 2.4).

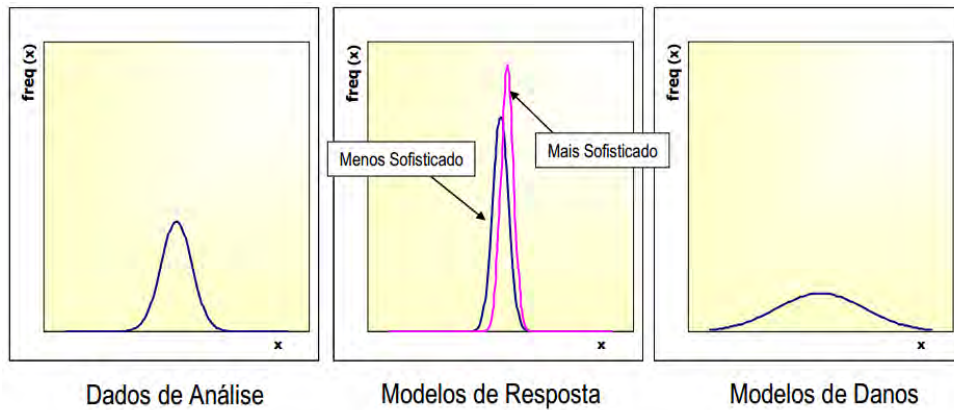


Figura 2.4: Incerteza relativa entre parâmetros utilizados no dimensionamento de pavimentos (NCHRP, 2004 apud FRANCO, 2007, p. 72)

Uma das incertezas nos parâmetros de entrada é o tráfego (velocidade, carga do eixo e pressão de inflação do pneu). Ora, sendo o pavimento solicitado por cargas transientes é de se esperar que a variação na velocidade dos veículos influencie de algum modo a resposta da estrutura. Tal fato foi demonstrado por Medina & Motta (1995) que apresentaram um estudo do tempo de aplicação do pulso de carga em pavimentos. O tempo de pulso foi definido como o tempo necessário para que a tensão vertical em determinado ponto fosse reduzida para 10% do valor máximo, sendo esta redução função da distância percorrida pelo veículo. Os autores calcularam o tempo de pulso para diferentes velocidades do veículo e para várias profundidades, concluindo que a pequenas profundidades o pulso tem um formato senoidal de curta duração quando comparado com o pulso a grandes profundidades, que além de ter maior duração tem o formato de triângulo isósceles. Concluíram também que quanto maior a velocidade menor o tempo de pulso. Silva (2009) reproduz uma figura deste artigo de Medina e Motta (1995), e desta última referência foi transcrita a Figura 2.5, a seguir.

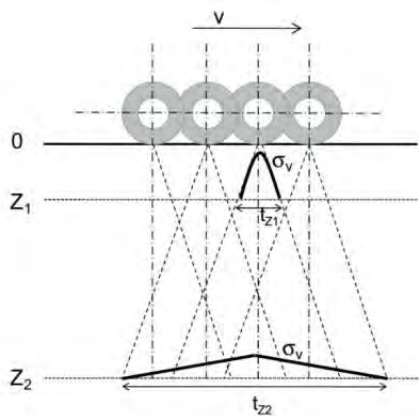


Figura 2.5: Tempo de carga e forma do pulso variáveis com a profundidade

Além do efeito da velocidade do carregamento, também existem algumas diferenças entre a pressão de contato modelada, que é assumida como sendo igual à pressão de inflação dos pneus, com a pressão de contato real. Esta diferença acarreta em áreas de contato e distribuição de pressões diferentes das normalmente adotadas. De Beer e. al. (2004), usando um sistema de *Stress-in-Motion* (SIM) para baixas velocidades (< 5km/h), mediram tensões de contato, de aproximadamente 65.000 pneus, que variaram desde 10 kPa (carga do pneu na ordem de 50 kgf) a 1.800 kPa. Relataram que pneus corretamente inflados e carregados apresentaram um formato de contato do tipo “n” e que pneus sobrecarregados ou subinflados produziram um perfil de contato do tipo “m” (Fig. 2.6). A conclusão dos autores foi que pressões de contato não uniformes devem ser levadas em consideração no dimensionamento de pavimentos com revestimentos asfálticos delgados, pois levam a deformações de tração superiores aquelas calculadas com áreas de contato uniforme, principalmente o perfil de contato do tipo “m”.

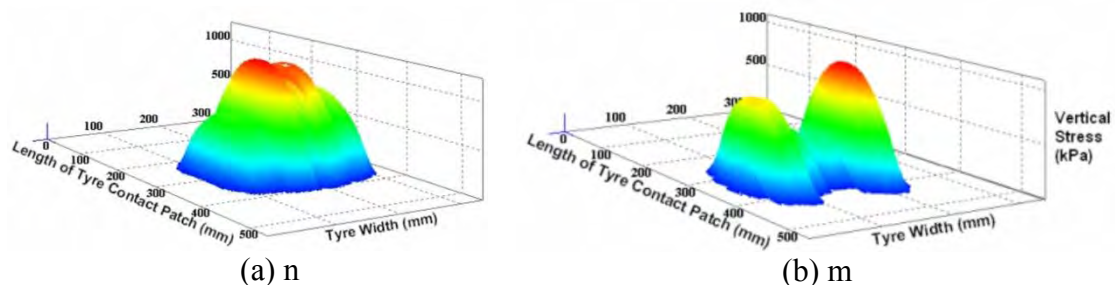


Figura 2.6: Contornos de tensões de contato: (a) formato "n"; (b) formato "m" (De Beer et. al., 2004)

Albano (1998) realizou um estudo parecido no Brasil em que mediu pressões de inflações médias superiores as consideradas na análise estrutural de um pavimento. Neste estudo também foi relatado que a sobrecarga dos veículos tem um efeito mais pronunciado do que a pressão de inflação na redução da vida útil do pavimento.

Outra incerteza nos parâmetros de entrada é a adequada caracterização do comportamento dos materiais. Em função da abordagem pela Teoria da Elasticidade o comportamento dos materiais é modelado como elástico linear e elástico não-linear. Este último é modelado, para solos e britas, a partir de relações empíricas entre o MR e os estados de tensões induzidos em ensaios triaxiais sob carga repetida, onde se separa o efeito elástico do plástico, por definição. Sabe-se que os solos e britas apresentam comportamento elasto-plástico, no entanto foi mostrado por Souza *et al.* (2001) que a consideração do comportamento elástico – perfeitamente plástico (modelo de Mohr-Coulomb) para camadas granulares na análise de tensões e deformações leva a resultados similares aos obtidos com a utilização dos modelos que não consideram a plasticidade, mostrando ser adequado o uso de modelos elásticos tanto lineares como não-lineares, neste caso.

Por outro lado, o revestimento asfáltico tem comportamento termo visco elástico, ou seja, sua resposta mecânica depende do tempo, da temperatura e da frequência do carregamento. A importância da consideração deste tipo de comportamento de materiais asfálticos já foi relatada na literatura nacional (por exemplo em SOUZA & SOARES, 2003; SOARES & SOUZA, 2003), mostrando que com a consideração deste comportamento a resposta do pavimento como um todo passa a depender do tempo e da taxa de aplicação de carga, sendo, então, diferente para carregamentos estáticos e cíclicos, resultando em deformações e tensões diferentes das calculadas pela Teoria da Elasticidade.

Isto mostra que a Teoria da Elasticidade é limitada para a previsão do dano nos pavimentos asfálticos, uma vez que não leva em conta, de forma direta, a variável tempo na modelagem do problema. Para superar esta limitação, a modelagem de concretos asfálticos submetidos ao dano por trincamento tem sido realizada de duas maneiras: (i) a mecânica do dano contínuo, em que o dano é quantificado pelas variáveis internas de estado, e é governado por uma lei de evolução observada em laboratório ou em campo; (ii) e a modelagem micro estrutural, que considera: a

heterogeneidade da mistura; a distribuição espacial real dos agregados; e as propriedades mecânicas fundamentais de cada material, para modelar o dano a partir da teoria da mecânica da fratura e realizar a análise estrutural em multi-escala. Estas abordagens ainda não fazem parte do estado da prática de engenharia, mas são temas de pesquisas atuais tais como Aragão (2011) e Nascimento (2014).

Admitir a hipótese de que o comportamento das misturas asfálticas seja elástico linear possibilita a análise simplificada de sistemas de camadas por meio de soluções analíticas ou numéricas. A principal justificativa para o uso da teoria da elasticidade é que, sob uma única solicitação, a maioria dos pavimentos responde de forma resiliente e qualquer deformação irreversível será pequena relativamente à componente elástica (BROWN, 1996; MEDINA & MOTTA, 2005).

A parcela permanente é considerada como acumulativa e a contribuição de cada camada é calculada a partir de um grande número de ciclos de carregamento por modelos próprios desenvolvidos em condições de ensaios especiais.

Muitos métodos de dimensionamento mecanístico – empírico, em uso hoje em vários países, calculam os esforços internos da estrutura a partir da Teoria da Elasticidade por meio da teoria de camadas elásticas ou elementos finitos (2D ou 3D) considerando os modelos constitutivos: (i) elástico linear para a camada de revestimento e; (ii) elástico não-linear para as camadas subjacentes, pois as propriedades elásticas fundamentais dos materiais podem ser obtidas por métodos de ensaio relativamente econômicos e rápidos. Este é o estado da prática.

2.2 INSTRUMENTAÇÃO DE PAVIMENTOS

Em sua palestra, “O papel da instrumentação em engenharia de solos e fundações”, o prof. Araken Silveira argumentou que toda medida a ser obtida por meio de instrumentação, para ter sentido, terá que ser confrontada com uma medida proveniente de uma teoria. Quanto mais elementar a teoria, mais direta é a resposta e quase sempre mais importante o valor fornecido pela instrumentação. A teoria orienta a instalação dos instrumentos (pontos a instrumentar); o que estes vão medir (tensões, deslocamentos, etc.); e prevê o valor das medidas. Então, o papel da instrumentação é múltiplo, pois ao

mesmo tempo em que verifica os valores previstos, também valida a teoria e suas premissas de cálculo (SILVEIRA, 1975).

Na engenharia de pavimentos a instrumentação permite a validação dos métodos de cálculo de tensões, deformações e deslocamentos das diferentes camadas da estrutura, ao monitorar as respostas da estrutura (tensões, deformações e deslocamentos) e comparar estas com as calculadas. Também permite a conferência das condições ambientais, assumidas no dimensionamento, quando se determinam a umidade e a temperatura das camadas. A medida destas condições ambientais e daquelas respostas estruturais permite a avaliação das diferenças no comportamento de materiais de pavimentação no campo e no laboratório, e a monitoração contínua dos mesmos, observando como determinado parâmetro evolui ao longo do tempo, permite compreender a deterioração dos pavimentos (BROWN, 1996; MEDINA, 2006).

À época da palestra do Prof. Araken Silveira ainda não havia pavimentos instrumentados no Brasil. Nas palavras do palestrante: “Não há nada necessitando mais de observação do comportamento, entre nós, que as superestruturas das estradas e, infelizmente, não há nada menos observado.” (SILVEIRA, 1975, p. 22).

Mas em 1976, pela primeira vez no Brasil, um pavimento rodoviário foi instrumentado. Foi um trecho experimental da rodovia BR-101, no estado de Santa Catarina. O trecho construído em by-pass tinha um comprimento de cerca de 1000 metros, com 12 seções de teste em tangente, de 54 m cada, perfazendo um total de 650 m de pavimento a ser testado, além dos acessos norte e sul. Foram instaladas células de pressão total tipo “load cell” para medir as tensões verticais provocadas pelas cargas transmitidas pelos veículos, em cada camada do pavimento e subleito; sensores eletromagnéticos para avaliar as deformações relativas havidas em cada camada; termopares para medir a temperatura das camadas, principalmente do revestimento asfáltico. Além desses instrumentos, uma pequena estação meteorológica automática, foi instalada para fornecer as condições climáticas (PINTO *et al.*, 1977).

Este projeto pioneiro permitiu aos engenheiros brasileiros adquirir um *know-how* em instrumentação, mas a experiência brasileira ainda é pequena, realçando-se pesquisas como:

- a medida de temperaturas em um painel de pavimento asfáltico, construído na COPPE/UFRJ em 1978 (MOTTA, 1979);
- a construção e instrumentação de uma pista experimental no campus da Universidade de São Paulo (USP), para estudar o comportamento de placas de *Whitetopping* Ultra Delgado (WTUD) (PEREIRA *et al.*, 2000);
- a pesquisa de Silva (2001), também com *Whitetopping* (WT), realizada na pista circular experimental do IPR/DNER, em que se compararam as leituras dos sensores com as calculadas por quatro programas;
- a instrumentação de seis pistas experimentais na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, realizada por Gonçalves (2002), para estudar o desempenho de misturas asfálticas. Foram instalados medidores de tensões e deformações em toda a estrutura dos pavimentos pesquisados;
- Muller (2005) instrumentou um modelo físico de laboratório e usou células de carga num pavimento de peças pré-moldadas de concreto no campo;
- Fritzen (2005) fez medições em um pavimento submetido ao simulador de tráfego; e
- a mais recente é a instrumentação de uma seção do km 418/419 da BR-101Sul, produto complementar de um convênio firmado entre o Departamento Nacional de Infraestruturas de Transporte (DNIT) e a Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) para a avaliação de sistemas de pesagem em movimento. Além dos instrumentos de pesagem dinâmica, foram inseridos medidores de deformação no revestimento, ao longo da trilha da roda externa (DNIT/UFSC, 2007, 2008).

No Brasil, a prática da instrumentação ainda é incipiente, contrastando com a realidade de países como: África do Sul, Alemanha, França e Estados Unidos da América (EUA), pois estes fazem uso regular da instrumentação, há mais de duas décadas, em função de programas como: *Accelerated Pavement Testing* (APT) & *Long Term Pavement Testing* (LTPT). Nestes casos a instrumentação é uma ferramenta auxiliar para atingir objetivos específicos como, por exemplo, a calibração de modelos de desempenho (NCHRP, 2004; YIN, 2007; RABE, 2013).

Nos EUA, o *Long Term Pavement Performance Program* (LTPP) da *Federal Highway Administration* (FHWA) foi implementado na década de 1990 tendo como principal objetivo a coleta de dados da performance de pavimentos para determinar

como e por que os pavimentos deterioram. O *Minnesota Road Research Project*, o *Ohio National Road Test*, e o *National Center for Asphalt Technology (NCAT) Test Track* são exemplos proeminentes deste tipo de trabalho. E além destas seções existem também as instalações para teste acelerado de pavimentos (APT) em locais como Louisiana, Kansas, Califórnia, etc. (TRB, 2001; NCAT, 2004; YIN, 2007).

Quer seja para validação de uma teoria de cálculo, quer seja para a monitoração do desempenho de pavimentos, a acurácia e precisão das medidas são de suma importância, e por isso cresce a utilização de equipamentos eletrônicos, que além de serem acurados também são práticos e econômicos. De acordo com Werneck (1996), um equipamento eletrônico para medição de fenômenos físicos é constituído de um leitor de dados, o transdutor; uma componente que faz o processamento do sinal; e uma saída de dados, o terminal. A interface entre o “mundo” e o instrumento é o transdutor, este componente mede uma forma de energia que está relacionada a outra através de uma relação conhecida. Por exemplo, mede-se pressão utilizando um transdutor que transforma a deformação provocada por uma pressão em uma tensão elétrica proporcional à pressão.

Em engenharia de pavimentos, comumente as tensões são medidas com células de pressão total; as deformações com extensômetros elétricos; os deslocamentos verticais com sensores magnéticos de haste central ancorada em profundidade; as deflexões com sensores de deslocamento instalados na superfície; as temperaturas medem-se com pares termoeletrônicos, o teor de umidade com refletômetros no domínio do tempo e a sucção com tensiômetros (BROWN, 1996; MEDINA, 2002).

2.2.1 Medidas de deformações e deslocamentos

Strain Gauge

Para medição de deformações são frequentemente utilizados os extensômetros elétricos resistivos de filme, conhecidos como *strain gauges*. Werneck (1996) explica que o princípio da medição deste sensor é a variação linear da resistência de um filamento metálico com a variação do seu comprimento.

Usualmente são instalados na fibra inferior do revestimento asfáltico para medir as deformações de tração. Os *strain gauges* são relativamente frágeis, se comparados com os materiais destas camadas e, por isso certo cuidado deve ser adotado para a sua proteção e instalação, levando em conta que para uma medida acurada é necessário

garantir solidariedade de deformações entre o *strain gauge* e o material da camada. Para obter esse entrosamento e a proteção necessária os fabricantes adotaram a montagem denominada perfil “H”, que é formada por barras chatas de alumínio, que irão conter o *strain gauge* (Fig. 2.7). Este perfil deve ser encoberto com fita isolante de auto fusão (DNIT/UFSC, 2008; WEINMANN *et al.*, 2014).

Como existem diversos *strain gauges* no mercado, o relatório do DNIT/UFSC (2008) recomenda que o *strain gauge* a ser utilizado em camadas asfálticas atenda as recomendações do Quadro 2.1, de preferência.

Na pista de teste localizada na rodovia BR-101, próximo ao km 418, no município de Araranguá, Santa Catarina, além dos instrumentos de pesagem dinâmica, foram inseridos medidores de deformação do tipo “perfil H”, ao longo da trilha da roda externa, instalados entre as camadas: final terraplenagem e sub-base; sub-base e base; e, base e revestimento (Fig. 2.8). Os sensores de deformação foram posicionados nos alinhamentos longitudinal, transversal e a 45° (DNIT/UFSC, 2008).

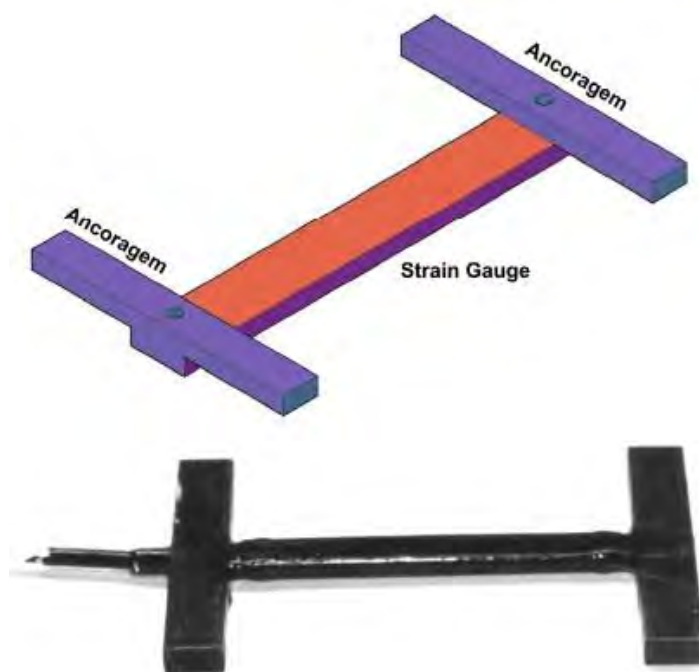


Figura 2.7: Strain Gauge para revestimento asfáltico (DNIT/UFSC, 2008)

Quadro 2.1: Especificações para *Strain Gauge* (Fonte: DNIT/UFSC, 2008)

Propriedade	Especificação
Temperatura de compensação	-20 a 70 °C
Comprimento do <i>strain gauge</i>	50 mm a 120 mm
Largura do <i>strain gauge</i>	15 mm
Resistência elétrica	350 Ω
Coefficiente de expansão	10,8 x 10 ⁻⁶ /C°
Material base	acrílico
Fios	vinil

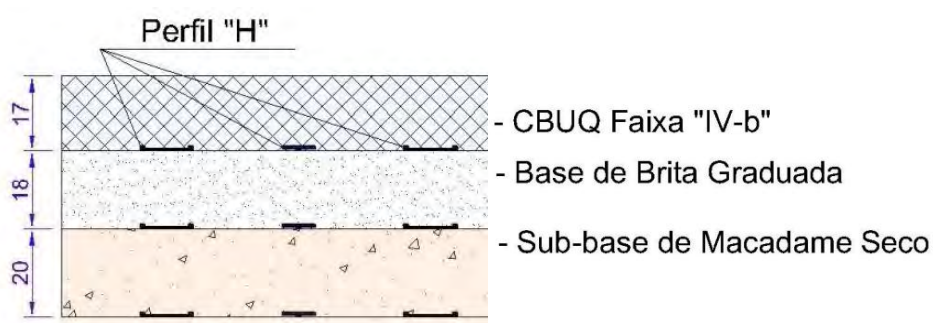


Figura 2.8: Posição relativa dos strain gauges na pista em Araranguá (Adaptado de DNIT/UFSC, 2008)

Otto *et al.* (2012) relataram um teste realizado, nesta pista de teste citada, com um veículo 3C, de peso conhecido, a 20 km/h. Segundo os autores, a forma do sinal de deformação encontrada em campo mostra a inversão do tipo de solicitação (tração – compressão) na fibra inferior da camada asfáltica do pavimento, na direção longitudinal (Fig. 2.9). As frequências de solicitação encontradas por uso de *Fast Fourier Transform* (FFT) são 4,39, 4,69 e 5,20 Hz para o 1°, 2° e 3° eixos respectivamente.

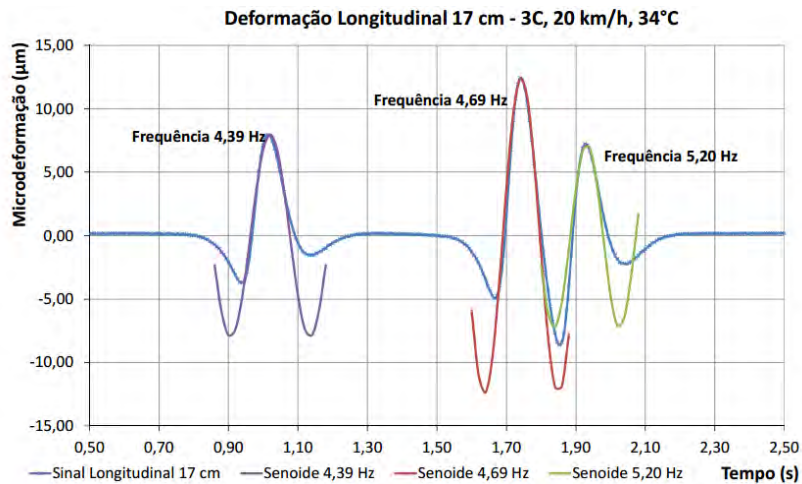


Figura 2.9: Sinal longitudinal de deformação na pista em Araranguá (OTTO *et al.*, 2012)

Soil compression gauge

Quando o objetivo é medir a deformação de compressão no subleito, pode-se utilizar o medidor de compressão em solo - *soil compression gauge* (SCG). O primeiro modelo deste tipo de medidor de deformação, apresentado por Potter (1969) *apud* Hanna (1972), foi desenvolvido pelo Road Research Laboratory (RRL) e era denominado *soil strain gauge*. Consistia de duas placas de alumínio de 64 mm de diâmetro anexadas a um *Linear Variable Displacement Transformer* (LVDT). LVDT é um dispositivo eletromecânico que produz uma saída elétrica proporcional ao deslocamento de um núcleo ferromagnético e devido a isso apresenta algumas vantagens como: medidas de deslocamento sem atrito; vida mecânica muito grande (porque não há atrito); resolução elevada, só dependendo do sistema de medida; e excelente repetibilidade (WERNECK, 1996).

Os *soil compression gauges* (Fig. 2.10) utilizados hoje em dia tem a mesma configuração que o desenvolvido pelo RRL, mas os sensores de posição são potenciômetros lineares, cujo princípio de medição é a variação da resistência. São fabricados para oferecer baixo atrito (WEINMANN *et al.*, 2014).



Figura 2.10: Soil compression gauge envolto pelo solo (WEINMANN *et al.*, 2014)

Multi – Depth Deflectometers (MDD)

Para uma medida mais precisa e acurada das deformações (elásticas e permanentes) nas várias camadas do pavimento, têm-se usando o *Multi Depth Deflectometer (MDD)*. Weinmann *et. al.* (2014) relatam que atualmente existem dois tipos de MDD:

- a) Um MDD, desenvolvido na África do Sul, que é constituído por uma série de LVDTs os quais estão montados sobre uma haste de referência que passa por um furo de 39 mm no pavimento. Os LVDTs são ancorados no material das camadas através de pequenas esferas de aço que são forçadas contra as paredes do furo e a haste de referência é ancorada aproximadamente a 3 m abaixo do pavimento. Os LVDTs medem o deslocamento em relação a esta última haste fixa; e
- b) O sistema CTL SnapMDD (Fig. 2.11) é constituído por uma série de hastes paralelas inseridas em um furo de 50 ou 75 mm de diâmetro. As hastes paralelas estão ancoradas a diferentes profundidades dentro da parede do tubo do MDD, porém existe uma haste de referência que é ancorada a mais de 2 metros abaixo da superfície do pavimento. Os deslocamentos de cada haste são medidos em relação à haste referência, por potenciômetros instalados no topo das hastes e enclausurados por uma caixa.

Já em 1970 o RRL havia desenvolvido um medidor de deslocamentos transientes - *transient displacement gauge* que permitia determinar as deflexões nas várias camadas do pavimento, sob carga transiente. Tinha basicamente três componentes: (i) um invólucro na superfície; (ii) uma haste ancorada na camada em que se deseja medir as

deflexões e; (iii) um transdutor de deslocamento para medir o movimento da haste em relação ao invólucro (HANNA, 1973).

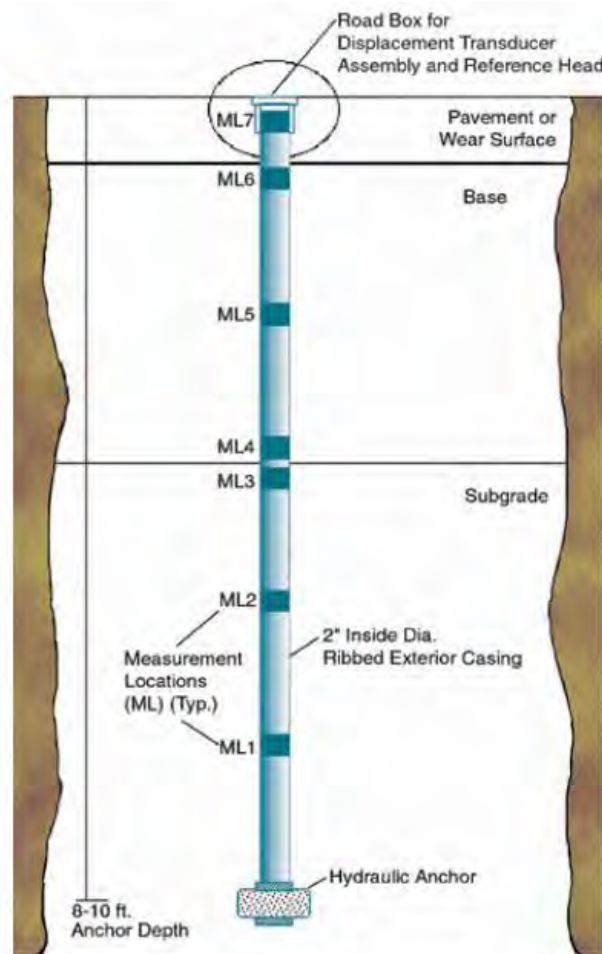


Figura 2.11:CTL SnapMDD (WEINMANN *et al.*, 2014)

2.2.2 Medidas de forças e tensões

Célula de carga

A célula de carga é um transdutor que converte força mecânica em sinais elétricos. Há muitos tipos diferentes de células de carga, sendo a mais comum a do tipo *strain gauge* (ver 2.2.1). Este tipo de célula usa um conjunto de *strain gauges* para medir a deformação de um elemento da estrutura da célula (*cell element*). Conhecendo o módulo de Young do elemento, faz-se uso da lei de Hooke para determinar a força que provocou a deformação sofrida pelo *strain gauge* (HANNA, 1973).

Além das células mecânicas, que medem de acordo com o princípio da deformação de um corpo elástico, também existem outros princípios de medição, como por exemplo: a célula de corda vibrante, que mede a mudança na frequência natural de

vibração de uma corda esticada, pois esta frequência depende da mudança de tensão na corda (HANNA, 1973).

Células de pressão

Alguns autores defendem que a célula de pressão é um equipamento com ótima precisão, ideal para ser instalado no interior da massa de solo para medidas de tensões totais (HANNA, 1975).

Existem basicamente dois tipos de células de pressão total: (i) a de diafragma, cujo princípio de funcionamento é a correlação da deflexão do diafragma com a pressão exercida no exterior da célula, e; (ii) as células hidráulicas (Fig. 2.12), que registram a variação de pressão num fluido (contido dentro da célula), e a relacionam com a variação de tensão no exterior da célula (HANNA, 1973).

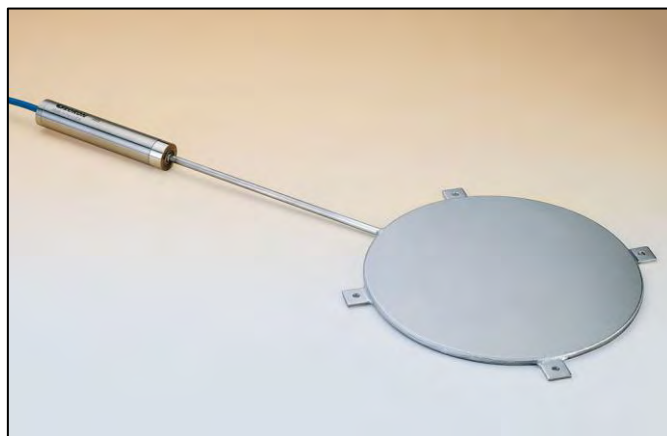


Figura 2.12: Célula de Pressão Total (Fonte: GEOKON, 2013)

As principais células de tensão total utilizadas na instrumentação de pavimentos são: (a) célula tipo diafragma com um LVDT interno para registro das deflexões; (b) célula tipo diafragma com *strain gauges*, (c) célula tipo diafragma, que transmite as tensões do solo através de compartimentos preenchidos com fluidos que funcionam como vasos comunicantes e comprimem *strain gauges* internos, e (d) células de pressão preenchidas com fluido conectadas a um transdutor de pressão externo. As células dos tipos (c) e (d) tem sido as mais utilizadas em estruturas de pavimentos (GONÇALVES, 2002).

No produto complementar nº 10 do relatório TT 102 2007 (DNIT/UFSC, 2008) é recomendado que a Célula de pressão total atenda as seguintes especificações:

- ser própria para uso em solo, concreto e outros materiais maciços;
- limites máximos da capacidade de carregamento 2 MPa;

- temperatura de trabalho pelo menos entre -40 e 120°C;
- precisão de 0,1% de F.S;
- Tamanho entre 10 e 32 cm.

As células de pressão utilizadas em solicitações dinâmicas, como é o caso do tráfego dos veículos, utilizam extensômetros semicondutores, que funcionam pelo efeito piezoelétrico, que tem maior sensibilidade do que o strain gauge convencional, permitindo que a deflexão do diafragma seja muito pequena (HANNA, 1973; DNIT/UFSC, 2008).

Nas seções de teste do *Federal Highway Research Institute BAST*, na Alemanha, são utilizadas células de pressão total que funcionam pelo princípio hidráulico. Estas células são de alumínio, com 150 mm de diâmetro e 15 mm de espessura. E foram calibradas para pressões de até 300 kPa. Em uma campanha de testes com FWD e veículos pesados, as células posicionadas no topo da camada granular (sob 22 cm de base asfáltica) registraram pulsos de tensões da ordem de 50 kPa (RABE, 2013). O autor deste estudo comenta ainda que o aspecto e duração do pulso fornecem informações importantes acerca do tempo de duração da carga.

Dunnicliff (1988) afirma ser praticamente impossível medir tensão total com boa acurácia. Isto porque medições de tensão total num ponto da massa de solo são influenciadas por uma variedade de fatores (Quadro 2.2) e nem sempre é trivial e viável a consideração de todos eles.

Alguns pesquisadores são da opinião de que medidas realizadas com células de tensão instaladas no interior de camadas de solo apresentam resultados difíceis de serem interpretados de maneira confiável e sugerem a não utilização de tais instrumentos, sobretudo quando se tratar de materiais granulares (GONÇALVES, 2002). Esta opinião se baseia no fato de que quando uma célula de pressão é introduzida numa massa de solo o campo de tensões nas proximidades da célula é modificado, devido a uma perturbação e redistribuição das tensões, então, o problema básico é obter uma medida da tensão que existiria no solo, caso a célula não estivesse lá. Esta modificação no campo de tensões depende da rigidez relativa da célula em relação ao solo e do *aspect ratio* da célula, que é a razão entre a espessura (t) e a largura (D) da célula. (HANNA, 1973; DUNNICLIFF, 1988; GEOKON, 2013; RABE, 2013).

Quadro 2.2: Principais fatores que afetam medições com células de pressão total embutidas na massa de solo (Adaptado de DUNNICLIFF, 1988, p. 168)

Fatores	Descrição do Erro	Método de Correção
Razão entre espessura (t) e diâmetro (D).	A espessura da célula altera o campo ao redor da mesma	Usar células relativamente finas ($t/D < 1/10$)
Razão entre a rigidez do solo e da célula	Pode causar medidas além ou aquém da real. O erro mudará se a rigidez do solo alterar	Projetar células para altas rigidezes e utilizar fator de correção
Tamanho da Célula	Células muito pequenas sujeitam-se a efeitos de escala e de acomodação. Células muito grandes dificultam a instalação e estão sujeitas a assentamentos não uniformes.	Usar tamanhos intermediários de célula (em torno de 230 a 300 mm de diâmetro)
Comportamento tensão-deformação do solo	Medidas influenciadas pelas condições de confinamento	Calibrar as células em condições próximas às de uso
Efeitos de instalação	A colocação física da célula causa alterações nas propriedades do material e do estado de tensão ao redor da célula	Usar técnicas de instalação que minimizem as alterações das propriedades do material e do estado de tensão
Excentricidade, não uniformidade e carregamentos pontuais	Grão do solo muito grande para o tamanho da célula usada. Assentamento não uniforme causa carregamentos não uniformes	Aumentar o diâmetro ativo da célula. Usar células hidráulicas com faces ativas, espessas e texturizadas preferencialmente a outros tipos. Tomar bastante cuidado em uniformizar ao máximo o local de assentamento da célula
Proximidade de estruturas e outros instrumentos de aterro	Interações com campo de tensão de instrumentos e estruturas próximas causam erros.	Usar o espaçamento adequado
Orientação da célula (dependendo da célula)	Alterar a orientação enquanto instala-se a célula causa mudança de leitura	Usar método de instalação que minimize alterações de orientação. Adaptar medidores de nível às células.
Concentração de tensões normais na base da célula	Causar super ou sub-registros dependendo da rigidez da célula relativamente ao solo.	Para células diafragmas usar anel de redução de área sensível ($d/D = 0,6$). Para células hidráulicas, usar fina camada de líquido
Tensões de instalação	Excesso de tensão durante a compactação do solo pode causar danos permanentes à célula.	Checar a célula e o projeto do transdutor para a tensão esperada. Células hidráulicas com transdutores pneumáticos possuem capacidade maior de sobrecarga.
Corrosão e umidade	Pode danificar os componentes da célula	Usar materiais apropriados e à prova d'água
Temperatura	Alterações de temperatura afetam a leitura	Projetar células para o mínimo de sensibilidade à temperatura.
Medidas de tensão dinâmicas	Tempo de resposta, frequência natural e inércia da célula causam erros	Usar tipos apropriados de células e transdutores juntos com calibração.
Deflexão da face ativa	Arqueamento por excessiva deflexão	Projetar células para baixa deflexão.

A boa prática recomenda que o tamanho mínimo para o elemento sensível seja de 2 a 3 vezes o tamanho máximo nominal do material que envolverá a célula de pressão. Células de 230 a 300 mm de diâmetro são as mais comuns, com *aspect ratio* (t/D) menor do que 1/10, porque uma célula “fina” altera o estado de tensões muito menos do que uma célula “grossa”. Mas também existem células menores (50 a 75 mm de diâmetro), mas o seu uso não é recomendado, pois instalação incorreta destas podem causar erros grosseiros de leitura (RABE, 2013).

A alteração do estado de tensões na massa é também consequência da instalação das células na massa de solo, então é necessário que os procedimentos de instalação sejam tais que essa perturbação seja minimizada. O processo de instalação aceito na prática é: a escavação de pequenos buracos (*pockets*) na cota de medição; colocação e alinhamento das células; preenchimento dos buracos com o material que constituirá o aterro (sem pedras) no teor de umidade ótima; e compactação com equipamentos manuais, até que a espessura de solo acima das células seja tal, que se possa usar equipamentos pesados. Quando a célula está sendo instalada deve-se nivelar o piso (Fig. 2.13), de modo que haja pleno contato entre a célula e o solo. Em argilas isto pode ser conseguido ao escarificar, enquanto em materiais granulares uma camada de areia fina é usada (Dunnicliff, 1988).

Com base em vários relatos sobre a medida de tensões *in situ*, Dunnicliff (1988) fez as seguintes observações: (i) é necessário um método de compactação à volta da célula que desenvolva níveis de tensão similares aqueles induzidos pela compactação por equipamento pesado; (ii) o uso de células hidráulicas mitiga o erro de medição resultante da flexão não-uniforme, pois vários estudos mostraram que estas células são menos sensíveis à aplicação não-uniforme de carga do que as células diafragma.

Van Deusen *et al.* (1992) apud Gonçalves (2002) afirma que não existem comprovações acerca do método ideal para instalação de sensores em estruturas de pavimentos. Entretanto, diversos estudos realizados apontam que as instalações de instrumentos no interior de estruturas de pavimentos realizadas durante a fase de construção permitem um melhor desempenho que aquelas efetuadas após o pavimento construído.

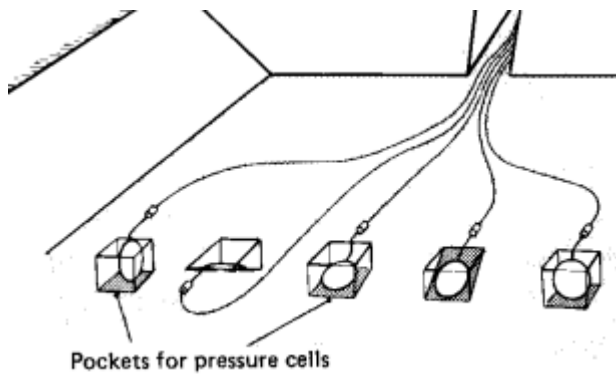


Figura 2.13: Instalação de células de pressão total (adaptado de Dunicliff, 1998; GETEC, 2014)

A instalação de sensores para registro de tensões e deformações em estruturas de pavimentos pode ser realizada durante ou após a conclusão do processo construtivo. Os locais mais comuns de instalação de sensores são o fundo da camada asfáltica e o topo do subleito. Um aspecto importante a ser observado na escolha dos instrumentos a serem utilizados em estruturas de pavimentos é que a instalação de um sensor no interior das camadas da estrutura distorce a distribuição esperada de tensões e deformações. Isto faz com que seja exigido que o instrumento concorde ao máximo possível com o material constituinte da camada na qual será instalado (CSIR, 2006).

Outro fator importante para o sucesso de medições realizadas com células de pressão total é a calibração das mesmas. Para se maximizar a acurácia das medidas as células devem ser calibradas em câmaras apropriadas, com diâmetro cinco vezes maior que o diâmetro da célula, usando o solo no qual a célula será instalada. Como comentado anteriormente o design da célula e as técnicas de instalação tem uma influência substancial nas medidas, então é necessário que durante a calibração se realizem os mesmos processos de instalação que no campo. No entanto, as câmaras de calibração tem um custo elevado, portanto quando não se dispõe de câmaras recomenda-se realizar a calibração com pressão de fluidos, ou adotar a calibração fornecida pelo fabricante (Dunicliff, 1988).

Gonçalves (2002) para calibrar as células, com capacidades de carga igual a 0,2 MPa; 0,5 MPa e 1,0 MPa, construiu uma câmara de calibração de formato circular, em aço, com 50 cm de diâmetro e 40 cm de profundidade. A calibração das células foi

realizada por meio da aplicação de pressão de ar, sendo que a magnitude do carregamento foi controlada por um transdutor de pressão instalado na tampa da câmara de calibração. O autor observou uma excelente repetibilidade dos valores medidos e também uma correlação do tipo linear das pressões lidas com o aumento das pressões aplicadas através do transdutor de pressão.

No laboratório de Geotecnia da COPPE existe uma câmara de calibração de equipamentos, mas não foi utilizada nesta pesquisa tendo em vista que as células eram novas, como explicado em 3.5.2.

2.2.3 Medidas de condições ambientais

O Prof. Medina (2006) explica que o clima é um condicionante do desempenho dos pavimentos, pois a rigidez dos revestimentos asfálticos é função da temperatura, e a resiliência dos solos e dos materiais granulares é influenciada pelo grau de saturação. Assim a deformabilidade maior ou menor do pavimento é condicionada pelas variações de temperatura e de umidade.

Umidade

Como comentado anteriormente, a resiliência dos solos e dos materiais depende do teor de umidade e, tendo em conta que um pavimento está exposto a variações sazonais de umidade, então a determinação contínua do teor de umidade é um ganho tanto para o dimensionamento de pavimento como para a sua manutenção, conservação e reabilitação. Tem-se conseguido esta monitoração continuada, e de forma não destrutiva, com o uso da técnica *Time Domain Reflectometry* (TDR).

A técnica TDR foi desenvolvida inicialmente para medir a velocidade de propagação de ondas eletromagnéticas ao longo de cabos elétricos e com isso determinar possíveis falhas nestes, porém na década de 80 foram publicados estudos que descreveram a correlação da constante dielétrica do solo com o teor de umidade volumétrica, mostrando que a propagação da radiação eletromagnética no solo depende da combinação dos componentes mineral, água e ar existentes no mesmo. Como a água é o elemento de maior constante dielétrica entre os três componentes, quanto maior o teor de umidade do solo, maior será a constante dielétrica do mesmo e menor será a velocidade de propagação da radiação eletromagnética nele. Este é o princípio de

determinação do teor de umidade pela técnica *Time Domain Reflectometry* (DNIT, 2008; SILVA, 2009; IMKO, 2014).

Os *Time Domain Reflectometers* (traduzido como refletômetros no domínio do tempo e abreviados como TDRs) são sondas que medem a velocidade de propagação de um pulso diferencial ao longo do seu comprimento ao mesmo tempo que rastreia o volume ao seu redor. Com estes dois dados é determinado o teor de umidade volumétrica. A umidade volumétrica pode ser convertida em umidade gravimétrica pela Equação 2.2 (FHWA, 2008).

$$w = \frac{\gamma_w}{\gamma_d} \cdot \theta \quad (2.2)$$

onde:

γ_w é o peso específico da água (g/cm³);

γ_d é o peso específico aparente seco do solo (g/cm³);

θ é o teor de umidade volumétrica (%);

A AUSTROADS, na sua nota técnica de 1997, já comprovava a consistência dos resultados da técnica TDR e sua utilidade para a engenharia de pavimentos, mesmo após 4 a 5 anos de serviço. Neste relatório, é recomendado que se faça uma calibração para cada material. O LTPP do FHWA faz uso extensivo de TDRs no seu programa de monitoração sazonal para a determinação do teor de umidade das camadas granulares e do subleito (FHWA, 2008). Também existem outras aplicações da técnica como, por exemplo, a determinação do nível freático e da profundidade do congelamento da água presente no pavimento (MnROAD, 2014).

Sucção

Para Medina & Motta (2005), a aplicação do conceito de sucção aos problemas de pavimentação permite entender melhor a influência da umidade ao se correlacionarem graus de saturação com níveis de sucção e estes últimos com a resiliência do material. Nas medições de sucção no campo, utilizam-se tensiômetros como na agronomia. Os tensiômetros são instrumentos constituídos por um tubo preenchido com água, uma pedra porosa com alta pressão de entrada de ar situada numa das extremidades e um tipo de transdutor de pressão para medição da pressão negativa da água na outra

extremidade. Silva (2009) estudou a sucção nos solos a partir de um modelo físico de verdadeira grandeza, e neste estudo o autor apresenta uma revisão detalhada das medições de sucção em campo e em laboratório.

Temperatura

Usualmente as temperaturas são determinadas com o auxílio de termopares. Termopar é um tipo de sensor de temperatura muito simples, robusto, barato e de fácil utilização. Werneck (1996) explica que o sensor é constituído de dois fios condutores de eletricidade, como exemplo, o ferro e uma liga de cobreníquel chamada constantan, e estes, quando unidos em uma de suas extremidades, geram tensões elétricas que podem ser medidas, e porque a diferença de potencial é proporcional à diferença de temperatura entre suas junções, havendo uma variação de temperatura haverá uma variação de potencial.

2.3 MODELOS FÍSICOS DE PAVIMENTOS

Modelar significa representar o sistema físico real, ou parte dele, em forma física ou simbólica, para predizer ou descrever o seu comportamento. Para que um modelo físico possa representar o protótipo, isto é, para que os resultados obtidos em ensaios com modelos possam ser estendidos aos protótipos, é preciso que haja semelhança, a começar pela semelhança geométrica. (Carneiro, 1996)

Em Engenharia Civil, é muito difícil, às vezes impraticável, reproduzir em modelos físicos todas as alternativas possíveis do protótipo para a solução de determinado problema. Então, o engenheiro recorre à abstração representando o protótipo de forma simbólica, introduzindo algumas hipóteses simplificadoras. Neste modelo simbólico, testam-se as várias alternativas de projeto e reduzem-se as que serão testadas por modelos físicos, ou modelagens mais complexas.

O pavimento por ser uma estrutura “linear” de espessura reduzida (< 2 m), em que a região de atuação e influência do carregamento é relativamente pequena, torna-se relativamente fácil e atrativo representá-lo por um modelo físico com base na semelhança geométrica.

2.3.1 Modelo físico da COPPE/UFRJ

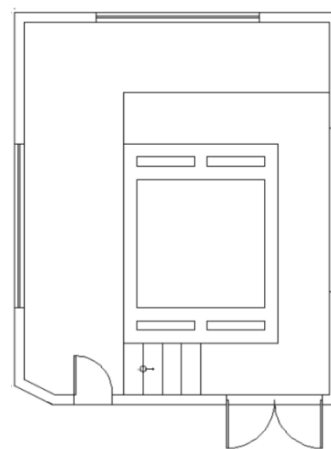
Na COPPE/UFRJ, os estudos em modelos físicos de pavimentos iniciaram-se com a tese de mestrado de Muller (2005). Este avaliou a transmissão de tensões de um revestimento de pavimento intertravado para a camada de base, num painel com 1,5 m de altura de areia. O painel foi estudado no interior do Setor de Modelos Físicos, o prédio Willy Alvarenga Lacerda, no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. O pavimento foi instrumentado com células de carga com capacidade de 3.000 kg e com as seguintes dimensões: 7,5 cm de diâmetro e 5,0 cm de altura. As células foram instaladas na interface do colchão de areia e da areia de quartzo, e dispostas a distâncias iguais entre si, resultando na seguinte configuração: uma célula no centro de aplicação do carregamento, uma a 10 cm do centro e a terceira a 20 cm do centro de aplicação do carregamento. O sistema de aplicação de carga consistia de um macaco hidráulico que exercia uma pressão de 0,6 MPa (6 kgf/cm²). A estrutura da caixa para ensaios de modelos reduzidos de solos reforçados possui as seguintes dimensões: 2 m de largura, 3 m de comprimento e 1,5 m de altura e está descrita em Saramago (2002).

Posteriormente foi concebido e construído por Silva (2009) um modelo físico, o “Tanque-Teste de Pavimentos”, que permitiu a reprodução em verdadeira grandeza de um perfil de pavimento rodoviário, e a solicitação deste perfil por cargas cíclicas.

O Tanque-Teste está localizado em um prédio (Área = 29 m²), no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, bloco anexo ao Centro de Tecnologia, na cidade Universitária da UFRJ, Ilha do Fundão, no Rio de Janeiro.



(a)



(b)

Figura 2.14: (a) Prédio onde está o Tanque-Teste; (b) Planta baixa esquemática do prédio (s/ escala)

Foi construído em concreto armado com paredes duplas de 20 cm de espessura, com uma área interna de 4 m² e 1,8 m de profundidade (Fig. 2.15). No item 3.3 são apresentados desenhos mais detalhados do Tanque-Teste, com a estrutura do pavimento testado nesta dissertação.

A construção com paredes duplas foi para viabilizar a entrada de água no pavimento e o nível d'água gerado é monitorado por um piezômetro externo. A temperatura ambiente do Tanque-Teste é mantida por equipamento de ar-condicionado em 25°C, aproximadamente.

Silva (2009) utilizou o "Tanque-Teste" de Pavimentos para avaliar principalmente o comportamento do modelo físico desenvolvido e construído e ensaiou uma estrutura de pavimento submetida à variação de umidade de suas camadas constituintes. A estrutura do pavimento analisada foi composta das seguintes camadas: subleito, sub-base, base e revestimento (asfáltico e de peças pré-moldadas de concreto). A variação da umidade foi imposta pela variação do lençol freático do Tanque-Teste. A instrumentação do experimento contou com TDRs para o registro do teor de umidade volumétrico; tensiômetros de alta capacidade; e células de carga para averiguar a transferência, entre as camadas, da carga imposta na superfície.



Figura 2.15: Etapas da construção do "Tanque-Teste" (SILVA, 2009)

Realizaram-se ensaios de carga repetida para seis posições diferentes do nível d' água e desses ensaios Silva (2009) obteve relações entre a tensão aplicada e a deflexão da estrutura, dando assim uma interpretação mecanística do efeito da condição de umidade do pavimento. O deslocamento vertical elástico total foi medido por meio de dois LVDTs instalados no topo da placa rígida circular com 15,2 cm de diâmetro, durante o carregamento dinâmico de 20 pulsos com frequência de 1 Hz.

As leituras de deflexões realizadas com os LVDTs foram comparadas com deflexões calculadas por análise numérica, com as devidas adaptações de contorno para o caso do tanque-teste, realizadas no programa EFin3D. Os valores calculados e medidos encontravam-se muito próximos e, isto serviu como validação do modelo físico, para ser utilizado em ensaios mecânicos de estruturas de pavimentos.

Bastos (2010) preservou a estrutura do pavimento de Silva (2009) e sobrejacente a ela foram executadas duas novas camadas: geossintéticos e revestimento asfáltico. O alvo foi a comparação do comportamento de diferentes situações de reforço de pavimento, e não algum método específico de dimensionamento de reforço ou restauração, sendo o principal interesse a deformação elástica do conjunto de camadas e observação do número de ciclos de carregamento que gerasse reflexão das trincas da camada de asfalto antiga. Infelizmente Bastos (2010) teve alguns imprevistos e não pode realizar os ensaios cíclicos.

A última pesquisa realizada no “Tanque-Teste” foi a de Miranda (2013), o objetivo principal dessa dissertação foi estudar o comportamento de uma estrutura de pavimento submetida a carregamentos cíclicos, considerando-se a situação não reforçada e reforçada com uma geogrelha colocada entre a base e o subleito (Fig. 2.16). A instrumentação instalada no modelo físico forneceu medidas para o cálculo dos deslocamentos elásticos e plásticos na superfície e permitiu o monitoramento das cargas aplicadas e o controle da umidade ao longo da estrutura do pavimento. Na Figura 2.17 mostra-se uma visão do sistema de aplicação de cargas utilizado. Nesta pesquisa foi mudado o sistema de referência dos LVDTs e colocada mais uma viga de aço para enrijecer o sistema de apoio do atuador de carga.

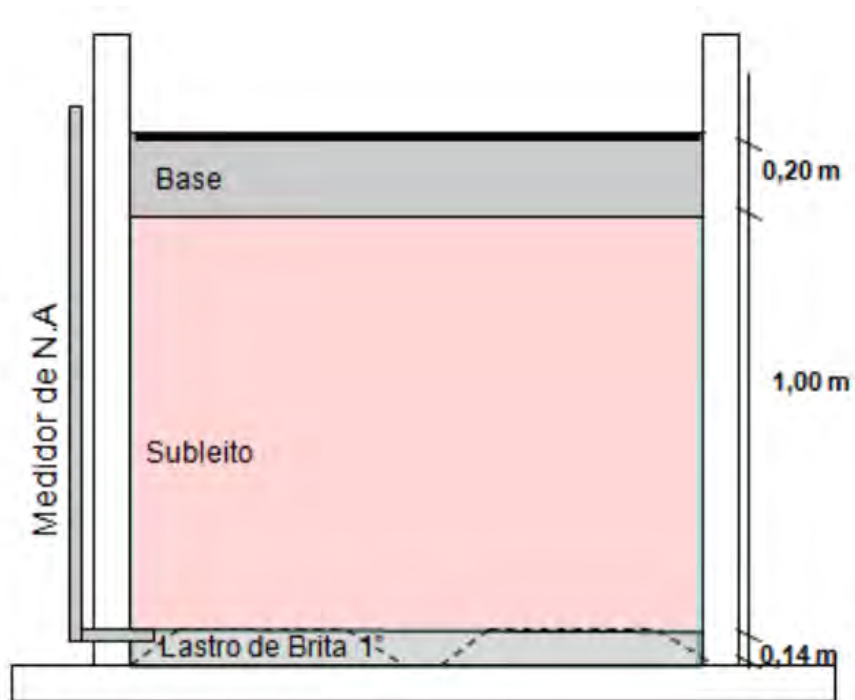


Figura 2.16: Seção da estrutura de pavimento estudado por Miranda (MIRANDA, 2013)



Figura 2.17: Sistema de aplicação de carga no “Tanque-Teste” (MIRANDA, 2013)

As medidas dos deslocamentos verticais (elástico e plástico) da placa de carga sobre o pavimento foram realizadas com 2 LVDTs apoiados sobre a placa. Na pesquisa foram aplicados carregamentos de 550 kPa em ciclos com duração de 1 s (1 Hz). Com a aplicação deste carregamento reproduziu-se a pressão de contato de uma das rodas de

um eixo-padrão de rodas duplas, que é a pressão típica de medidas de deflexão em campo nas avaliações de pavimentos em uso (MIRANDA, 2013).

Também foram inseridas células de carga na interface do subleito com a base, e no topo da base. As células foram utilizadas para verificar o espraçamento de tensões, assim como fez Silva (2009). O espraçamento foi verificado, mostrando assim que havia transmissão de esforços entre camadas a cada pulso de carga, e que estas chegavam amortecidas ao subleito e também eram menores ao longo das radiais em torno da placa carregada.

2.3.2 Outros modelos físicos no Brasil

Antunes (2008) desenvolveu, na UnB, um equipamento constituído de uma caixa metálica de 1,50 m x 1,60 m por 1,20 m de altura, na qual foi possível a montagem de um pavimento com subleito e uma base granular. Este equipamento foi utilizado para estudar o uso de geossintéticos como reforço de pavimentos.

Neste equipamento (Fig. 2.18), o sistema de reação permite a aplicação de uma carga vertical sobre uma placa rígida com diâmetro de 30 cm, simulando o carregamento oriundo de um veículo com carga por eixo de 80 kN. Nos ensaios realizados por Antunes (2008) a carga aplicada foi de 40 kN, sob a frequência de carregamento de 1 Hz. Este carregamento cíclico foi monitorado com os seguintes instrumentos: i) célula de carga, destinada para a medição direta das cargas aplicadas; ii) LVDTs para medição das deflexões do pavimento; iii) células de tensões totais (100 mm de diâmetro e 5 mm de espessura), para a medição das pressões atuantes em várias profundidades do pavimento; iv) extensômetros elétricos de resistência (100 mm de comprimento, 15 mm de largura e 7 mm de espessura), para medições de deformações verticais e horizontais no solo e no reforço; v) termopar, para monitorar o gradiente térmico atuante no pavimento.

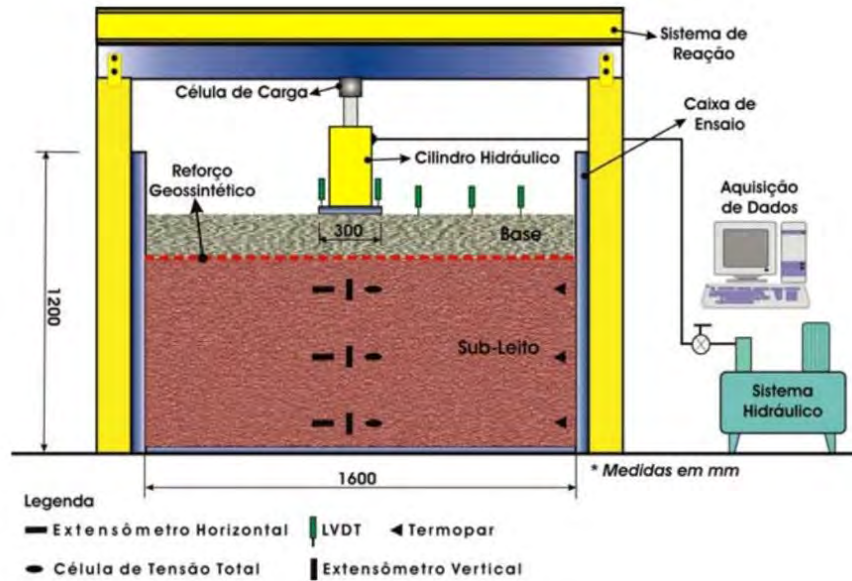


Figura 2.18: Visão geral do equipamento de carregamento cíclico de grande escala e seus componentes principais (ANTUNES, 2008)

Todos os ensaios realizados por Antunes (2008) tiveram como critério de interrupção um afundamento da placa de carregamento igual a 25 mm. Após se registrar este afundamento, foi iniciada uma segunda etapa de ensaio, que consistia na restauração da superfície deformada, e reinício do carregamento cíclico, visando simular uma manutenção superficial de via. Antunes verificou que, para o ensaio sem reforço, as tensões totais máximas aumentavam a taxas bem elevadas, maiores do que 300 kPa no topo do subleito no início do ensaio até 3600 ciclos ; a partir deste ponto, as tensões crescem de forma mais amena até que, a partir de cerca de 7.200 ciclos, elas se mantiveram praticamente constantes até o fim dos ensaios. Este comportamento ficou coerente com os valores de deslocamentos superficiais encontrados para o mesmo caso.

Embora os extensômetros instalados na vertical tenham registrado deformações superiores a 2000 $\mu\text{m}/\text{m}$, com o aumento do nº de ciclos, os extensômetros instalados na posição horizontal apresentaram deformações nulas. Antunes (2008) supõe que isto se deve à elevada rigidez do extensômetro em relação ao solo circundante.

Na Universidade de São Paulo, em São Carlos, foi desenvolvida, por Kakuda (2010), uma caixa metálica com as seguintes dimensões: 1,5 m de comprimento por 1,5 m de largura e 1,2 m de altura (Fig. 2.19). Nesta caixa foi construída uma estrutura de um pavimento composto por uma base granular (20 cm) e um subleito (50 cm). O trabalho de Kakuda (2010) teve como objetivo principal desenvolver, construir e testar um

modelo físico em laboratório que permitisse avaliar o comportamento mecânico de seções de pavimentos com dimensões similares às reais.

Um carregamento cíclico, com frequência de 1Hz, foi simulado por um sistema pneumático que aplicava uma pressão de 550 kPa distribuída numa placa circular metálica de 300 mm de diâmetro revestida com uma borracha de 4,0mm de espessura no contato com o pavimento para se evitar rupturas localizadas e simular o contato flexível pneu-pavimento.

A força aplicada foi monitorada por uma célula de carga acoplada ao cilindro pneumático, os deslocamentos superficiais monitorados por seis LVDTs alinhados e apoiados sobre a superfície do pavimento, cinco deles posicionados fora da região carregada, e um posicionado em um pequeno orifício da placa, e quatro células de tensão total instaladas sob a vertical do carregamento nos horizontes da interface subleito/base e centro da base (Fig. 2.20). O autor recomenda a utilização de células de tensão total para obtenção de tensões verticais.

O autor mostrou-se satisfeito com o equipamento desenvolvido, concluindo que este atendeu às expectativas, podendo-se afirmar que o mesmo apresentou um bom funcionamento, assim como o sistema pneumático e os transdutores de deslocamento.



Figura 2.19: Caixa de ensaios da USP-SC (KAKUDA, 2010)

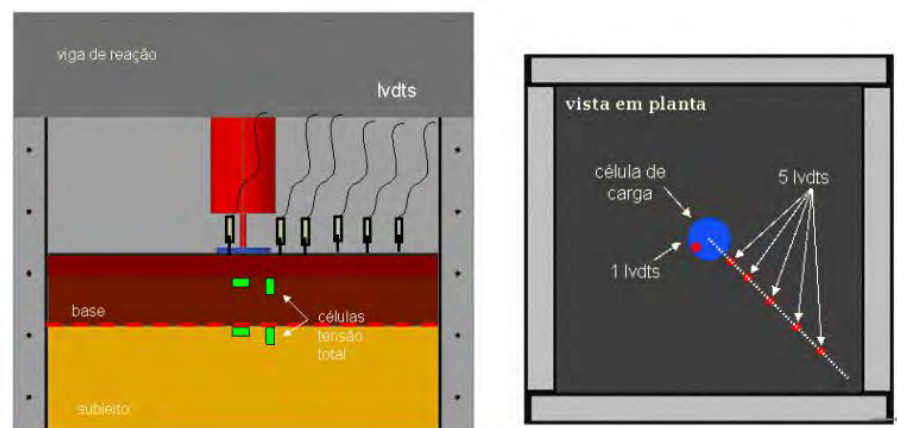


Figura 2.20: Posicionamento dos instrumentos no experimento de Kakuda (2010)

Para determinar as dimensões da caixa Kakuda (2010) realizou simulações numéricas, para verificar se as dimensões do modelo eram apropriadas, no *software* Plaxis. Este *software* foi especialmente concebido para realizar análises de deformações, deslocamentos e estabilidade para vários tipos de aplicações geotécnicas.

Para as análises foi definida uma estrutura de pavimento flexível composta de uma capa de CBUQ (7,0 cm) e uma base granular (40,0 cm) sobreposta a um subleito (50,0 cm), representado por uma camada de solo. Estes elementos foram inseridos em uma estrutura indeformável, simulando a caixa de ensaios de aço. Para o carregamento da seção do pavimento, supôs-se uma roda de um eixo-padrão de rodas duplas com pressão de contato de $5,6 \text{ kgf/cm}^2$ e raio de 10,8 cm, representada por uma placa flexível. As análises mostraram que se os vínculos nas paredes verticais da caixa fossem fixos, nas duas direções, existiria uma influência das paredes da caixa nos resultados, o que exigiria a construção de uma estrutura de dimensões não compatíveis com o espaço disponível. Então, para se garantir o movimento vertical livre da estrutura do pavimento com relação à caixa providenciou-se a minimização do atrito nas laterais durante a compactação.

Kakuda (2010) ainda comparou as bacias de deflexão de caixas circulares com diâmetros de 1,5; 2,0; e 3,0 m, com as bacias obtidas por meio de uma simulação onde não existiria nenhuma restrição lateral ao desenvolvimento dos deslocamentos, com o programa Elsym5. Comparando-se as bacias obtidas nas simulações usando o Plaxis para 1,5 e 3,0 m (esta última é considerada a medida ideal) observa-se que a diferença, no centro do carregamento, é de aproximadamente 5%. Comparando-se a bacia de 1,5 m com a obtida a partir do programa Elsym-5, observa-se que as deformações elásticas no

centro do carregamento são coincidentes. Estas considerações levaram Kakuda (2010) a concluir que as dimensões para a caixa, em que a influência das paredes seria muito pequena, seria uma seção com 2,0 m x 2,0m (igual à seção do Tanque-Teste), mas por falta de espaço no laboratório de estradas da EESC/USP, a mesma foi construída com 1,5 m de seção.

Os dois últimos autores citados relatam uma variedade de trabalhos internacionais acerca do reforço de pavimentos com geogrelhas, em que se realizaram ensaios em modelos físicos parecidos com os modelos citados neste item. A maioria dos autores defende que os principais objetivos em realizar testes em modelos físicos de verdadeira grandeza são: (i) a comparação direta do comportamento de soluções diferentes, como o pavimento reforçado e o não-reforçado, em que só interessa quantificar a diferença entre as soluções e não avaliar o desempenho delas em condições reais; (ii) teste de instrumentos e de verificação de hipóteses de cálculo. Ou seja, os modelos físicos são utilizados para testar situações específicas em que se pode simplificar o problema, ignorando a variação do clima e do tráfego (Youwai, *et al.*, 2012; SHARP, 2014).

Quando o objetivo é compreender as respostas do pavimento sob diferentes níveis de carga e condições ambientais, faz-se uso de *Accelerated Pavement Testing* (APT), que é a aplicação controlada de uma carga de roda sobre uma seção de um pavimento instrumentado e monitorado, o que permite a determinação das respostas e do acúmulo de danos em um tempo relativamente reduzido (meses). Quando se deseja um estudo mais detalhado e compreensivo do desempenho de pavimentos recorre-se a *Long Term Pavement Performance* (LTPP), que são estudos e monitorações detalhadas de um determinado trecho durante toda a sua vida útil (anos), levando em conta a real variação do tráfego e do clima, como explicado no item 2.2. Boas referências sobre ATP e LTPP são NCHRP (2004); FHWA (2008); MNROAD (2014); e Sharp (2014), além das citadas previamente no item 2.2.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O objetivo geral da dissertação, apresentado no capítulo introdutório, é a análise do comportamento mecânico de um pavimento rodoviário, por meio de medições de tensões e deformações num modelo físico de verdadeira grandeza, e a comparação dos valores medidos com valores calculados por programas computacionais.

Para alcançar este objetivo, realizou-se um experimento no modelo físico de verdadeira grandeza da COPPE/UFRJ, o “Tanque-Teste de Pavimentos”, desenvolvido por Silva (2009) em sua tese de doutorado (vide 2.3.1). Este experimento foi dividido em três etapas principais, a saber:

- 1) Construção e instrumentação da seção do pavimento a ser estudada, no Tanque-Teste do Laboratório de Geotecnia/Pavimentos da COPPE/UFRJ;
- 2) Aplicação de um carregamento cíclico no modelo físico, com monitoração e medição de respostas estruturais, pelos instrumentos;
- 3) Comparação das respostas estruturais medidas com as previstas por softwares de cálculo de tensões e deformações em pavimentos.

Neste capítulo, descrevem-se os materiais, equipamentos, softwares e ensaios realizados em cada uma das três etapas do experimento. Descreve-se também o levantamento defletométrico realizado com FWD no pavimento real que serviu de base para a montagem da estrutura no tanque-teste.

3.2 ESTRUTURA DO PAVIMENTO TESTADO

A estrutura do pavimento ensaiada (Fig. 3.1) é a do pavimento asfáltico de um segmento de uma via do terminal Aroldo Melodia, da linha de *Bus Rapid Transit* (BRT) TransCarioca, localizado próximo ao Hospital Universitário Clementino Fraga Filho

(HUCFF) na Cidade Universitária do Rio de Janeiro. Esta seção é definida como pavimento semirrígido, por possuir uma base de material cimentado.

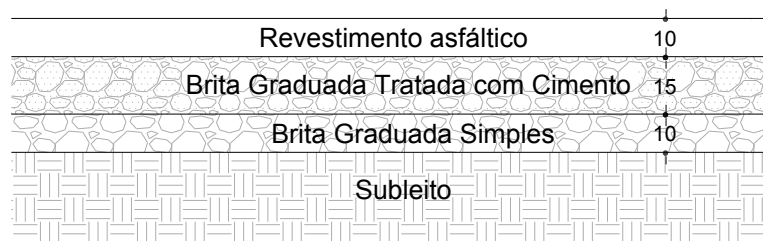


Figura 3.1: Seção do pavimento testado nesta pesquisa

O Revestimento asfáltico é constituído por duas misturas asfálticas diferentes: uma camada de ligação de 5 cm; e uma camada de rolamento de 5 cm. A base é de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), enquanto que a sub-base é composta pelo mesmo material, mas sem o tratamento cimentante. Toda esta estrutura está assente sobre um subleito de solo de empréstimo. A caracterização destes materiais é apresentada no item a seguir.

3.3 MATERIAIS DAS CAMADAS DO PAVIMENTO

Todos os materiais utilizados nesta dissertação para a construção da estrutura do pavimento vieram diretamente do canteiro de obras do terminal BRT na Cidade Universitária, exceto os que compuseram as misturas asfálticas (ligante asfáltico, agregados e fileres), pois estes foram coletados na usina da MasterPav, em Queimados.

3.3.1 Subleito

Para compor a camada de subleito, foi coletado, no canteiro de obras, um solo argiloso (identificação táctil-visual). Este solo foi armazenado no Setor de Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, e registrado com o código S=1285.

Classificação Geotécnica tradicional

A partir da análise da curva granulométrica (escala ABNT) e dos valores dos índices físicos (Fig. 3.2 e Tab. 3.1), o solo do subleito foi classificado, pela classificação unificada (USCS) como uma argila de alta compressibilidade, ou seja, um CH. Pela classificação rodoviária (HRB), os mesmos índices classificaram o solo como um A-7-6, sendo o valor do IG igual a 19. Esta última classificação indica um solo de mau

comportamento como subleito em países de climas frios e temperados, onde se originou esta classificação.

Tabela 3.1: Propriedades índices do solo do subleito deste estudo

Propriedades índices	Valor
Limite de Liquidez (LL)	64 %
Limite de Plasticidade (LP)	23 %
Índice de Plasticidade (IP)	41 %
Densidade real dos grãos (G)	2,693

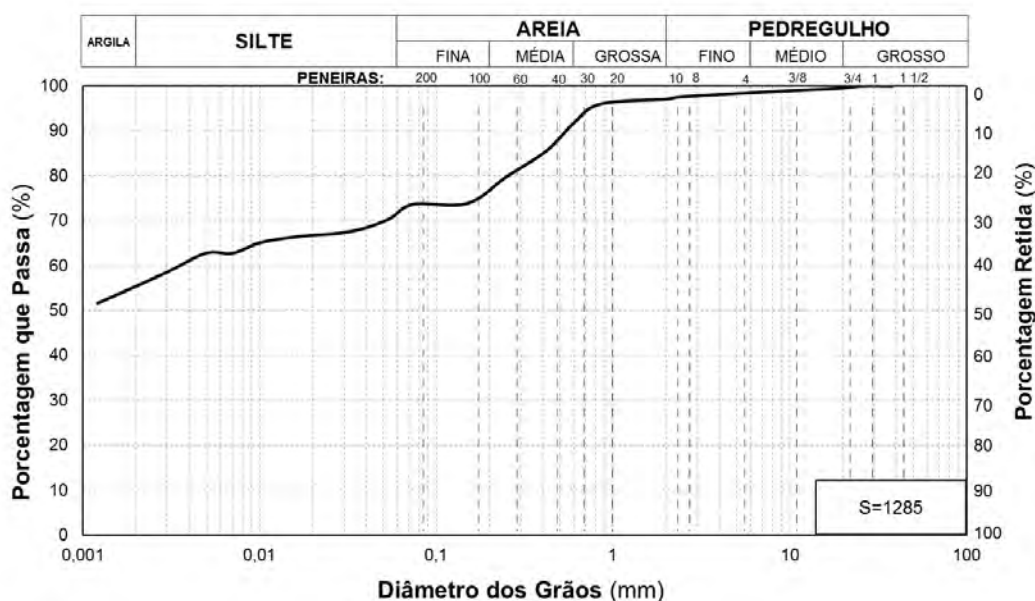


Figura 3.2: Curva granulométrica do solo de subleito deste estudo

Classificação MCT

Diversos autores têm demonstrado que a classificação geotécnica tradicional não é adequada para solos evoluídos em climas tropicais, e por isso é recomendada a classificação destes a partir do método MCT (Miniatura Compactado Tropical), apresentado por Nogami & Villibor em 1981. Esta classificação foi desenvolvida para fins rodoviários, separando os solos em dois grupos: solos de comportamento laterítico (L) e não laterítico (N), a partir de critérios tecnológicos (VILLIBOR & NOGAMI, 2009).

O solo utilizado nesta dissertação enquadra-se no grupo NG', apesar de no gráfico de classificação (Fig 3.3) este solo estar posicionado na fronteira entre dois grupos, a curva PI versus Mini-MCV não decresce entre Mini-MCV 10 e 20 (Fig 3.4). O grupo NG' é

constituído por argilas; argilas arenosas; argilas siltosas; e siltes argilosos, todos não lateríticos.

Tabela 3.2: Coeficientes da classificação MCT do solo de subleito deste estudo

Pi	d'	c'	e'	Classificação MCT
102%	46,5	2,31	1,13	NG'

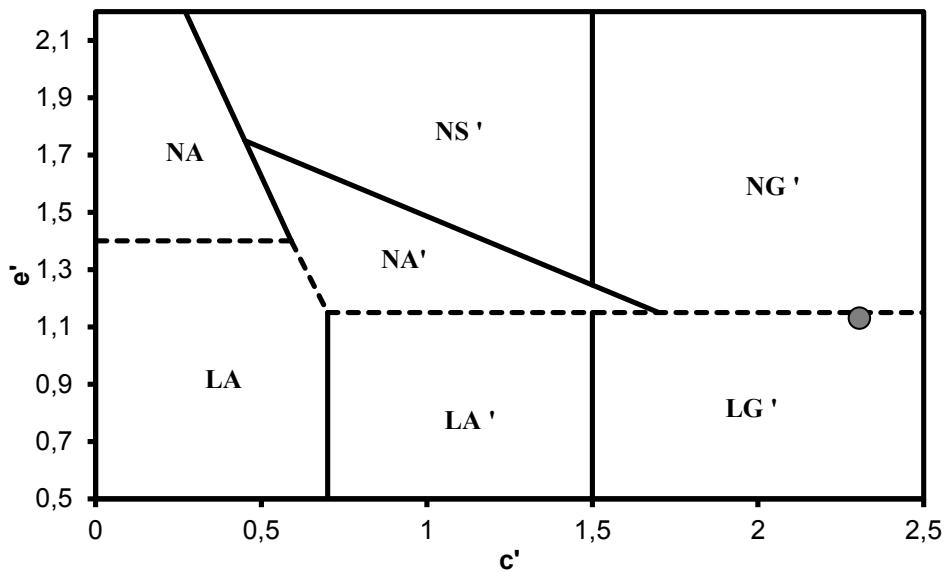


Figura 3.3: Gráfico de classificação MCT do solo deste estudo

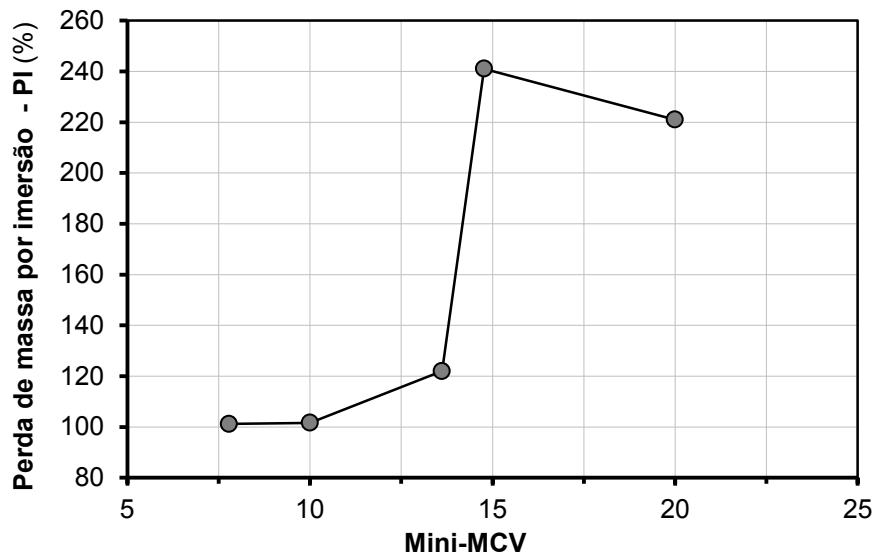


Figura 3.4: PI versus Mini-MCV do solo deste estudo

Segundo Villibor & Nogami (2009), este grupo de solos, quando compactados na massa específica aparente seca máxima da energia Proctor normal, apresentam baixa permeabilidade, baixa expansão (<0,5%), elevada capacidade de suporte (12 a 30%), mas também elevada perda de suporte por imersão (>70%). O ensaio e a classificação MCT foram realizados seguindo os procedimentos descritos em Villibor & Nogami (2009).

Compactação Proctor

A Figura 3.5 apresenta a curva de compactação do solo do subleito, para a energia equivalente à do Proctor Normal, obtida a partir da compactação do solo em cilindros metálicos de 10,0 cm x 20,0 cm, com um soquete mecânico. Também estão graficadas as curvas de pontos com igual saturação, para 80% e 100% de saturação.

A massa específica aparente seca máxima (MEAS) é igual 1,515 g/cm³ para a umidade ótima de 22,8%. Estes valores foram utilizados no controle de compactação do subleito no Tanque-Teste (vide 3.6.1).

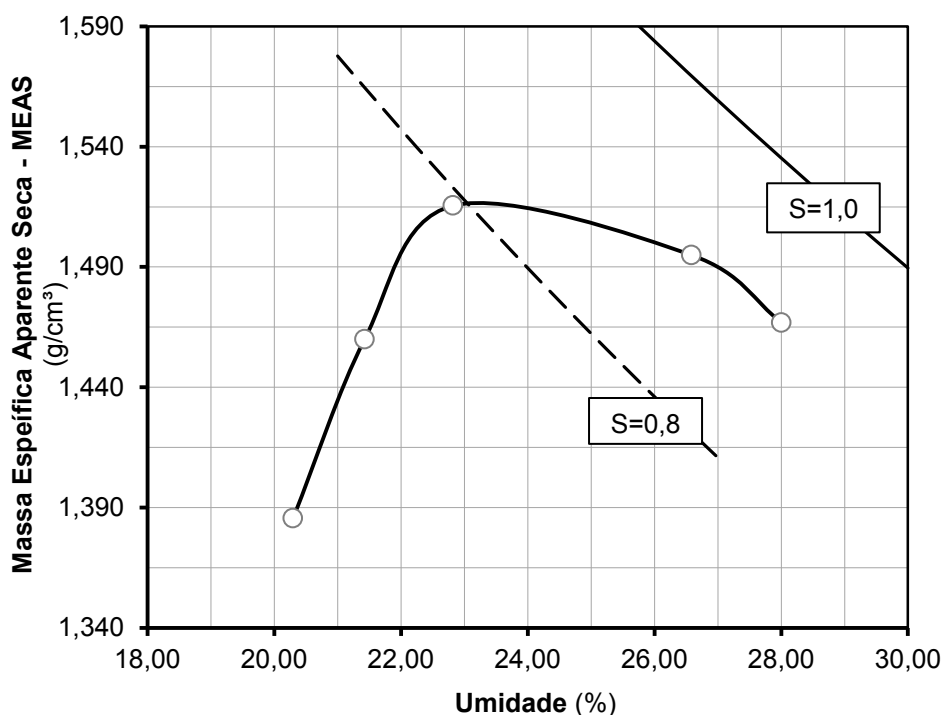


Figura 3.5: Curva de Compactação do solo subleito deste estudo - Proctor Normal

Módulo de Resiliência

O ensaio de módulo de resiliência foi realizado em três corpos-de-prova, de 10,0 x 20,0 cm de dimensões, moldados, na energia equivalente à do Proctor Normal, com amostras de solo coletadas no momento da compactação da última camada do subleito do Tanque-Teste (ver 3.6.1). Os procedimentos do ensaio de módulo seguiram a norma DNIT 134/2010-ME. As fichas do ensaio encontram-se nos anexos.

De acordo com Medina & Motta (2005), os solos com mais de 50% passando na peneira #200 tem um comportamento resiliente tipicamente argiloso, ou seja, apresentam MR decrescente com o aumento da tensão desvio, e quando plotados em escala log-log (Fig. 3.6) os resultados podem ser enquadrados pelo modelo proposto por Svenson (1980), o que se confirmou neste caso (Figura 3.6, Tabela 3.3):

$$MR = k_1 \cdot (\sigma_d)^{k_2} \quad (3.1)$$

onde:

MR é o módulo de resiliência (MPa);

ζ_d é a tensão desvio (MPa);

k1 e k2 são os coeficientes da regressão.

Tabela 3.3: Resultados MR do solo de subleito deste estudo

	w (%)	MEAS (g/cm ³)	GC (%)	MR médio (MPa)	k1	k2	R²
895-2014	20,48	1,460	96,37	201	58,8	-0,5038	0,92
896-2014	20,34	1,443	95,23	191	60,2	-0,4776	0,94
897-2014	21,15	1,462	96,50	174	57,6	-0,4563	0,92
Média	20,66	1,455	96,03	189	58,8	-0,4792	0,93

Os resultados de módulo apresentaram baixa dispersão (Tab. 3.3), isto pode ser explicado pela semelhança dos Graus de Compactação e umidade, indicando que os CPs foram testados praticamente na mesma condição de densidade e umidade.

Mâcedo (1996) propôs o modelo composto (Eq. 3.2) porque do ponto de vista estatístico é mais aceitável e menos tendencioso, resultando em R² maiores. Medina & Motta (2005) relatam que este modelo vem sendo preferido pela prática de engenharia, devido ao seu caráter “genérico” do ponto de vista da granulometria dos solos.

$$MR = k1 \cdot (\sigma_3)^{k2} \cdot (\sigma_d)^{k3} \quad (3.2)$$

onde:

MR é o módulo de resiliência (MPa);

ζ_d é a tensão desvio (MPa);

ζ_3 é a tensão confinante (MPa);

k1 (MPa), k2 e k3 são os coeficientes da regressão.

As constantes do modelo composto foram obtidos pela estimativa não linear no software *Statistica*. Os valores obtidos (Tab 3.4) estão coerentes com os valores da base de dados de Ferreira (2008). Nesta base de dados há uma Argila com propriedades índices semelhantes ao S=1285, classificada como A-7-6, em que os coeficientes do modelo composto são 79 (k1), 0,124 (k2) e -0,600 (k3).

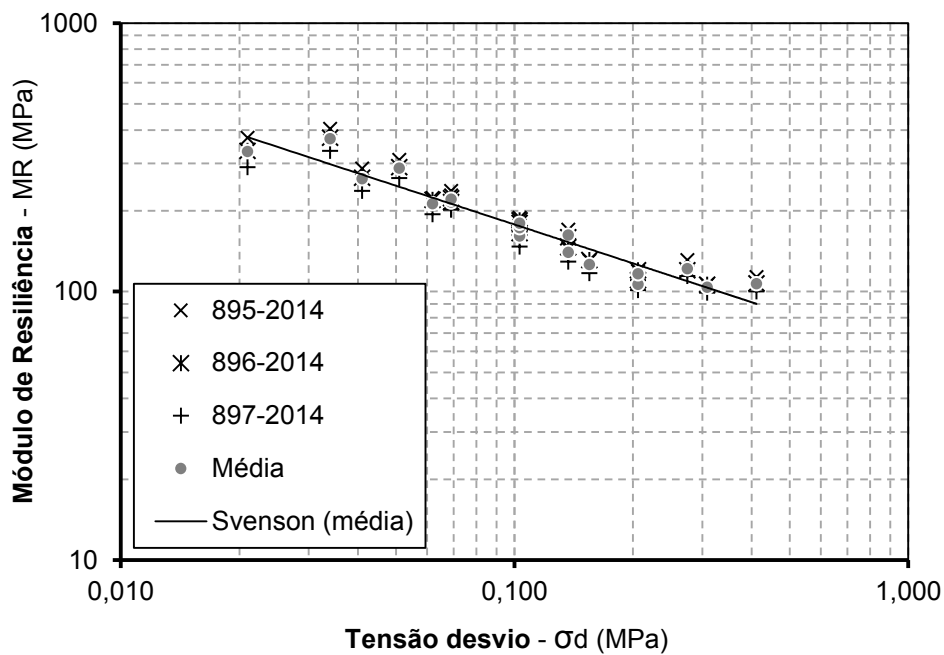


Figura 3.6: Curvas MR versus ζ_d do solo de subleito deste estudo

Tabela 3.4: Parâmetros do modelo composto do solo de subleito deste estudo

	k1	k2	k3	R²
895-2014	74,46	0,1736	-0,6223	0,97
896-2014	75,38	0,1458	-0,5662	0,96
897-2014	75,10	0,1721	-0,5606	0,95
Média	74,86	0,1637	-0,5844	0,96

3.3.2 Sub-base

Foram entregues no laboratório de Geotecnia 0,6 m³ da mistura de agregados que compunham a BGS da sub-base. Este material foi registrado com o código S=1290, estocado no pátio e coberto com lonas plásticas para preservar a sua umidade de dosagem temporariamente.

Distribuição granulométrica

A distribuição granulométrica da BGS (Fig 3.7) foi determinada conforme a NBR NM 248. De acordo com a especificação construtiva da TransCarioca a BGS deveria estar enquadrada na faixa B da ET-DE-P00-008 do DER-SP, mas a média das amostras testadas ficou um pouco fora da faixa. No entanto a porcentagem de material, passando na #200, não ultrapassa 2/3 da porcentagem passando na peneira 40, cumprindo assim um dos requisitos da especificação.

Tabela 3.5: Distribuição granulométrica da BGS usada neste experimento

Peneira		BGS -TransCarioca			ET-DE-P00-008	
ASTM	mm	% retida média	%retida acumulada	% passante acumulada	Faixa B % passante	
2"	50,00	0,00	0,0	100,0	100	100
1"	25,40	1,21	1,2	98,8	82	90
3/8"	9,50	24,22	25,4	74,6	60	75
#4	4,75	8,90	34,3	65,7	45	60
#10	2,00	17,32	51,6	48,4	32	45
#40	0,42	23,48	75,1	24,9	22	30
#200	0,08	19,02	94,1	5,9	10	15
Fundo		5,86	100,0	0,0	-	-

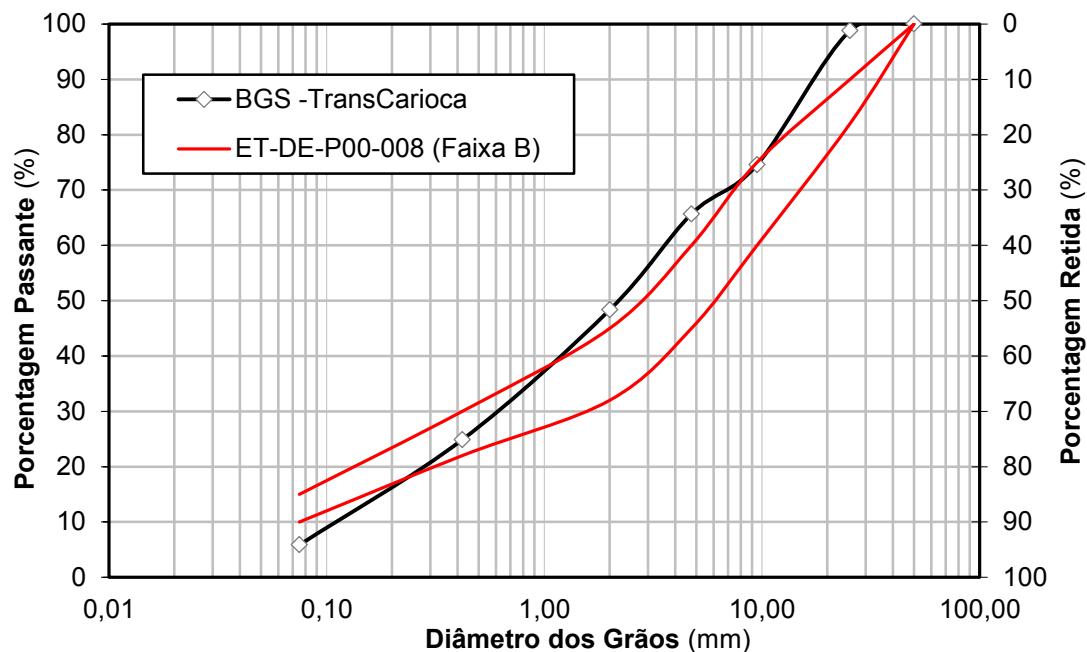


Figura 3.7: Curva granulométrica da BGS usada neste experimento

Compactação Proctor

A Figura 3.8 apresenta a curva de compactação da BGS, para a energia Proctor Modificada, obtida pelo mesmo método utilizado para o solo, só que neste caso houve a necessidade de retirar material maior do que 25,4 mm, em função das dimensões dos CPs. A MEAS foi igual a 2,268 g/cm³ para a umidade ótima de 5,8%.

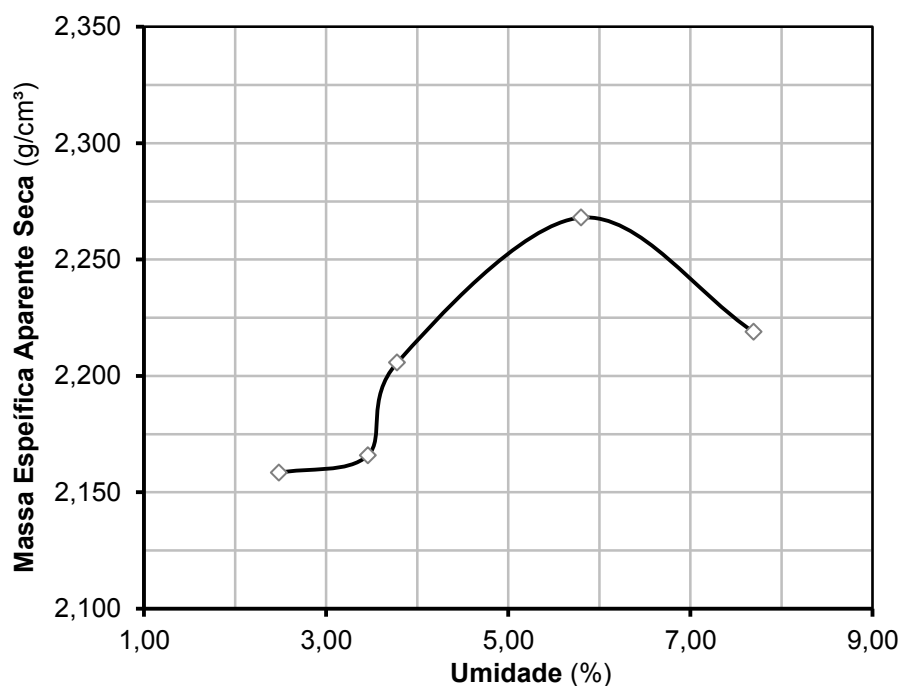


Figura 3.8: Curva de Compactação da BGS deste experimento – Proctor Modificada

Módulo de Resiliência

Assim como no caso do subleito o ensaio de módulo de resiliência foi realizado em amostras coletadas no momento da compactação da camada de Base no Tanque-Teste. Só que neste caso, devido à granulometria do material (diâmetro máximo nominal 25,4 mm), os corpos-de-prova foram de dimensões maiores: 15 cm de diâmetro x 30 cm de altura, e compactados na energia equivalente à Proctor Modificada. Os procedimentos do ensaio de módulo seguiram a norma DNIT 134/2010-ME. Apesar da camada de Base no Tanque-Teste ter sido compactada na umidade ótima, (ver 3.6.2) os corpos-de-prova apresentaram umidades menores. As fichas do ensaio encontram-se nos anexos.

Materiais com menos de 35% passando na peneira #200, tem um comportamento resiliente tipicamente granular, ou seja, apresentam MR crescente com o aumento da tensão confinante, e quando plotados em escala log-log (Fig. 3.9) os resultados podem ser enquadrados pelo modelo:

$$MR = k1 \cdot (\sigma_3)^{k2} \quad (3.3)$$

onde:

MR é o módulo de resiliência, em MPa

ζ_3 é a tensão confinante, em MPa

k1 e k2 são os coeficientes da regressão

Uzan (1985) recomenda que este modelo seja usado quando as deformações resilientes específicas de compressão sejam menores do que 5×10^{-4} , e de fato as deformações dos CPs ficaram abaixo deste patamar.

Os resultados de módulo de resiliência da BGS da sub-base apresentaram maior dispersão do que os do subleito (Tab. 3.6), mas acredita-se que esta seja inerente à heterogeneidade do material.

Tabela 3.6: Resultados MR da BGS deste experimento

	W	MEAS	GC	MR médio	k1	k2	R²
	(%)	(g/cm ³)	(%)	(MPa)			
908-2014	2,78	2,213	97,57	357	2998,3	0,7879	0,94
909-2014	2,23	2,203	97,13	459	5237,3	0,9099	0,96
910-2014	3,47	2,244	98,94	429	4777,1	0,8975	0,97
Média	2,83	2,220	97,88	415	4293	0,8695	0,96

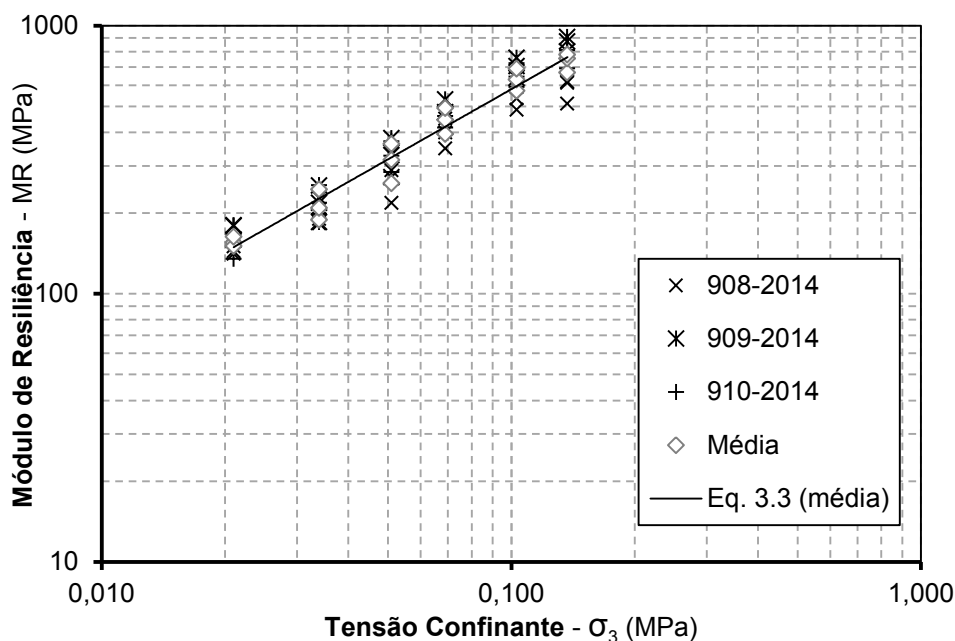


Figura 3.9: Curvas MR versus ζ_3 da BGS deste experimento

Também se determinaram as constantes do modelo composto (Tab. 3.7), do mesmo modo que para o S=1285 (Eq. 3.2)

Tabela 3.7: Parâmetros do modelo composto da BGS deste experimento

	k1	k2	k3	R²
908-2014	2340,82	0,537	0,199	0,98
909-2014	5033,62	0,773	0,155	0,98
910-2014	3846,73	0,683	0,168	0,99
Média	3647,16	0,672	0,172	0,99

3.3.3 Base

Como descrito em 3.2 a camada de Base é constituída por BGTC. O consórcio TransCarioca entregou, no laboratório de Geotecnia, 0,8 m³ da mistura de agregados, deixando a adição do cimento (CP-III) para ser realizada em laboratório. Este material foi registrado com o código S=1290C, estocado e coberto da mesma forma que a BGS.

Traço e distribuição granulométrica

A mistura de agregados que compõe a BGTC é a mesma que compõe a BGS, então as informações referentes à distribuição granulométrica já foram apresentadas na Figura 3.6 e na Tabela 3.5.

Sha & Hu (2013), da Universidade de Chang'na, defendem que de acordo com a proporção entre agregado graúdo (> 4,5 mm) e agregado miúdo (<4,5 mm), os materiais estabilizados com cimento podem ser divididos em quatro tipos: estrutura de esqueleto-denso; estrutura de esqueleto-poroso; estrutura de suspensão-densa; e estrutura uniformemente-densa.

O traço da BGTC foi fornecido pelo consórcio TransCarioca e se encontra resumido na Tabela 3.5. A massa específica teórica (MET) obtida pela soma dos materiais componentes da BGTC é de 2472 kg/m³ na umidade de 5,5%, este valor de MET é semelhante aos valores relatados por Sha & Hu (2013), para uma umidade de 5 %. De acordo com as especificações do consórcio, a massa específica de campo não deverá ser inferior a 97% da MET.

Tabela 3.5: Traço da BGTC deste experimento

Material	Proporção	% da massa seca de agregados
Cimento (CP-III)	70 kg/m ³	3,0
Agregados	2272 kg/m ³	-
água	130 lt/m ³	5,7

Resistência à Compressão Simples (RCS) e Módulo de Elasticidade

A especificação de serviço da TransCarioca determina que o controle tecnológico da BGTC seja realizado pela determinação da RCS em corpos-de-prova (CPs) de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, moldados na energia intermediária. Então, no momento da execução da camada de Base no modelo físico (vide 3.5.3) moldaram-se 3 CPs para os ensaios de controle aos 7 (1 CP) e aos 28 dias (2 CPs).

A RCS média da BGTC aos 28 dias foi de 4,06 MPa (Fig 3.10), não se situando entre 5 MPa e 8,5 MPa, que são os valores recomendados na especificação de serviço da TransCarioca para esta idade.

Simultaneamente à determinação da RCS (@28 dias) mediram-se as deformações específicas dos CPs com o intuito de traçar a curva tensão-deformação (Fig. 3.11), e posteriormente determinação do módulo elástico à compressão, também chamado módulo de deformação tangente à origem, seguindo os procedimentos da norma NBR 8522.

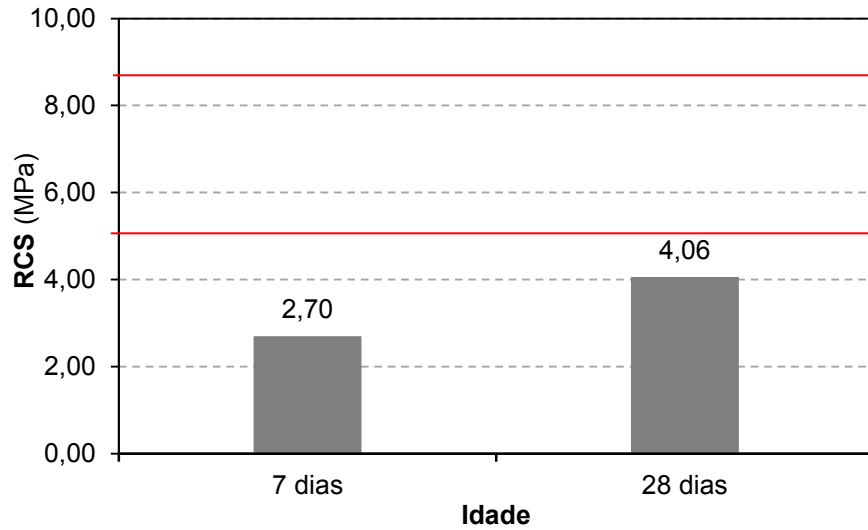


Figura 3.10: Resistência à Compressão Simples da BGTC deste estudo @ 7 e 28 dias

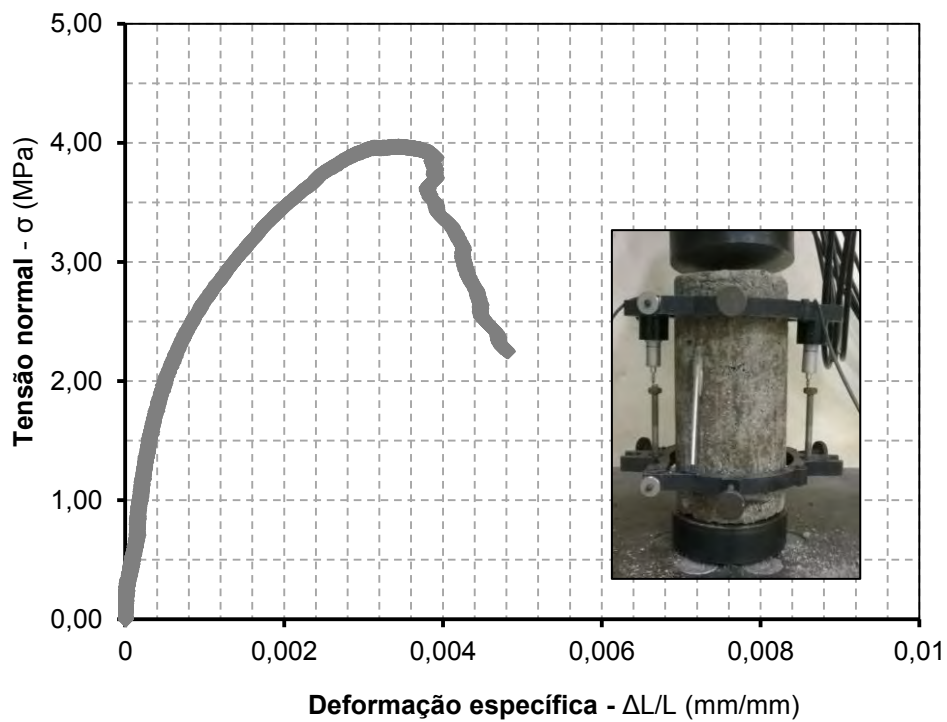


Figura 3.11: Curva tensão-deformação de um CP de BGTC (914-2014)

Tabela 3.6: Módulos Elásticos da BGTC deste experimento

	913-2014	914-2014	Média	Eq. 3.5
E (MPa)	4.494	5.440	4.967	4.210

O módulo de elasticidade de cada CP foi calculado pela Equação 3.4, e os resultados estão apresentados na Tabela 3.6.

$$E_{ci} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\epsilon_b - \epsilon_a} \quad (3.4)$$

onde:

ζ_b é a tensão maior, em MPa ($\zeta_b = 0,3 \times \text{RCS}$);

ζ_a é a tensão básica, em MPa ($\zeta_a = 0,5$ MPa);

ϵ_b é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão maior;

ϵ_a é a deformação específica média dos corpos-de-prova sob a tensão básica.

Balbo (1997) realizou um estudo extenso sobre BGTCs e relatou que não houve variação significativa entre o módulo obtido aos 28 dias para o módulo obtido aos 56 dias e que maiores valores de módulo foram alcançados para BGTCs compactadas com umidades menores do que a ótima. Neste estudo Balbo compactou as misturas, com 4% de cimento, na energia modificada e apresentou a Equação 3.5 para estimativa do módulo a partir da RCS, com R^2 igual a 0,755 e desvio padrão igual a 3.233 MPa.

$$E = -5.133 + 2.549 \cdot \text{RCS} - 61 \cdot \text{RCS}^2 \quad (3.5)$$

onde:

E é o módulo de elasticidade (MPa)

RCS é a Resistência à Compressão Simples @ 28 dia (MPa);

A média dos módulos elásticos da BGTC desta dissertação é da mesma ordem de grandeza do que o valor previsto pela Eq. 3.5, a partir da RCS da mesma BGTC, mas estes valores são menores do que os apresentados por Balbo (1997), conforme tabela 3.6.

Módulo de Resiliência

Os ensaios de Módulo foram realizados antes dos ensaios de RCS nas idades de 7 e 28 dias, nos CPs moldados no momento da execução da camada de Base no modelo físico, como explicado anteriormente. As fichas do ensaio encontram-se nos anexos.

Os resultados indicam que o comportamento do MR da BGTC se enquadra no modelo granular (Fig 3.12), mostrando que a granulometria do material tem uma influência predominante apesar da cimentação. Também se determinaram as constantes do modelo composto, apresentado na Equação 3.3 (Tab. 3.7).

$$MR = k1 \cdot (\sigma_3)^{k2} \quad (3.3)$$

onde:

MR é o módulo de resiliência (MPa);

ζ_3 é a tensão confinante (MPa);

k1 e k2 são os coeficientes da regressão

A média do MR aos 28 dias foi de 1983 MPa (Tab. 3.8), um valor muito abaixo dos mínimos relatados na literatura. Pode ser que o ensaio de MR para este tipo de material não esteja sendo feito de forma satisfatória como discutido em Motta e Ubaldo (2014), visto que não é esperado que um material tratado com cimento ainda tenha um comportamento não linear tão acentuado. Também o módulo estático apresentou-se maior do que o cíclico, o que também não é usual. Também existem algumas incoerências nas moldagens dos CPS, como é o caso dos baixos GC para umidades muito próximas da indicada no traço, este fato pode indicar que a MET indicada na especificação de serviço da TransCarioca seja correspondente à energia Proctor Modificada e não à Intermediária, energia na qual foram moldados os CPs. Esta suspeita vem do fato de que a massa específica dos agregados, indicada no traço, é de 2,272 t/m³, muito próxima da MEAS encontrada para a BGS.

Tabela 3.7: Parâmetros do modelo composto BGTC deste estudo

	k1	k2	k3	R²
912-2014	83181,22	1,550	0,150	0,98
913-2014	11347,68	0,460	0,130	0,99
914-2014	7509,64	0,481	0,127	0,99
Média	9429,53	0,467	0,131	0,99

Tabela 3.8: Resultados MR da BGTC deste estudo

	W (%)	MEAS (g/cm³)	GC (%)	MR médio (MPa)	k1	k2	R²
912-2014 (7d)	5,53	2,180	93,08	1215	21149,5	1,1138	0,82
913-2014 (28d)	5,19	1,942	82,90	2435	11516,0	0,5667	0,96
914-2014 (28d)	5,37	2,218	94,66	1530	8760,1	0,6384	0,97
Média (28d)	5,280	2,080	88,78	1983	10066	0,5932	0,97

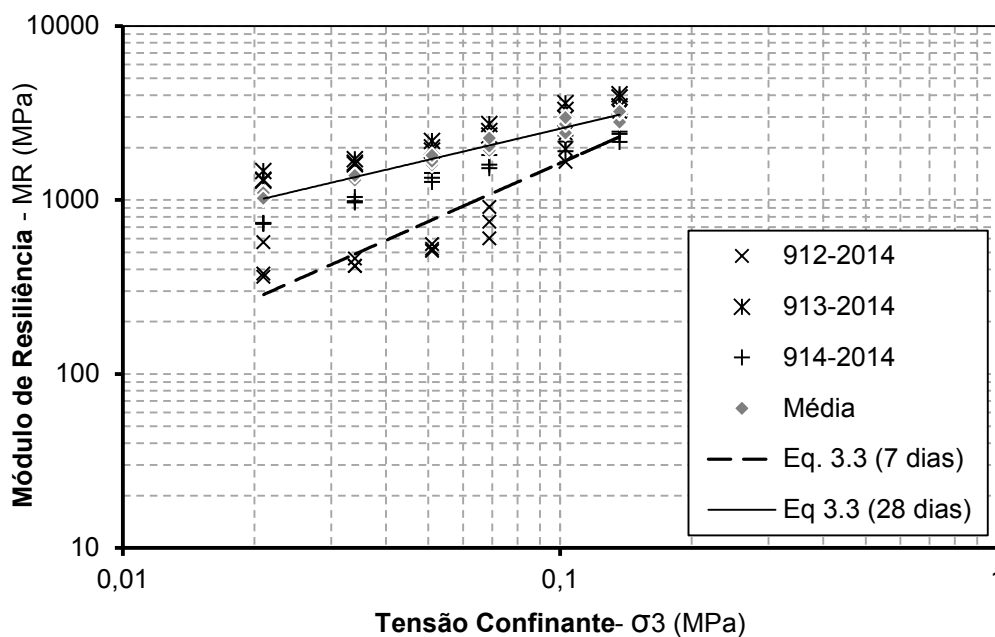


Figura 3.12: Curvas MR versus ζ_3 da BGTC deste estudo

3.3.4 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

O CAP utilizado em ambas as misturas é o FLEXPAVE 60/85, fornecido pela GRECA Distribuidora de Asfalto, Ltda. As especificações técnicas deste CAP modificado por polímero SBS podem ser encontradas em GRECA (2014).

Viscosidade Brookfield

A curva viscosidade Brookfield *versus* Temperatura (Fig. 3.13) indica que o intervalo de temperatura para usinagem das misturas, contendo este CAP, é de 178°C a 183°C e para compactação é de 167°C a 172°C, pois a estas temperaturas correspondem as faixas de viscosidades de 150 a 190 cP e 250 a 310 cP, respectivamente. Estes valores de viscosidade não costumam ser adotados para ligantes modificados, mas de acordo com as especificações foram usados como referência.

Classificação SUPERPAVE

A classificação SUPERPAVE (*Superior Performance Asphalt Pavement*) avalia as propriedades reológicas dos ligantes asfálticos em uma faixa de temperatura que cobre as etapas de usinagem, espalhamento e compactação e temperaturas do pavimento durante sua vida útil, a partir de ensaios mais representativos do que os tradicionais.

O módulo de cisalhamento dinâmico ($|G^*|$) e o ângulo de fase (δ) são determinados no reômetro de cisalhamento dinâmico, e com estas propriedades do ligante determina-se o valor do parâmetro $|G^*|/\text{sen}(\delta)$ que está relacionado com a vida de fadiga.

O J_{nr} , *creep compliance*, permite avaliar o ligante quanto à deformação permanente, classificando-o de acordo com o nível de tráfego para o qual apresentará bom desempenho.

Os ensaios da classificação SUPERPAVE foram realizados no laboratório de ligantes do setor de Pavimentos da COPPE. Com os dados da Tabela 3.9, classificou-se o ligante como PG 70S-22

Tabela 3.9: Dados da Classificação SUPERPAVE do ligante deste estudo

Parâmetro	Temperatura (°C)	Medida	Especificação
Ligante Original			
Ponto de Fulgor (°C)	-	-	230
Viscosidade Brookfield (Pa.s)	135	1,18	3
$ G^* /\text{sen}(\delta)$ (kPa)	64	3,0	> 1,0
	70	1,6	
	76	0,9	
Ligante Envelhecido no RTFOT			
$ G^* /\text{sen}(\delta)$ (kPa)	64	4,8	> 2,2
	70	2,5	
	76	1,4	
$J_{nr;3,2}$	70	2,3	S [4,0 > J_{nr} > 2,0]
			H [2,0 > J_{nr} > 1,0]
			V [1,0 > J_{nr} > 0,5]
			E [0,5 > J_{nr} > 0,0]
R_{diff}	70	47,16%	< 75%
Ligante Envelhecido no RTFOT + PAV			
$ G^* /\text{sen}(\delta)$ (kPa)	22	8.016	< 5.000
	25	5.012	
	28	2.994	
Módulo de Rigidez - S (MPa)	-6	33	< 300
	-12	142	
	-18	239	
Coeficiente angular -m	-6	0,457	> 0,300
	-12	0,362	
	-18	0,286	

Legenda J_{nr} : S – Standard Traffic; H – Heavy Traffic, V – Very Heavy Traffic; E- Extreme traffic

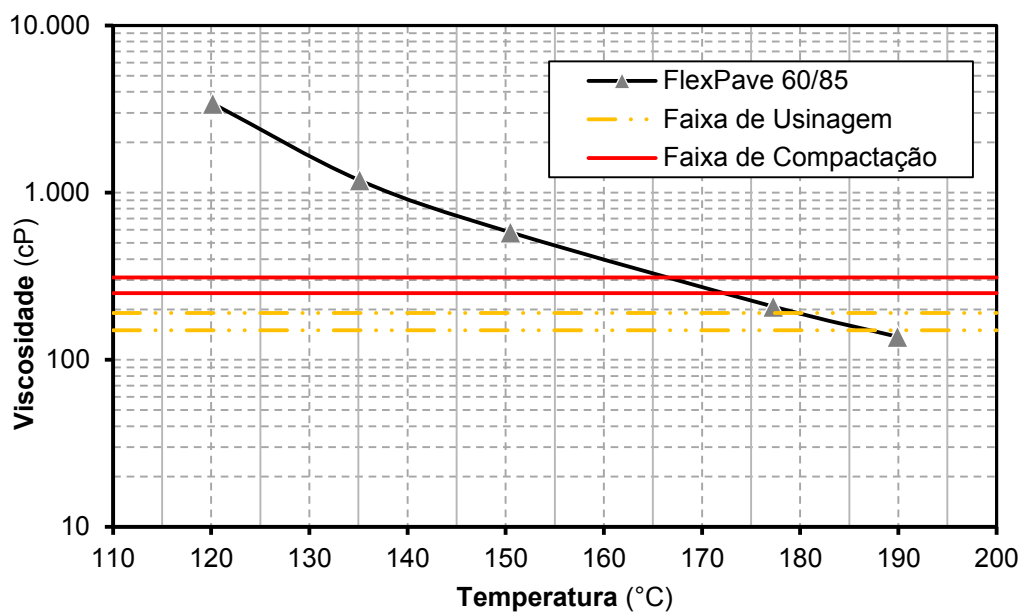


Figura 3.13: Curva Viscosidade versus Temperatura FLEXPAVE 60/85 usado neste estudo

3.3.5 Camada de ligação

Características da Mistura

A mistura de agregados do Binder é composta por Brita 1 (26%); Brita 0 (34%); Pó-de-Pedra (38%); e o Retorno dos Filtros (2,0%). Esta proporção foi adotada para atender a Faixa IV-C do Instituto de Asfalto (Tab. 3.10 & Fig 3.14).

Tabela 3.10: Distribuição granulométrica do Binder deste estudo (especificação da TransCarioca)

Peneira	ASTM	mm	% passante			
			Binder -TransCarioca		Instituto de Asfalto	
			Faixa de Trabalho	Mistura	Faixa IV-C Binder	
1"	25,40	100	100	100	100	100
3/4"	19,10	99	92	100	80	100
3/8"	9,52	76	69	80	60	80
#4	4,75	54	53	61	48	65
#8	2,36	40	35	45	35	50
#30	0,60	28	23	30	19	30
#50	0,30	18	15	22	13	23
#100	0,150	9	7	11	7	15
#200	0,074	4	2	6	0	8

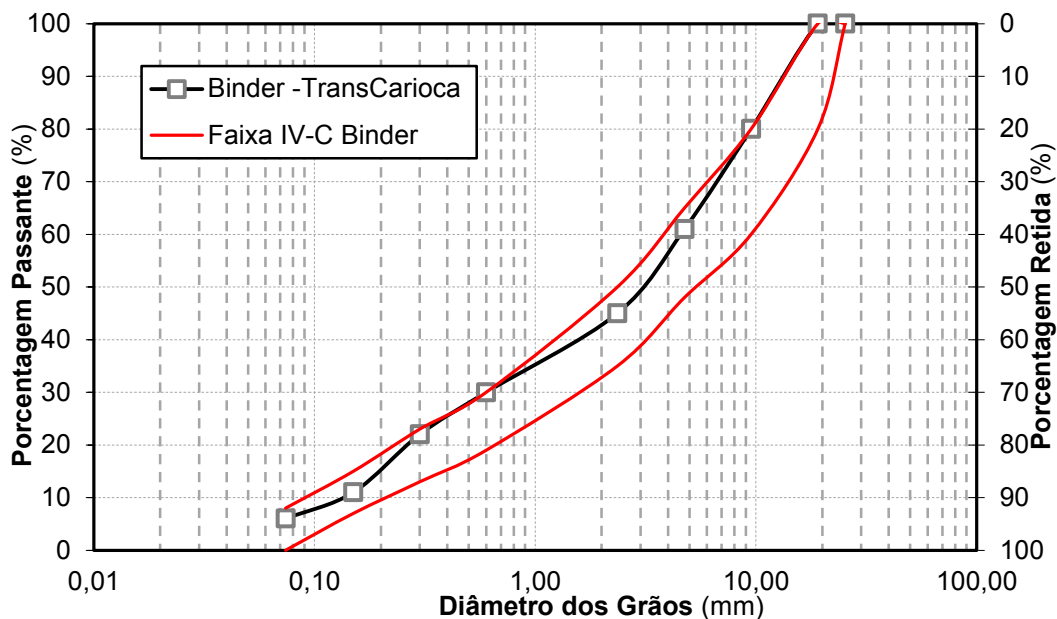


Figura 3.14: Curva granulométrica do Binder

A mistura do Binder foi dosada pelo método Marshall (75 golpes/face), para atender os critérios volumétricos da especificação de serviço DNIT 031/2006, resultando num teor ótimo de ligante igual a 4,6%, segundo a empresa MASTERPAV.

Tabela 3.11: Dados da mistura do Binder deste estudo (especificação TransCarioca)

Parâmetro de dosagem	Valor	DNIT 031/2006
Teor de Ligante	4,6%	
Massa Específica Aparente	2,400 g/cm ³	-
Massa Específica Máxima Teórica	2,526 g/cm ³	-
Volume de Vazios - V.V.	5,00%	4 a 6%
Vazios com Betume - V.C.B	10,95	-
Vazios no Agregado Mineral -V.A.M.	15,95%	> 15,00%
Relação Betume Vazios - R.B.V.	68,67%	65 a 72%
Resistência à Tração @25°C	1,73 MPa	> 0,65 MPa

Resistência à Tração Indireta (RT) & Módulo de Resiliência (MR)

Os corpos-de-prova foram moldados a partir da mistura colocada no Tanque-Teste, (vide 3.6) com 75 golpes/face no compactador Marshall. A RT média é igual a 1,87 MPa, este valor está próximo do valor relatado no projeto da MASTERPAV (Tab 3.11).

Os valores de módulo obtidos são elevados, mas estão coerentes com valores relatados por Bernucci et. al. (2008), assim como a relação MR/RT.

Tabela 3.12: RT & MR do Binder desta pesquisa

	VV (%)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR/RT
19454	4,5	7975	1,85	4311
19455	4,7	6927	1,99	3481
19456	3,9	7695	1,76	4372
Média	4,4	7532	1,87	4035

3.3.6 Camada de Rolamento

Assim como a camada de Binder a camada de rolamento foi reproduzida em laboratório conforme o projeto fornecido pela MASTERPAV. A mistura desta camada é do tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) e de acordo com Bernucci *et al.* (2008) este tipo de mistura é comumente aplicado em estacionamentos, portos; pistas de aeroporto; paradas e faixas de ônibus, sendo que esta última aplicação se enquadra no caso em estudo.

Características da Mistura

A mistura de agregados do SMA, é composta por Brita 1 (25,7%); Brita 0 (53,0%); Pó-de-Pedra (14,0%); Retorno dos Filtros + Cal (7,1%); e Fibra de Celulose (0,2%). Esta mistura atende a Faixa D11 (Tab. 3.14 & Fig 3.15) do *European Asphalt Pavement Association* (EAPA). A mistura foi dosada pelo método Marshall com, 50 golpes por face dos corpos-de-prova, visando atender os critérios volumétricos da EAPA, o que resultou num teor de projeto igual a 6,0% de ligante asfáltico (Tab. 3.14).

Tabela 3.13: Dados da mistura SMA deste estudo (especificação TransCarioca)

Parâmetro de dosagem	Valor
Teor de Ligante	6,0%
Massa Específica Aparente	2,319 g/cm ³
Volume de Vazios - V.V.	5,40%
Vazios no Agregado Mineral -V.A.M.	19,10%
Resistência à Tração @25°C	0,89 MPa

Tabela 3.14: Distribuição granulométrica do SMA (especificada pela TransCarioca)

Peneira		% passante	
ASTM	mm	SMA- TransCarioca Mistura	EAPA Faixa D11
1"	25,40	100,0	100 100
3/4"	19,10	99,3	100 100
1/2"	12,70	80,4	80 100
3/8"	9,50	76,3	45 75
#4	4,75	32,2	25 40
#10	2,00	27,5	20 30
#200	0,074	8,6	8 12

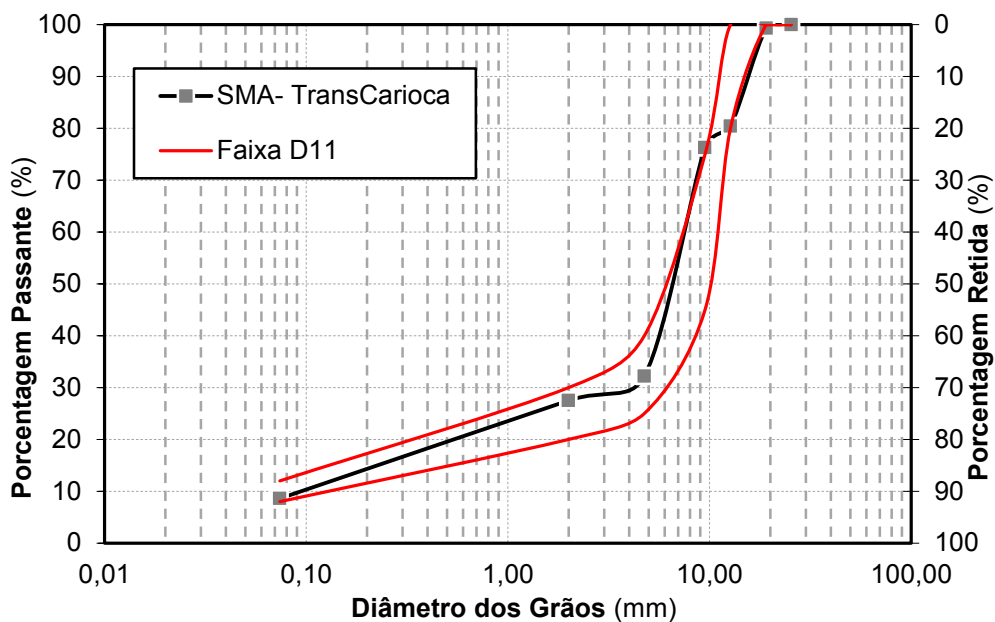


Figura 3.15: Curva granulométrica do SMA deste estudo (especificação TransCarioca)

Resistência à Tração Indireta (RT) & Módulo de Resiliência (MR)

Os corpos-de-prova foram moldados a partir da mistura colocada no Tanque-Teste, com 50 golpes/face no compactador Marshall. A RT média é igual a 1,24 MPa, este valor é superior ao valor relatado no projeto da MASTERPAV (Tab. 3.13), mas está coerente com os valores relatados por Bernucci *et al.* (2008). Os valores de MR também estão coerentes com estes relatos.

Tabela 3.15: RT & MR do SMA desta pesquisa

	VV (%)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR/RT
19481	4,5	4854	1,23	3946
19482	5,7	4463	1,36	3282
19483	4,4	3909	1,14	3429
Média	4,9	4409	1,24	3546

3.4 O MODELO FÍSICO

A estrutura do pavimento apresentado em 3.2 foi construída dentro do Tanque-Teste de pavimentos, formando assim o modelo físico de pavimento a ser ensaiado por carregamento cíclico. Um breve histórico da construção e utilização, em pesquisas, do Tanque-Teste está apresentado em 2.3.1.

Neste item, apresentam-se desenhos mais detalhados (Fig. 3.17 - 3.19) do Tanque-Teste e da estrutura do pavimento construído dentro dele com os materiais descritos no item anterior (3.3). No item 3.5.1 apresenta-se um leiaute da instrumentação do modelo físico e no item 3.6 detalha-se o processo construtivo e a instrumentação do modelo.

Antes da construção da estrutura do pavimento dentro do Tanque-Teste, realizou-se uma impermeabilização das paredes e lançou-se no fundo uma camada de brita 3/4, coberta com geotêxtil, servindo de filtro. Esta impermeabilização é para evitar a perda de umidade, pelo contato com as paredes, do solo e das camadas granulares.



Figura 3.16: Impermeabilização do Tanque-Teste usado nesta dissertação

Inicialmente pretendia-se construir o subleito com 1 m de espessura, assim como nos outros estudos (2.3.1), mas com o volume de solo disponível só foi possível construir uma espessura de 70 cm. Na obra essa camada de aterro era espessa, em torno de 80 a 120 cm.

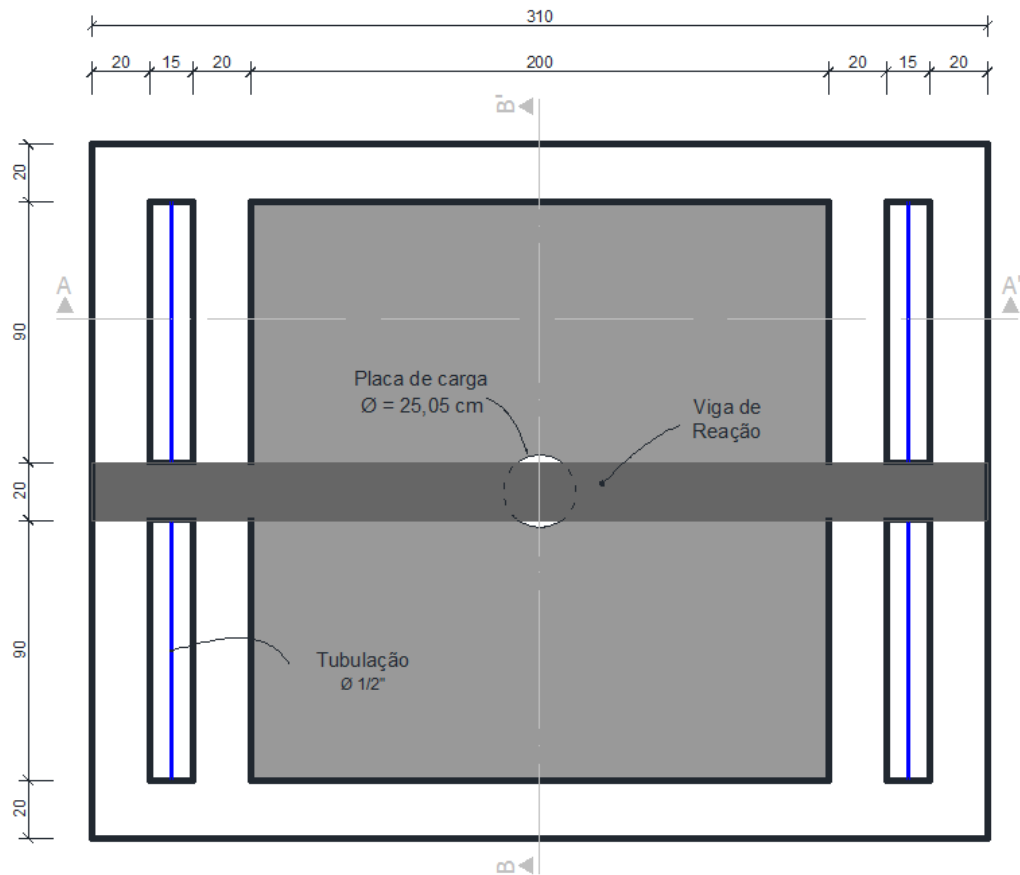


Figura 3.17: Planta Baixa do modelo físico – medidas em cm (s/ escala)

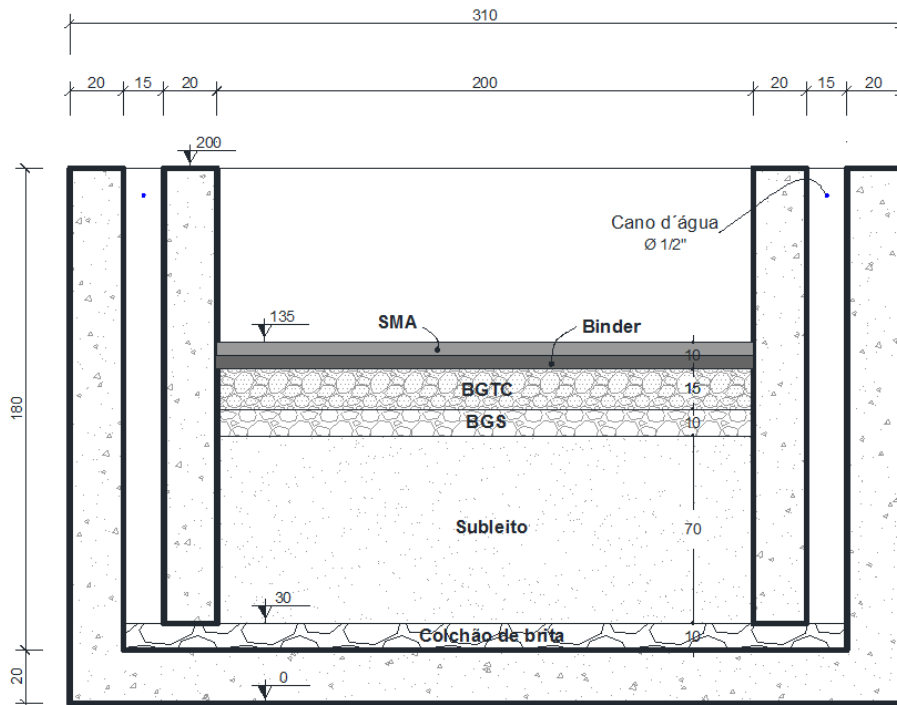


Figura 3.18: Corte AA' - medidas em cm (s/ escala)

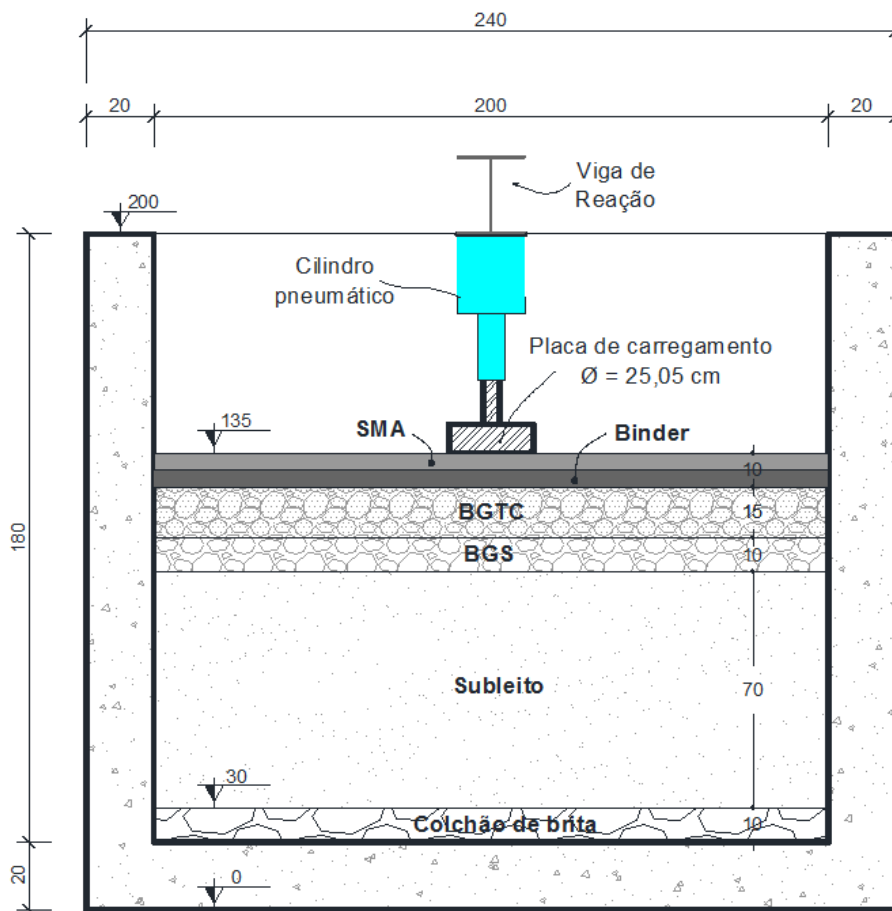


Figura 3.19: Corte BB' – medidas em cm (s/ escala)

3.5 INSTRUMENTOS

Neste item descrevem-se os instrumentos utilizados para a monitoração das respostas estruturais do modelo físico durante o carregamento cíclico. Também se utilizaram Refletômetros no Domínio do Tempo para medição de umidade do subleito e da camada de sub-base. Os procedimentos para instalação destes instrumentos estão descritos no item 3.6.

3.5.1 *Time Domain Reflectometer (TDR)*

Os TDRs utilizados para a monitoração da umidade (vide 2.2.3) do solo e da BGS são da marca IMKO, de fabricação alemã, modelo TRIME-P2Z. Esta sonda (Fig. 3.20) necessita de um módulo receptor de sinal para leitura e processamento dos dados coletados pela mesma, o TRIME-ES.

A própria fabricante IMKO fornece dois softwares junto com a sonda medidora, dos quais um serve para a calibração (*Trime WinCal*) e o outro serve para realizar as medições (*Trime WinMonitor*). Estes TDRs já existem no Laboratório desde Silva (2009).



Figura 3.20: Conjunto para monitoração de umidade usado nesta dissertação

Para calibração dos TDRs instalados no subleito foi empregado o método utilizado por Silva (2009) e Miranda (2013). Este método consiste na moldagem de pelo menos 5 corpos-de-prova (10 x 20 cm), na umidade ótima de compactação para determinada

energia. Posteriormente se introduz a sonda em um dos CPs, realizando uma medição de umidade volumétrica (Fig. 3.21), e logo em seguida se determina a umidade gravimétrica do CP, por secagem em estufa. Dos outros quatro CPs, dois são saturados por capilaridade durante 3 e 7 dias, e os outros são secos ao ar pelo mesmo período de tempo, sendo que ao final do período de secagem ou saturação, introduz-se a sonda no CP determinando-se a umidade volumétrica, e logo em seguida, por secagem em estufa, se determina a umidade gravimétrica. Os valores de umidade, volumétrica e gravimétrica, são introduzidos no programa *Trime WinCal*, que determina os coeficientes da curva de calibração.



Figura 3.21: Calibração dos TDRs instalados no subleito do Tanque-Teste

Os TDRs foram instalados no subleito à mesma profundidade que as células de pressão, conforme layout apresentado no item 3.5.5. O TDR instalado na sub-base apresentou erros durante as medições de umidade e por isso foi desconsiderado no decorrer da pesquisa.

3.5.2 Células de Pressão Total

Para medição das tensões totais atuantes no modelo físico, utilizaram-se células de pressão total da marca Geokon, da série 3500. São células que funcionam pelo princípio hidráulico, contendo no seu interior óleo deaerado em contato com um transdutor de pressão do tipo semiconductor. Este tipo de transdutor é usado principalmente para situações em que rápidas mudanças de pressão devem ser registradas, como, por exemplo, em estruturas de pavimentos. Esta série de células é a mesma utilizada pelo *National Center for Asphalt Technology* (NCAT) nas suas pistas de teste tanto em 2003 como 2006 (NCAT, 2004; 2009). Também é recomendada pelo DNIT/UFSC (2008).

Foram utilizados dois modelos diferentes da série 3500:

- 1) o 3500-2 (Fig. 3.22), utilizado para medição de tensão total em massas de solo, este modelo foi instalado no subleito e na interface das camadas granulares (vide 3.4.5);

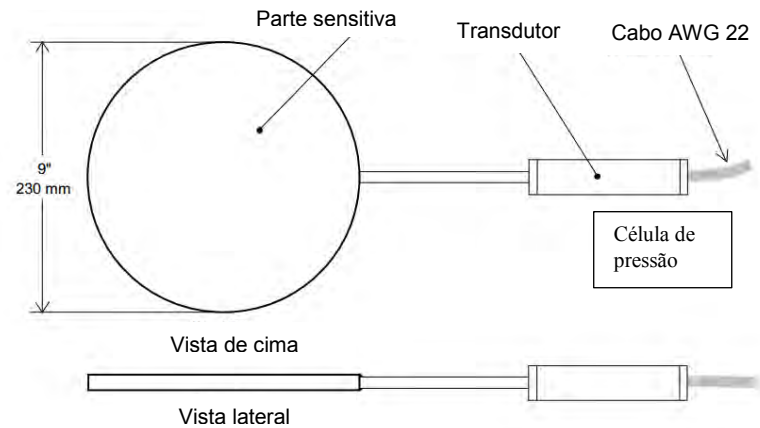


Figura 3.22: Célula de pressão total modelo 3500-2 (Adaptado de GEOKON, 2013)

- 2) o 3510-2 (Fig. 3.23), que é uma célula de pressão do tipo *contact pressure cells*, instalado em uma das paredes do Tanque-Teste, para determinar se a carga aplicada na superfície tem alguma ação nas paredes,

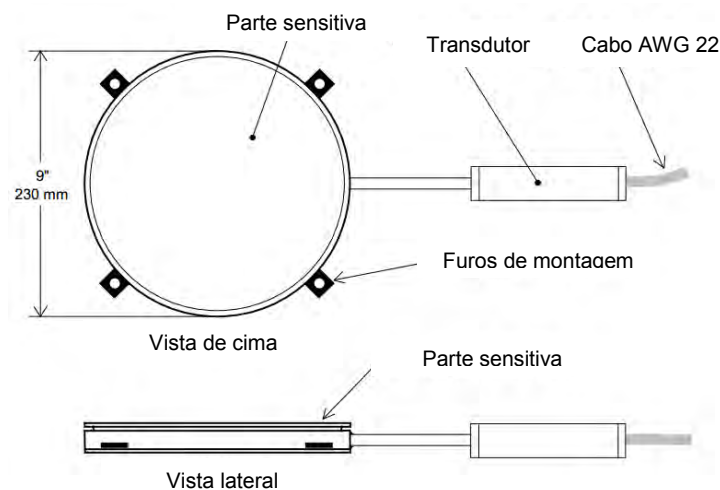


Figura 3.23: Célula de pressão total modelo 3510-2 (Adaptado de GEOKON, 2013)

Ambas as células atendem as dimensões recomendadas por Dunicliff (1988), e tem um *aspect ratio* $< 1/10$ (vide 2.2.2). São à prova de água e foram projetadas para mais de 100 milhões de ciclos de carregamentos à capacidade máxima, que é de 1 MPa (Quadro 3.1).

Quadro 3.1: Especificações das células de pressão total (Fonte: Geokon, 2013)

Especificações	3500-2 & 3510-2
Faixa de Pressão (FS)	0 a 1 MPa
Pressão máxima (150 % FS)	1,5 MPa
Acurácia (0,25% FS)	0,0025 MPa = 2,5 kPa
Voltagem de excitação	7 a 35 Volts
Voltagem de saída	0 a 5 Volts
Temperatura de operação	-20°C a +80°C

Foi exposto no item 2.2.2 a importância da calibração das células de pressão na melhoria da acurácia das medidas, é por isso que todas as células vieram acompanhadas com uma planilha descrevendo a calibração realizada pelo fabricante, e com um certificado de qualidade do transdutor. Estes documentos também foram recebidos pelo NCAT (2009), em 2006, quando adquiriram as células, mas mesmo assim realizaram uma calibração local em uma câmara de calibração customizada para acomodar 6 células simultaneamente. Comparando a calibração fornecida pelo fabricante e a calibração realizada por eles (Fig. 3.24), os engenheiros do NCAT chegaram a conclusão de que não havia a necessidade de uma calibração local, contudo a informação fornecida por esta permite uma avaliação da acurácia e repetibilidade das células antes da instalação.

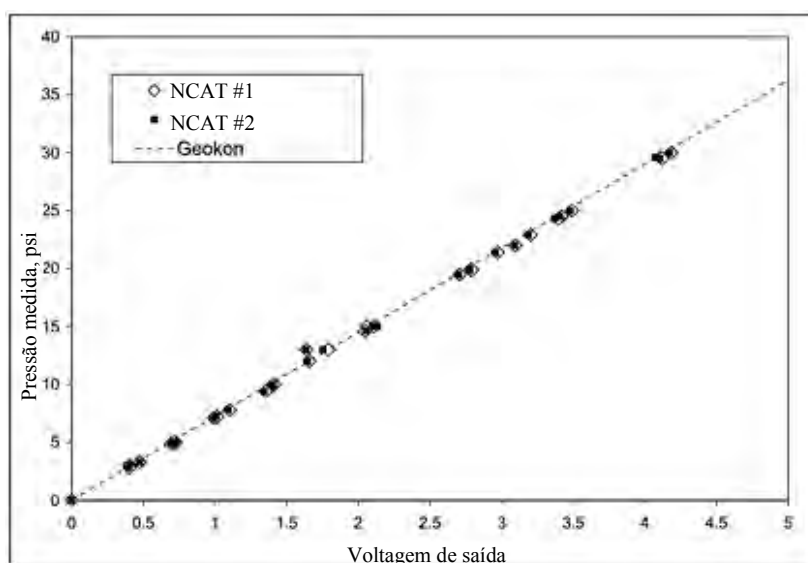


Figura 3.24: Calibração do NCAT versus calibração da GEOKON (Adaptado de NCAT, 2009)

Com base no exposto, adotou-se a calibração fornecida pelo fabricante, então as leituras de voltagem foram convertidas em pressão pela Equação 3.6.

$$P = G \cdot (R_1 - R_0) \times \frac{10}{V_1} \quad (3.6)$$

onde:

P é a Pressão medida (MPa);

G é o *linear gauge fator* (MPa/V);

R₁ é a leitura final (V);

R₀ é a leitura inicial (V);

V₁ é a voltagem de alimentação (V)

O *linear gauge fator*, fornecido pelo fabricante, é específico de cada célula. Como a alimentação foi mantida constante, em 10 V, a Equação 3.5 passou a ser somente função da diferença de leituras.

3.5.3 Strain gauge

O *strain gauge* (SG) utilizado é o mesmo que Fritzen (2005) utilizou para a medida de deformações no revestimento durante os testes com o simulador de tráfego. Este SG é do tipo perfil “H”, em alumínio, e cumpre com as recomendações do DNIT (Quadro 2.1).

A calibração do Strain gauge foi realizado numa prensa manual, da Wykheam Farrance, tracionando o strain gauge. Monitorou-se a variação de voltagem para cada incremento de deformação, e com isso obteve-se a “curva” de calibração (Fig. 3.25). Gonçalves (2002) obteve uma “curva” semelhante.

A voltagem de excitação foi mantida em 4 V, assim como a voltagem de calibração. O SG foi instalado no topo da camada de Base, de modo que ficasse inserido na fibra inferior da camada de Binder, conforme o layout em 3.5.5.

3.5.4 Linear Variable Differential Transformer (LVDT)

Os quatro LVDTs utilizados são da marca Sensotec, sendo dois deles com 5 mm colocados sobre a placa rígida e os outros dois com 1 mm de curso total colocados sobre a superfície do pavimento. A estrutura de suporte, que serviu de referencial para as medidas, está descrita no item 3.7.

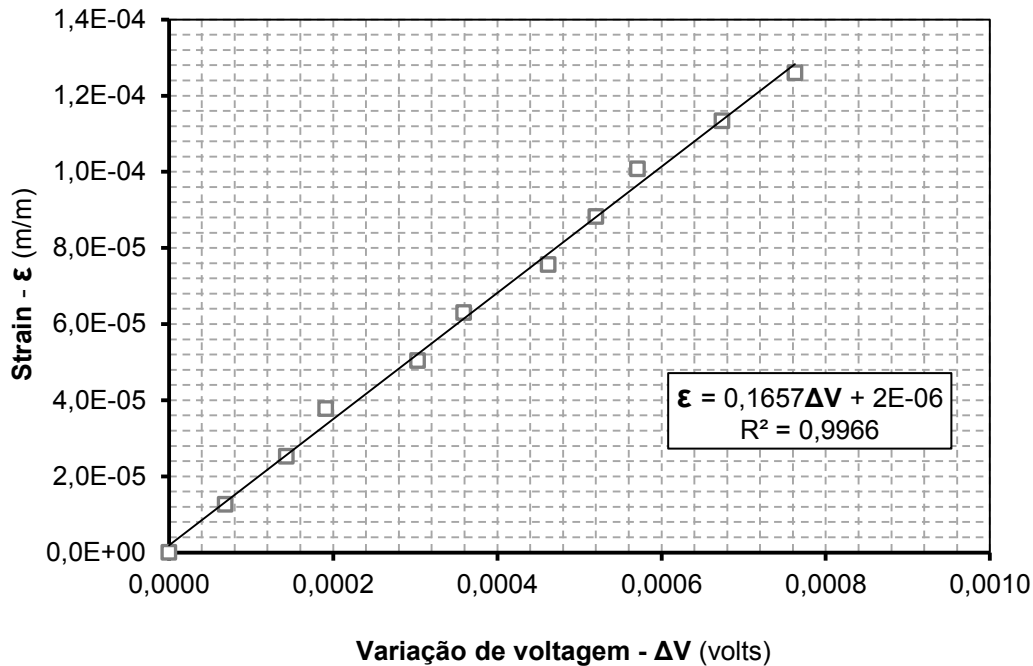


Figura 3.25: “Curva” de calibração do *strain gauge* usado neste experimento

A calibração destes LVDTs, com o uso de micrômetro, foi realizada por Miranda (2013), e as constantes de calibração estão inseridas no software *SicTri* (vide item 3.7).

3.5.5 Layout da Instrumentação

As Figuras 3.26 a 3.28 indicam a posição dos instrumentos no modelo físico. Ao todo foram instalados 16 instrumentos:

- 1 Strain Gauge, instalado na fibra inferior do Binder sob o eixo de aplicação de carga, codificado como SG;

- 3 TDRs, dois no Subleito (TD-SL) e outro na camada de Sub-base. Este último não consta dos desenhos porque apresentou erro de leitura e por isso foi descartado do estudo;

- 3 Células de Pressão Total no subleito (C-SL), uma sob o eixo de carregamento e as outras duas a 20 cm das paredes laterais. Todas colocadas a 40 cm do topo do subleito;

- 3 Células de Pressão Total na interface Subleito/Sub-base (C-SL.SB), uma sob o eixo de carregamento e as outras duas a 60 cm das paredes laterais;

- 1 Célula de Pressão Total na Sub-base/Base (C-SB.BA) sob o eixo de aplicação de carga;

-1 Célula de Pressão de Contato (C-PAR), instalada na parede em contato com a camada de Sub-base e Base;

- 4 LVDTs na superfície na superfície do pavimento, dois deles posicionados fora da região carregada a 37,5 e 58,0 cm do eixo do carregamento, e os outros dois colocados, sobre a placa rígida, afastados a 3,0 cm do centro de aplicação de carga.

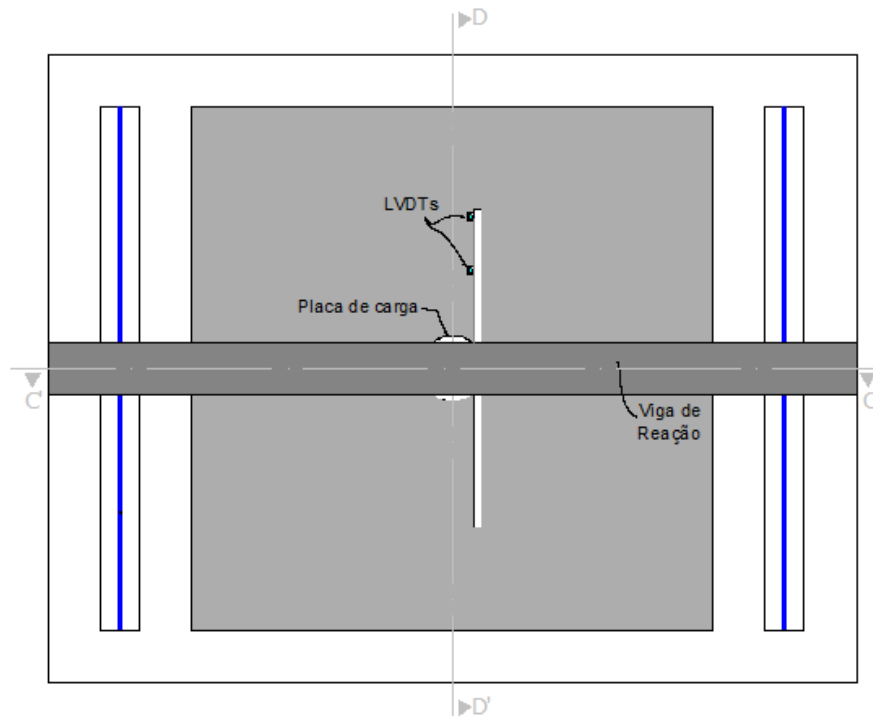


Figura 3.26: Planta Baixa do Modelo instrumentado

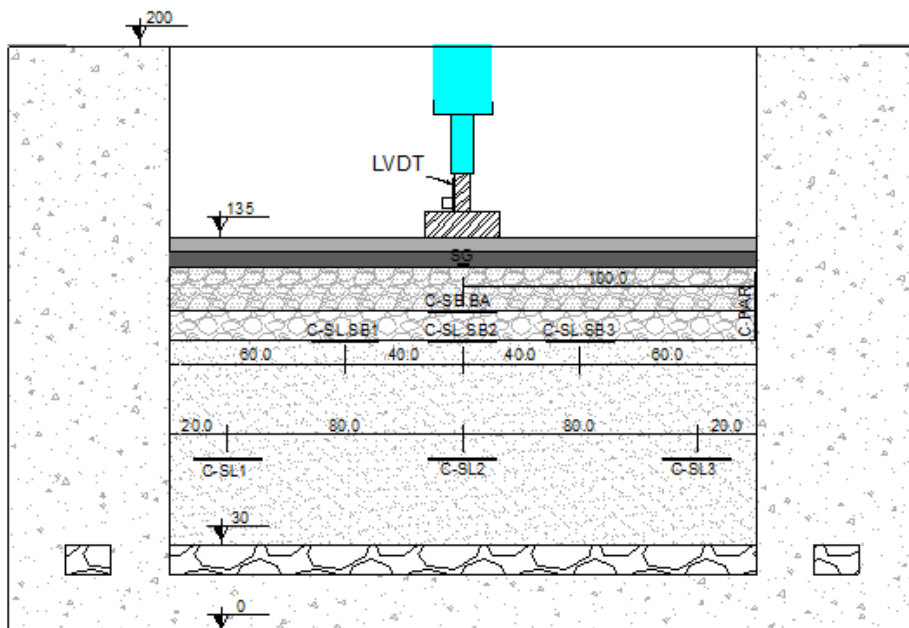


Figura 3.27: Corte CC' – medidas em cm (s/ escala)

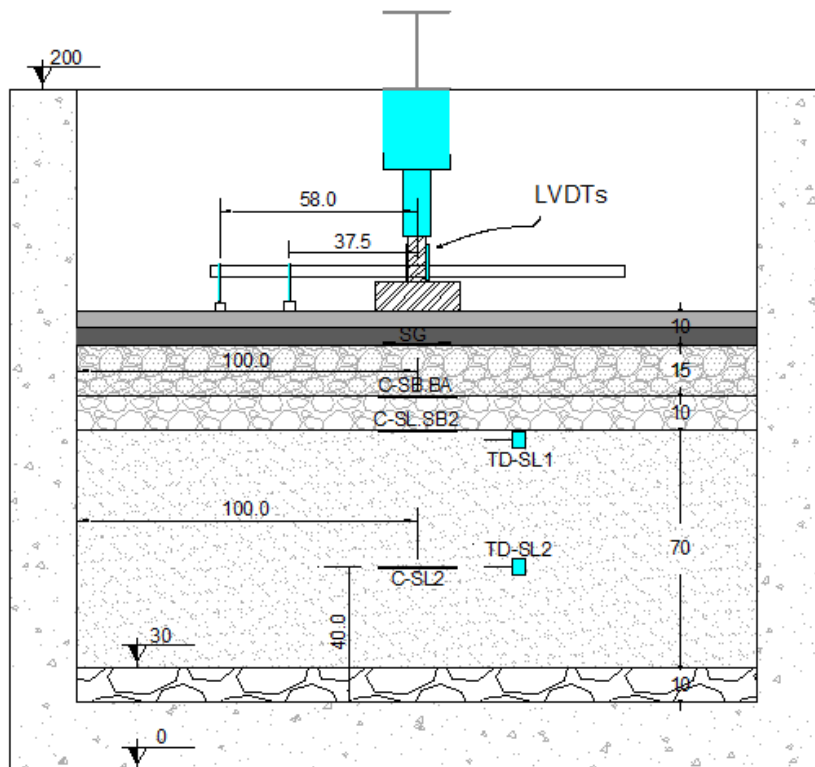


Figura 3.28: Corte DD' – medidas em cm (s/ escala)

3.6 CONSTRUÇÃO E INSTRUMENTAÇÃO DO MODELO FÍSICO

Neste item descrevem-se os procedimentos de execução das diferentes camadas do modelo físico, a instalação dos instrumentos e os ensaios de controle tecnológico realizados durante a construção do modelo físico. Previamente se explica os procedimentos de homogeneização e compactação das camadas; os ensaios de controle tecnológico; e os procedimentos para instalação dos instrumentos, já que estes foram praticamente os mesmos para todas as camadas. Os quantitativos de materiais, resultados do controle tecnológico e fotos dos procedimentos de instrumentação são apresentados nos subitens correspondentes a cada camada.

Homogeneização e compactação

Os materiais do Subleito, Sub-base e Base, foram estocados ao ar livre, cobertos com lonas plásticas, e devido a isso apresentaram uma distribuição heterogênea da umidade na massa de material estocado. Para homogeneizar a umidade dos materiais misturou-se uma determinada quantidade de material em uma betoneira, com capacidade de 420 litros, e determinou-se a umidade daquela “betonada” pelo método expedito do álcool

(DNER-ME 088/94), após 3 minutos de homogeneização. Admitiu-se que a umidade determinada representava o total da betonada e a partir daí adicionou-se a água necessária para atingir a umidade ótima, homogeneizando por mais 3 minutos. A quantidade de material adicionada à betoneira foi controlada pela contagem e pesagem dos baldes adicionados, que eram previamente tarados em uma balança com capacidade de 50 kg. Este mesmo procedimento foi adotado por Silva (2009) e Miranda (2013).

Após a homogeneização de uma “betonada”, esta era despejada dentro do Tanque-Teste, e realizava-se uma nova “betonada”, que também era despejada dentro do Tanque-Teste. Este processo era repetido até que se obtivesse a quantidade necessária de material para a espessura a ser compactada.

Para as misturas asfálticas os agregados foram secos em estufa por 24 h, e doze horas antes da realização da mistura, ficaram em estufa numa temperatura 10 graus acima da temperatura de usinagem do ligante (vide 3.2.4). As misturas foram produzidas em 6 bateladas de 80 kg no misturador francês (modelo BBMAX 80.). Depois de prontas as bateladas foram condicionadas em estufa, na temperatura de compactação, e só foram despejadas e compactadas no Tanque-Teste, quando todas as bateladas foram produzidas, para que não houvesse resfriamento da mistura. Mais detalhes no item 3.6.4.

Todas as camadas, inclusive as misturas asfálticas, foram compactadas seguindo o procedimento realizado por Silva (2009), a compactação por direção e por “faixas”. Silva (2009) adotou este procedimento para otimizar a compactação das camadas nas proximidades das paredes do Tanque-Teste (Fig. 3.29). Definiu-se como “faixa” a largura de material compactado igual à largura da base do compactador, e durante a compactação esta faixa era recoberta em sua metade ao se compactar a faixa seguinte. A direção era alternadamente horária e anti-horária. Para compactar o Subleito utilizou-se um soquete vibratório elétrico, o “sapo” elétrico (Quadro 3.2), e para as demais camadas, inclusive as do revestimento, utilizou-se a Placa Vibratória CSM (Quadro 3.3). A espessura da camada compactada foi controlada por uma régua graduada.

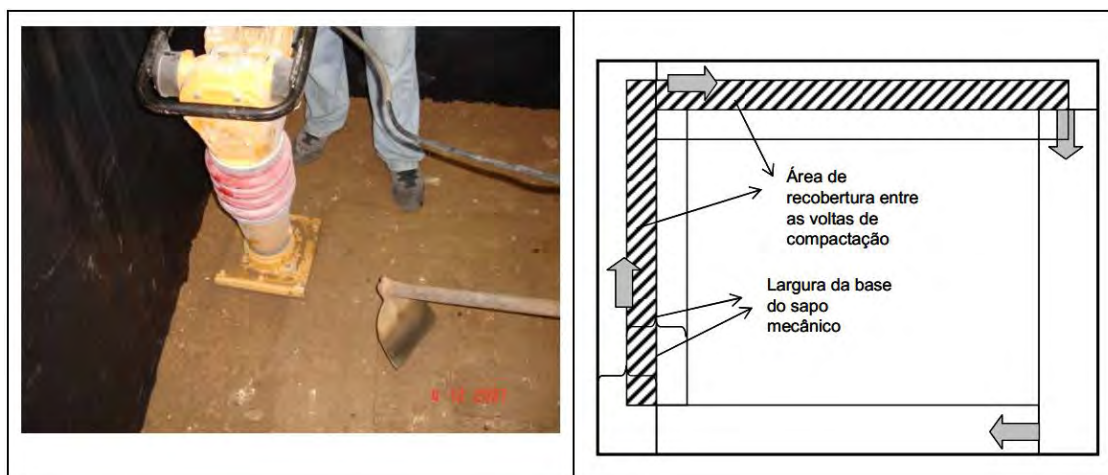


Figura 3.29: Esquema ilustrativo do procedimento de compactação (SILVA, 2009)

Quadro 3.2: Características técnicas do “sapo” elétrico utilizado nesta pesquisa

Características	“Sapo” elétrico
Modelo	LC 70 E
Dimensões da base (mm)	34x 290
Frequência de vibração	500-600VPM
Tensão	220/380V
Motor elétrico trifásico	3 CV
Peso c/ motor gasolina	69 kg

Quadro 3.3: Características técnicas da placa vibratória utilizada nesta pesquisa

Características	Placa Vibratória CSM
Dimensões LxCxH (mm)	415 x 705 x 1038
Dimensões da base (mm)	650 x 415
Frequência de vibração	4800 rpm
Velocidade de trabalho	24 m/min
Força de compactação	1500 kgf
Motor à gasolina	5,5 Hp
Motor elétrico trifásico	3 Cv II Pólos
Peso c/ motor gasolina	91 kg

Controle tecnológico

Após a compactação das camadas de Subleito, Sub-base e Base foi realizada o ensaio de “Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia” (DNER – ME 092/94), em cada uma, para determinar a massa específica aparente úmida e a umidade do material, averiguando o grau de compactação das camadas.

Avaliaram-se os valores de rigidez (MN/m) e Módulo de Young (MPa) com o equipamento Geogauge H-4140 da Humboldt. O equipamento (Quadro 2.5 & Fig. 3.30) com cerca de 10 kgf de peso é alimentado por 6 pilhas alcalinas do tipo D, o que é suficiente para até 1500 medições. Seu princípio de funcionamento é a partir de vibrações com 25 estágios de frequências crescentes (entre 100 e 196 Hz), das quais se medem as deformações respectivas, calculando-se o desvio padrão entre as mesmas. A medição dura aproximadamente 75 s. É necessário que se garanta o contato da base do mesmo com a camada de solo em pelo menos 60% do perímetro do anel metálico existente na base do Geogauge.

Quadro 3.4: Especificações do Geogauge H-4140 (Fonte: GEOGAUGE™ User guide,200)

Especificação	Valor
Dimensões (mm)	280 x 270
Medida de Rigidez	3 a 70 MN/m
Medida de Módulo de Young	26 a 610 MPa
Acurácia (% valor absoluto)	< ± 5%



Figura 3.30: Geogauge H-4140 usado neste estudo

Devido à sua faixa de medida (Quadro 3.4) o Geogauge foi utilizado somente nas camadas de Subleito, Sub-base e Base. Para a avaliação destas camadas, realizaram-se 2 medidas por ponto, em cinco pontos por camada (Fig. 3.31).

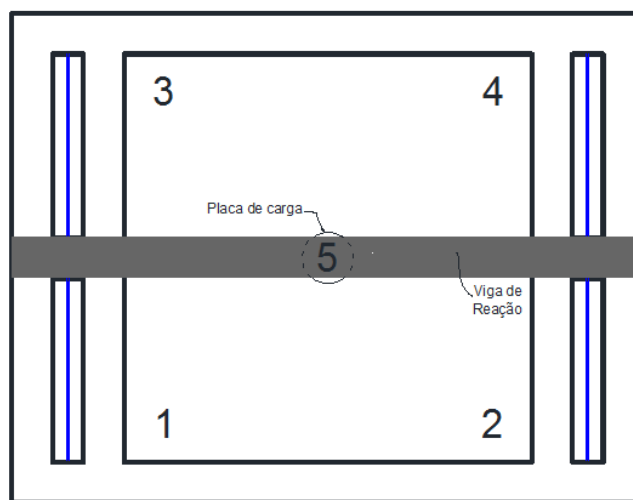


Figura 3.31: Esquema de medidas realizadas com Geogauge neste estudo

Também foi utilizado o equipamento *Light Weight Deflectometer* (LWD) para avaliação do aumento do módulo resiliente da estrutura, à medida que se construíam as camadas. O equipamento é um modelo ZFG 3000 da Zorn Instruments, composto por uma célula de carga de alta precisão que mede o valor máximo da força de impacto da queda de um peso de 15 kg acoplado a uma placa de carga com diâmetro de 300 mm. O valor máximo da força de impacto é baseado em medidas de células de carga e os deslocamentos (deflexões) são medidos por geofones que ficam posicionados a diferentes distâncias em relação ao centro da placa

Instalação dos instrumentos

Foi apresentado no item 2.2.2 a opinião de diversos autores de que a instrumentação pela introdução dos instrumentos através de um poço na massa de solo e posterior compactação resulta em erros maiores do que a instalação dos instrumentos durante a fase de construção. E, portanto neste trabalho a instalação dos instrumentos foi realizada durante a construção de modo a reduzir as perturbações nas camadas e aumentar a confiabilidade nas medidas.

Como apresentado no leiaute da instrumentação (vide 3.3), foram instaladas células de pressão total no Subleito, na interface Subleito/Sub-base, na interface Sub-base/Base e numa das paredes do tanque.

Para instalar as células nas camadas, foram cavados buracos, de pequena profundidade, no mesmo formato que as células e abertas trincheiras rasas para a passagem dos cabos. Nestes buracos foi colocada uma fina camada de material peneirado ($< 2,38$ mm - #8), esta camada foi coberta por um material mais fino ainda ($< 1,19$ mm - #16) e em cima destes colocou-se célula de pressão total. Após nivelar a célula de pressão total, colocou-se uma pequena camada do material mais fino, seguido de uma camada do material passante na peneira #8. A colocação, e compactação manual, destes materiais à volta da célula cria um envelope que a protege do contato direto com material mais graúdo, este envelope foi compactado manualmente. Sempre se utilizou o material da camada a ser instrumentada, por exemplo, no subleito foi peneirado o próprio solo, como ilustrado em 3.6.1.. O transdutor foi envelopado somente por material passante na peneira #8, porque ele já vem protegido com uma membrana de borracha.

A célula localizada na parede foi simplesmente parafusada na parede através dos furos de montagem, sendo a face sensível coberta por uma camada de material passante #8.

Para a passagem dos cabos, até a abertura lateral do Tanque-Teste, utilizaram-se eletrodutos flexíveis corrugados, colocados em trincheiras rasas. Com o uso os eletrodutos para proteção dos cabos foi possível preencher as trincheiras, sem peneirar o material. Este procedimento de instalação das células, acima descrito, é o mesmo que o adotado nas pistas experimentais do NCAT (NCAT, 2004; 2006).

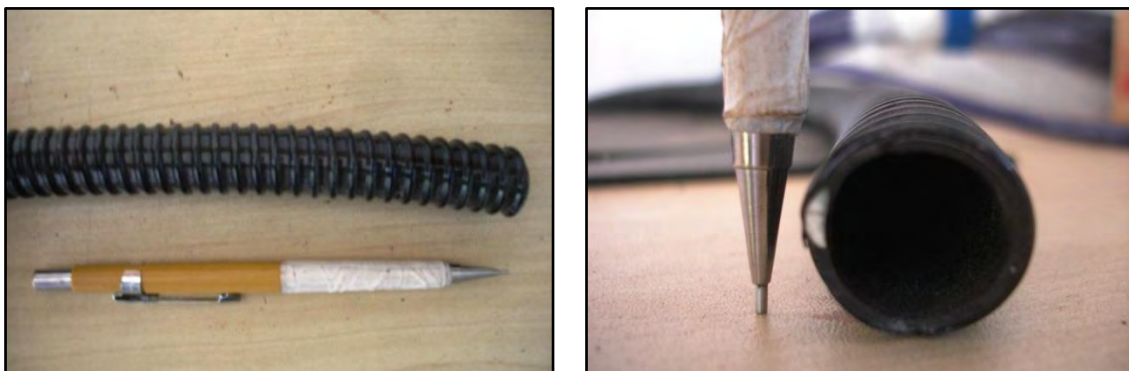


Figura 3.32: Eletroduto flexível de 5/8" utilizado nesta pesquisa

Os TDRs instalados no subleito, não tiveram nenhum processo especial de instalação, pois eles são resistentes à compactação (Silva, 2009), então foram colocados na posição desejada e espalhou-se o solo a ser compactado em cima.

Para que não houvesse deslocamento e reorientação do Strain gauge (SG) durante a compactação da camada de Binder, utilizou-se uma mistura de areia/asfalto (proporção 2/1) para aderir o SG à camada de Base. Antes da colocação da mistura de Binder, e com o SG aderido à Base, cobriu-se o SG com uma fração da mistura de Binder integralmente passando na peneira #4, compactando-se esta manualmente. Estes procedimentos estão ilustrados no item 3.6.4. Procedimentos similares foram adotados por Gonçalves (2002) e pelos engenheiros do NCAT (NCAT, 2004; 2006).

3.6.1 Subleito

Foi explicado no item 3.3 o porque da espessura total do subleito ter sido 70 cm. Esta espessura foi construída em 7 camadas de 10 cm, e para cada camada foram necessárias 6 “bateladas” de 101 kg de solo seco, totalizando 4.242 kg de solo seco para a espessura de 70 cm. O controle de umidade, anteriormente citado, indicou que o solo estava sempre com umidade abaixo da ótima (~ 15%), portanto em todas as bateladas houve necessidade de adicionar água.

O controle pelo frasco de areia foi realizado após o término de cada serviço de compactação, normalmente a produtividade era de 2 camadas por dia, ou seja 20 cm. O GC médio do subleito foi 103,9 da MEAS para a energia proctor normal % (Tab. 3.16), indicando que com as passadas do “sapo” atingiu-se uma energia maior do que a normal.

Tabela 3.16: Resumo Frasco de Areia do Subleito.

Espessura compactada acumulada (cm)	20	30	50	70
Data	21-jul	23-jul	31-jul	5-ago
Massa específica aparente úmida (g/cm ³)	1,841	1,899	1,936	2,045
Umidade (%)	24,8	22,4	23,5	20,1
Massa específica aparente seca (g/cm ³)	1,475	1,551	1,567	1,702
Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	1,515	1,515	1,515	1,515
Grau de Compactação - GC (%)	97,4	102,4	103,4	112,4
Índice de vazios – e	0,83	0,74	0,72	0,58
Porosidade – n (%)	45,4%	42,5%	41,9%	36,7%
Grau de Saturação – S (%)	80,5%	81,5%	87,9%	93,3%

Os resultados do LWD e do Geogauge (Tab. 3.17 e 3.18) mostram que à medida que a espessura total do subleito aumentava, diminuía as deflexões e aumentavam os módulos, indicando um ganho de rigidez do subleito.

Tabela 3.17: Leituras médias do Geogauge no Subleito

Espessura compactada (m)	20	30	50	70
Rigidez Média (MN/m)	9,51	15,37	24,34	22,55
Desvio padrão (MN/m)	0,61	1,71	6,41	1,32
Módulo de Young Médio (MPa)	90,27	127,67	208,63	187,25
Desvio Padrão (MPa)	5,81	14,18	37,19	9,81

Tabela 3.18: Leituras do LWD no Subleito

Espessura compactada (m)	30	50	70
Deflexão (mm x 10 ⁻²)	251	64,5	54,9
Módulo (MPa)	13,52	53,7	61,48

O Relatório Fotográfico 1 resume a execução do subleito, apresentando os procedimentos de homogeneização, compactação explicados anteriormente. As células instaladas no interior do subleito (C-SL), as células instaladas no topo do subleito (C-SL.SB) e a célula instalada na parede (C-PAR), também estão ilustradas.

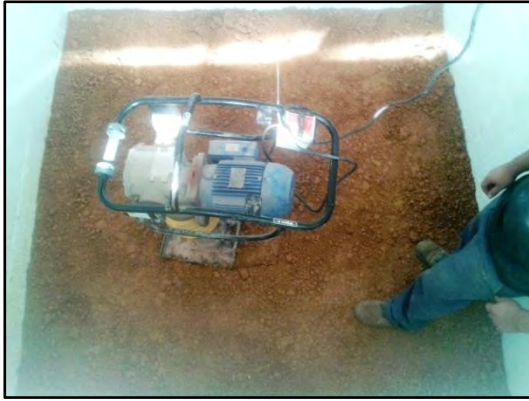
Relatório Fotográfico 1- Execução do Subleito no Tanque-Teste para esta pesquisa



Homogeneização do solo



Espalhamento do solo no tanque



Compactação do subleito



Compactação do subleito



Subleito escarificado



Trincheira para instalação da Célula de pressão



Célula de pressão



Nivelamento da célula de pressão



Células de pressão a 30 cm do fundo do subleito



Células de pressão cobertas



Subleito compactado



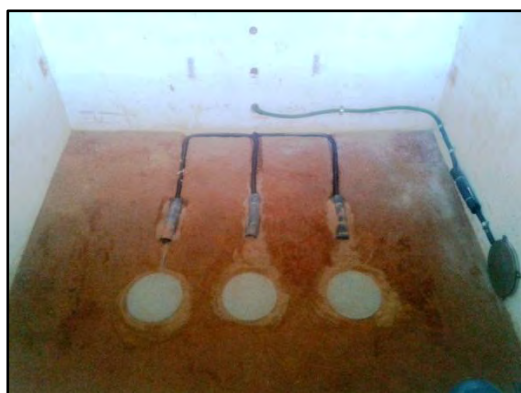
Furo para célula de pressão



Células de pressão



Célula de pressão na parede



Células de pressão no topo do subleito



TDR

3.6.2 Sub-base

Os 10 cm da sub-base, de BGS, foram compactados de uma vez só com a placa vibratória. Foram necessárias 9 “bateladas” de aproximadamente 100 kg de BGS seca, totalizando 907 kg de BGS seco. A umidade da BGS solo estava abaixo da ótima, portanto em todas as bateladas se adicionou água.

O GC da camada de sub-base foi de 97,7% da MEAS para a energia equivalente à Proctor modificada (Tab. 3.19).

Tabela 3.19: Resumo Frasco de Areia da Sub-base.

Espessura compactada (cm)	10
Data	11-ago
Massa específica aparente úmida (g/cm ³)	2,273
Umidade (%)	2,6
Massa específica aparente seca (g/cm ³)	2,215
Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	2,268
Grau de Compactação - GC (%)	97,7

Apesar do GC não ser 100%, os ensaios não destrutivos retornam resultados mínimos aceitáveis (Tab. 3.20 & Tab. 3.21) e segundo o Departamento de Transportes do Texas (TxDOT), camadas com rigidez igual ou maior 10 MN/m estão bem compactadas.

Tabela 3.20: Leituras médias do Geogauge na Sub-base

Espessura compactada (m)	10
Rigidez Média (MN/m)	10,92
Desvio padrão (MN/m)	1,31
Módulo de Young Médio (MPa)	93,86
Desvio Padrão (MPa)	10,03

Tabela 3.21: Leituras do LWD na Sub-base

Espessura compactada (m)	10
Deflexão (mm x 10 ⁻²)	54
Módulo (MPa)	62,79

No Relatório Fotográfico 2 estão ilustrados os procedimentos para a “envelopar” a célula da parede com o material peneirado, como explicado anteriormente. Também estão ilustrados os procedimentos de compactação e a célula de pressão instalada no topo da sub-base (C-SB.BA).

Relatório Fotográfico 2- Execução da Sub-Base no Tanque-Teste para esta pesquisa



Espalhamento da BGS sobre as células



Colocação do TDR



Espalhamento do material



Instalação da célula da parede



“Envolvimento” da célula da parede



Compactação com placa vibratória



Célula de pressão no topo da sub-base



Nivelamento da célula de pressão

3.6.3 Base

Apesar da espessura da sub-base, de BGTC, ser de 15 cm, compactou-se tudo em uma camada só, aumentando o tempo e o número de passadas da placa vibratória. Foram necessárias 12 “bateladas” de aproximadamente 114 kg de agregados secos mais 3,4 kg cimento, totalizando 1.405 kg de. Adicionou-se água até que as bateladas ficassem com teor de umidade igual a 5%.

O GC da BGTC também não foi igual a 100%, apesar de a umidade ter ficado próxima da preconizada no traço da TransCarioca, e de se ter aumentando o tempo de compactação. Talvez este fato possa ser explicado pela diferença entre os processos de compactação no Tanque e em laboratório para os corpos de prova. Mas os resultados obtidos com o Geogauge, após 1 dia de cura, indicaram que a camada estava bem compactada (Tab. 3.23).

Tabela 3.22: Resumo Frasco de Areia na Base deste experimento

Espessura compactada (cm)	15
Data	21-ago
Massa específica aparente úmida (g/cm ³)	2,402
Umidade (%)	4,8
Massa específica aparente seca (g/cm ³)	2,292
Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	2,342
Grau de Compactação - GC (%)	97,8

Tabela 3.23: Leituras médias do Geogauge na Base deste experimento

Espessura compactada (m)	15
Rigidez Média (MN/m)	33,56
Desvio Padrão (MN/m)	6,21
Módulo de Young Médio (MPa)	311,01
Desvio Padrão (MPa)	51,52

As medidas de deflexão com o LWD foram realizadas em 3 idades diferentes. Os resultados mostram o esperado, a deflexão decresce com a cura da BGTC e o módulo aumenta (Tab. 3.24).

Tabela 3.24: Leituras do LWD na Sub-base

Idade	1 dia	7 dias	14 dias
Deflexão (mm x 10 ⁻²)	32,0	24,9	19,3
Módulo (MPa)	105,5	150,5	175,4

No Relatório Fotográfico 3 esta ilustrada a execução da Base e o término do “envelopamento” da célula da parede com o material peneirado.

Relatório Fotográfico 3- Execução da Base



Mistura do material com cimento



Sub-base pronta para colocação da Base



Espalhamento do material



“Envelopamento” célula da parede



Detalha célula da parede



Topo da Base

3.6.4 Revestimento

O revestimento, como foi descrito no item 3.2, é composto de duas camadas diferentes: camada de ligação e camada de rolamento. As camadas são feitas de misturas diferentes, mas o procedimento para a execução das camadas foi exatamente o mesmo, mudando só a proporção dos materiais. As misturas foram produzidas em 6 bateladas de 80 kg no misturador francês (modelo BMAX 80). O intervalo entre a execução das duas misturas foi de uma semana. A seguir se descreve o procedimento da execução das misturas asfálticas, de forma genérica.

Doze horas antes da realização das misturas, os agregados ficaram em estufa a uma temperatura 10 graus acima da temperatura de usinagem do ligante. Os agregados foram colocados dentro do misturador, e misturados por um minuto, após isso se adicionou o ligante asfáltico e misturou-se novamente por mais dois minutos. No caso do SMA, a material estabilizador (fibra) entrou na mistura juntamente com o ligante.

As bateladas prontas foram condicionadas em estufa, à temperatura de compactação, e só foram despejadas e compactadas no Tanque-Teste, quando todas as bateladas foram produzidas, para que não houvesse resfriamento da mistura. Antes de despejar a mistura no Tanque foi feita uma bandeja de mistura a mais para esquentar a placa vibratória.

A compactação de todas as misturas começou pelo meio do Tanque-Teste, seguindo o método das faixas (Silva, 2009), pois havia receio quanto ao rápido resfriamento das misturas, e este realmente aconteceu. Mas conseguiu-se compactar as misturas na espessura desejada e o meio do Tanque-Teste (ponto de aplicação de carga) ficou bem compactado.

Tabela 3.25: Quantitativos do Binder usado nesta pesquisa

Material do Binder	Proporção (%)	Qtd. Tanque-Teste (kg)	Qtd. Batelada (kg)
Brita 1	24,8	119,04	19,84
Brita 0	32,4	155,52	25,92
Pó-de-Pedra	36,3	174,24	29,04
Rec. Filtro	1,9	9,12	1,52
Ligante (FLEXPAVE-60/85)	4,6	22,08	3,68
Total	100%	480,00	80,0

O Relatório Fotográfico 4 ilustra os procedimentos descritos acima, tanto para o Binder como para o SMA. Também ilustra a colagem do *Strain-gauge* (SG) à camada de Base e a proteção do mesmo por mistura Binder passante na #4.

Tabela 3.26: Quantitativos do SMA usado nesta pesquisa

Material do SMA	Proporção (%)	Qtd. Tanque-Teste (kg)	Qtd. Batelada (kg)
Brita ¾”	24,11	111,82	19,29
Pedrisco	49,71	230,55	39,77
Pó-de-Pedra	13,14	60,94	10,51
Filler calcário (cal)	6,84	31,72	5,47
Aditivo estabilizador (fibra)	0,20	0,93	0,16
Ligante (FLEXPAVE-60/85)	6,0	27,83	4,80
Total	100%	463,80	80,0

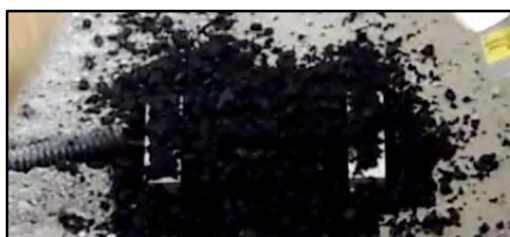
Relatório Fotográfico 4- Execução do Revestimento do modelo físico desta pesquisa



Strain-gauge (SG) no topo da Base



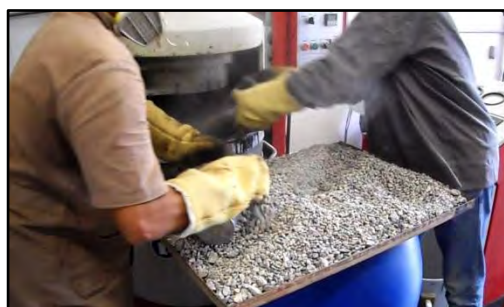
Colocação do SG no topo da base



Material peneirado em cima do SG



Peneiramento do material para cobrir o SG



Colocação do agregado no misturador



Colocação do agregado no misturador



Adição do ligante



Retirada do material do misturador



Aquecimento da placa vibratória



Transporte do material para o Tanque-Teste



Despejo do material no Tanque



Compactação

3.4.5 Comentários sobre a construção

Nos itens anteriores fez-se o registro completo da construção do pavimento dentro do Tanque-Teste. Toda a construção, incluindo a instrumentação e o controle tecnológico, foi realizada em 25 dias de trabalho. Sendo que os procedimentos de instrumentação demandaram mais tempo e a execução das misturas asfálticas mais mão de obra.

O controle tecnológico mostrou-se adequado, revelando que a compactação da camada de BGS não trouxe muitos ganhos quanto à deformabilidade da estrutura. No entanto, as camadas de BGTC e o revestimento trouxeram ganhos maiores, conferindo uma maior rigidez à estrutura (Fig. 3.32).

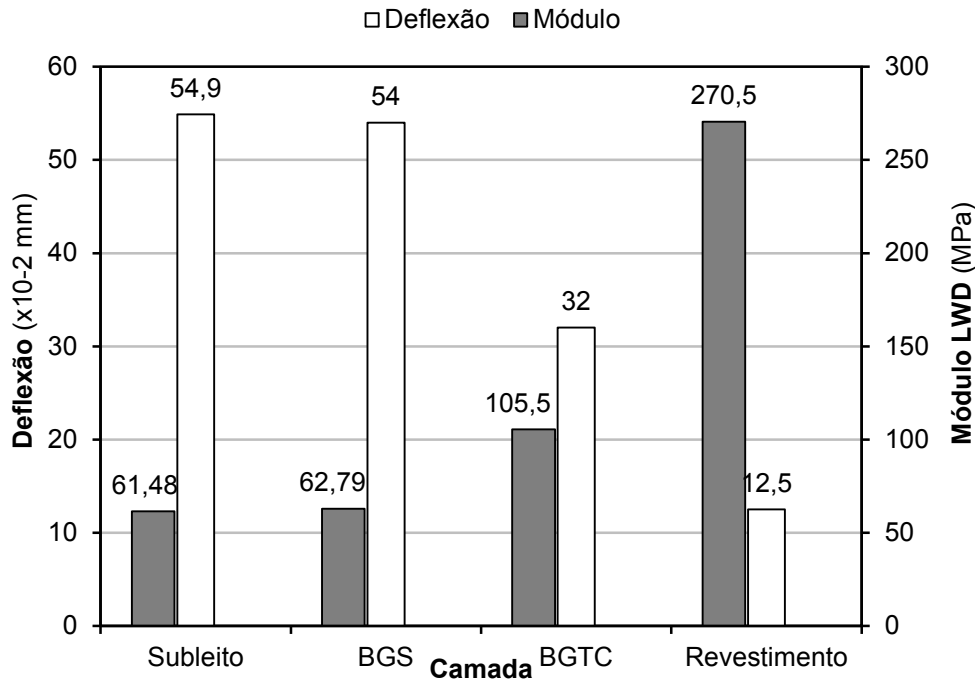


Figura 3.33: Resultados do LWD por camada neste experimento

3.7 ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO

O ensaio de carregamento cíclico foi realizado com os mesmos equipamentos utilizados por Miranda (2013), que basicamente consistem de um sistema pneumático de carregamento cíclico constituído por um cilindro aplicador de cargas, que atua sobre uma placa metálica circular que transfere a carga ao pavimento. A seguir são descritos o Sistema de Carregamento; o Sistema de Aquisição de Dados; e o delineamento dos ensaios cíclicos com aquisição de dados.

3.7.2 Sistema de Carregamento

O sistema de carregamento é constituído por um cilindro, de marca Norgren, tipo “tandem”, de tirantes aparentes e dupla ação, possui diâmetro do êmbolo de 200 mm e curso de 50 mm. De acordo com o fabricante sua força resultante é de 3895 kgf (38,2 kN) a 10 Bar (1000 kPa) de pressão de ar. A calibração do cilindro foi realizada por Miranda (2013).

Duas vigas (metálicas), de seção 20,3 x 22,0 cm, foram ancoradas nos muros do tanque e utilizadas como reação ao carregamento. A Figura 3.33 apresenta uma vista

geral onde se destacam o sistema de vigas de reação, o cilindro pneumático e a placa circular de 25,05 cm de diâmetro.



Figura 3.34: Sistema de carregamento do modelo físico neste experimento

Tendo em vistas os objetivos da dissertação foram aplicados ciclos de carregamentos de 560 kPa, com 0,1 s de aplicação de carga e 0,9 de repouso, então um ciclo de carga durava 1s (frequência igual a 1 Hz). Com a aplicação deste carregamento e a utilização de uma borracha de neoprene (Fig. 3.34), de 4 mm de espessura, na base da placa tentou-se simular o carregamento realizado por uma das rodas de um eixo padrão de rodas duplas à pressão de contato de 560 kPa. A borracha de neoprene foi utilizada com o objetivo de impedir o cravamento da placa no revestimento, mas depois ela foi retirada como explicado no item 4. Vale comentar, no entanto, que nos experimento anteriores realizados neste modelo físico, variou-se eventualmente, a placa de contato, mas em nenhum deles foi usado qualquer borracha sob a placa rígida.

Para se evitar que as pequenas deformações da estrutura do tanque teste, surgidas durante o ensaio não interferissem nas leituras realizadas pelos LVDTs, Miranda (2013) projetou uma estrutura de suporte que fosse completamente independente do sistema de aplicação de carga, assim como do material ensaiada. Os quatro LVDTs foram alinhados e apoiados sobre a superfície do pavimento, dois deles posicionados fora da região carregada a 37,5 e 58,0 cm afastados do centro de carga e os outros dois colocados sobre a placa rígida, afastados a 3,5 cm do centro de aplicação da carga. Foi então implantado um sistema de fixação para a estrutura de suporte dos LVDTs, a qual foi fixada num perfil metálico tipo I de seção 8"x4" o qual atravessa a seção do tanque e é apoiado nos muros do tanque, assim como se observa na Figura 3.33.



Figura 3.35: Detalhes da placa de carregamento e da borracha

3.7.2 Sistema de controle e de aquisição de dados

O controle do ensaio foi realizado com o programa DefTan (Fig. 35), que foi desenvolvido no laboratório de pavimentos da COPPE/UFRJ pelo engenheiro eletrônico Ricardo Gil Domingues. Utiliza a plataforma Delphi 5.0 e integra: placa de aquisição de dados, modelo PCIDAS1602/16; computador, com sistema operacional Windows XP; Unidade de controle e potência; 4 transdutores de deslocamento (LVDT); transdutores de pressão; válvulas para aplicação de pressão; e cilindro pneumático.

Este sistema permite a aplicação de uma determinada pressão de forma que os transdutores de deslocamento possam monitorar as amostras em teste através de informações disponibilizadas em gráficos na tela, mas também gera um arquivo <.dat> com os registros do ensaio. Possibilitando o registro das deformações resilientes e permanentes durante o carregamento cíclico.

A aquisição de dados referente à instrumentação (células de pressão total e *strain-gauge*) realizou-se por meio de um data logger HP34970A, com um módulo de leitura HP 34902A Multiplexer de 16 canais, recomendado para leituras de alta velocidade. As aquisições de dados foram gerenciadas pelo software *Agilent* (Fig. 3.36).

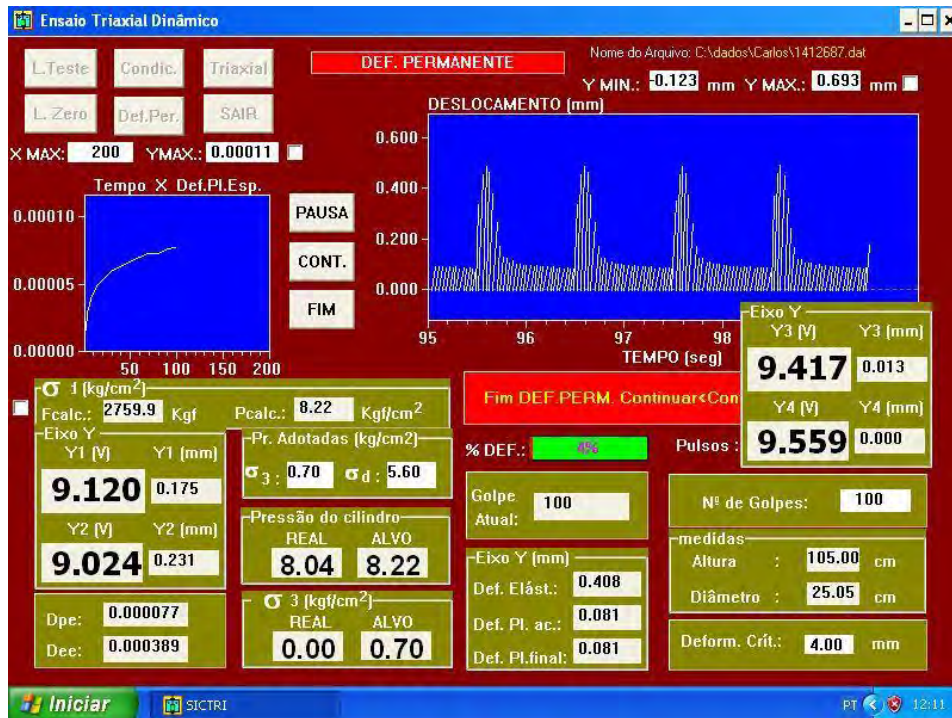


Figura 3.36: Tela do DefTan

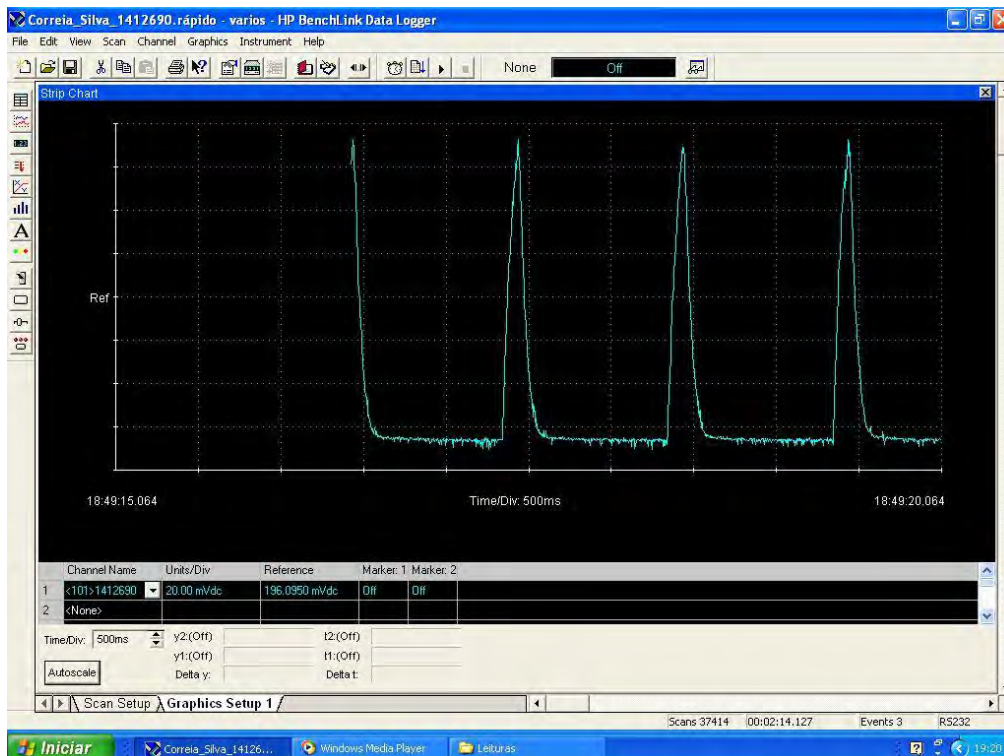


Figura 3.37: Tela da aquisição de dados dos equipamentos desta pesquisa

3.7.3 Considerações sobre o ensaio cíclico

O *data logger*, por ser um Multiplexer, não faz a leitura dos canais em simultâneo, mas sim em sequência. Quando a aquisição exige velocidade, este tipo de *data logger*

não consegue ler acuradamente mais do que dois canais, então em vez de um ensaio cíclico com várias leituras em simultâneo, realizaram-se vários ensaios cíclicos registrando as leituras de um instrumento apenas, para cada ensaio. Os ensaios foram de 100 ciclos de um carregamento de 560 kPa, à frequência de 1 Hz. Antes dos ensaios realizou-se um condicionamento de 500 ciclos, para que eventuais deformações de acomodamento não interferissem nos resultados.

3.8 CÁLCULO DE TENSÕES E DEFORMAÇÕES

Para o cálculo de tensões e deformações na estrutura do pavimento foram utilizados os programas desenvolvidos por Franco (2007), são eles:

- AEMC – Aplicativo para Análise Elástica de Múltiplas Camadas - baseado na Teoria das camadas elásticas de Burmister (vide 2.1), mas permite a consideração da elasticidade não linear;
- EFIN3D – Aplicativo para Análise Elástica com Elementos Finitos 3D.

Ambos os programas permitem a modelagem de módulos resilientes não lineares, em função do estado de tensões, e por isso foram considerados os modelos não lineares obtidos no item 3.3, para as camadas abaixo do revestimento (Quadro 3.5).

Para a BGTC também se adotaram três módulos constantes, sendo o valor intermediário (5000 MPa) correspondente ao módulo estático (vide 3.3.3). Os valores extremos foram escolhidos a partir da revisão bibliográfica de Motta & Ubaldo (2014) em que as autoras relatam vários trabalhos e projetos em que se usaram valores de MR de BGTC dentro dessa faixa. A condição de interface foi escolhida com base nos procedimentos construtivos do modelo físico (vide 3.6), embora esta questão de aderência possa ser discutida e tem algum impacto nos cálculos. Neste caso o impacto foi verificado e foi pequeno.

As tensões e deformações da estrutura foram calculadas nos pontos instrumentados (vide 3.5.5). A Fig. 3.37 ilustra o sistema de coordenadas adotado no plano $Z=0$, ou seja, na superfície do modelo físico. O eixo Z é positivo para baixo. Com este sistema de coordenadas e os cortes do layout é relativamente fácil determinar as coordenadas dos pontos de análise.

Quadro 3.5: Estrutura analisada nos programas de cálculo deste estudo

	Espessura (cm)	Poisson	Módulo (MPa)	Interface
SMA	5	0,30	4.400	Aderido
BINDER	5	0,32	7.000	N Aderido
BGTC	15	0,25	3.000 – 5.000 – 15.000	Aderido
			$9.429,53 \cdot \sigma_3^{0,467} \cdot \sigma_d^{0,131}$	
BGS	10	0,35	$3.647,16 \cdot \sigma_3^{0,672} \cdot \sigma_d^{0,172}$	Aderido
SUBLEITO	∞	0,4	$74,86 \cdot \sigma_3^{0,1637} \cdot \sigma_d^{-0,5844}$	-

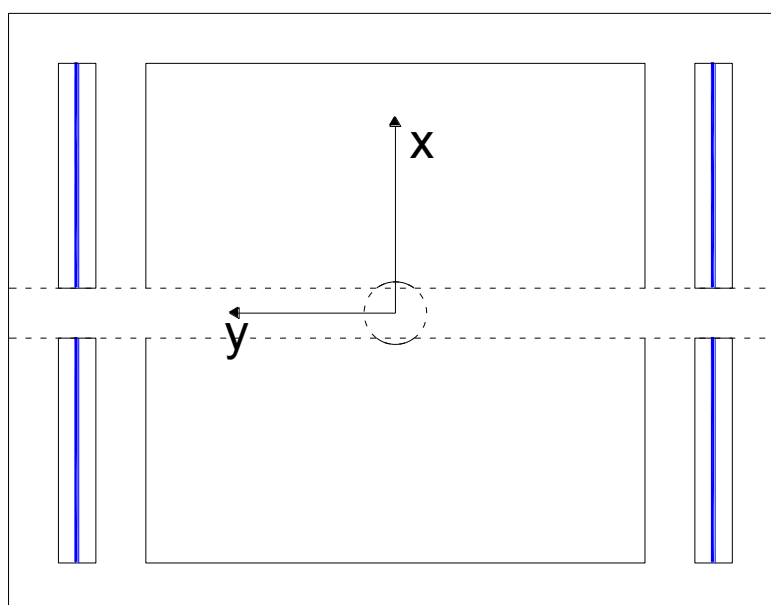


Figura 3.38: Coordenadas de cálculo usada nesta pesquisa para simular o Tanque-Teste

3.8.1 AEMC

O AEMC, Aplicativo para Análise Elástica de Múltiplas Camadas, foi desenvolvido com base no código do programa JULEA, mas algumas alterações foram realizadas no programa com o intuito de melhorar o seu desempenho, e também para atender o formato de entrada de dados gerado pelo AEMC.

Franco (2007) baseou-se nos procedimentos de Huang (2003) e Rodrigues (1998) para implementação da elasticidade não linear, subdividindo a camada de comportamento elástico não linear em subcamadas e as tensões no centro destas (pontos

de tensão) são utilizadas para a determinação do módulo de resiliência. Este método permite variar o módulo de elasticidade na direção vertical, mas não na direção horizontal. Uma discussão detalhada dos pontos de tensão e do procedimento é apresentada em Franco (2007). A seguir se apresenta uma breve descrição do programa, com alguns comentários sobre as adaptações realizadas para o caso do Tanque-Teste.

A nova versão do AEMC (2.0.1.1) possui uma janela só com três áreas diferentes (Fig. 3.38):

- Na área superior é possível inserir as informações da estrutura do pavimento, caracterizando as camadas pela sua espessura (em metros); modelo resiliente; Módulo resiliente (kPa), coeficientes do modelo (ki) e a condição de aderência da interface.

- No canto esquerdo, configura-se o tipo de carregamento que se deseja analisar. Podem ser alterados os valores de Pressão de Pneus (em MPa), Carga do Eixo (em kg) ou Carga de Roda (em kg), além das coordenadas das rodas ou das distâncias entre rodas (em metros) e entre eixos (Sx e Sy) da configuração selecionada. Para simular o carregamento do Tanque-Teste foi selecionado o eixo simples, alterando a sua pressão para 560 kPa e a carga para 2760 kgf, ficando o raio de contato igual a 0,1253 m.

- E finalmente no canto direito, a planilha de resultados onde são apresentados as tensões, deformações e deslocamentos em todos os pontos definidos pelo usuário. Os pontos podem ser digitados um a um na tabela, nas colunas X, Y, Z. Com os pontos inseridos na tabela, o processo de cálculo pode ser iniciado pressionando o botão <Calcular>.

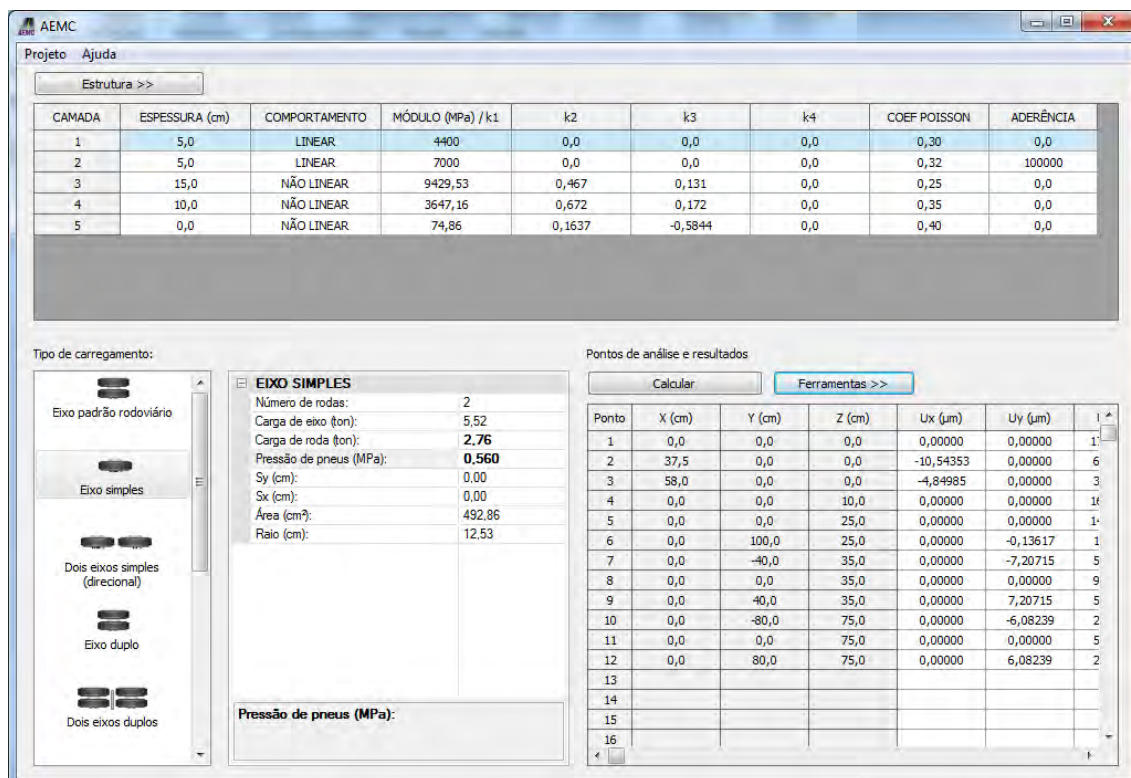


Figura 3.39: Janela do programa AEMC usado neste estudo

3.8.2 EFIN3D

Franco (2007) desenvolveu o programa EFin3D, Aplicativo para Análise Elástica de Pavimentos com Elementos Finitos 3D, como uma ferramenta do método de dimensionamento de pavimentos por ele proposto. O EFin3D possui um módulo de pré-processamento que permite modelar o problema e gerar uma malha de forma automática, um módulo de processamento que calcula, pelo MEF, as tensões, deformações e deslocamentos nos nós e nos elementos da malha e, também, um módulo de pós-processamento que apresenta os resultados em forma de planilhas. A rotina de cálculo se baseia no já conhecido e amplamente aceito FEPAVE.

Na formulação dos elementos finitos, a carga atuante na estrutura, ou nas faces dos elementos, precisa ser transformada em forças nodais equivalentes. Para essa transformação, a distribuição da carga de roda, suposta circular, foi aproximada a uma distribuição uniforme em uma área octogonal, dividida em 24 trapézios. Este procedimento encontra-se explicado em Franco (2007).

Para o caso do Tanque-Teste a opção de “Geração automática da Malha” de elementos finitos torna-se limitada, porque o programa supõe uma geometria padrão que é inaplicável ao caso das dimensões particulares do Tanque-Teste. As adaptações realizadas foram sugeridas pelo próprio autor do programa a Silva (2009), estas adaptações concernem a malha de elementos finitos:

- Na direção X: o número de pontos constante e igual a 15 (7 para cada lado e um no centro da carga), sendo os extremos coincidentes com as paredes do Tanque;
- Na direção Y: o número de pontos igual a 8, sendo um dos extremos sempre a origem ($y=0$) e o outro extremo na parede do tanque-teste para acelerar os cálculos o programa considera simetria na direção Y, portanto nesta direção só haverá coordenadas positivas (de 0 a 1,0 m);
- Na direção Z: o número de pontos foi fixado em 20 sendo as três primeiras camadas divididas em três subcamadas. Os pontos restantes são distribuídos ao longo do subleito, sendo o último ponto localizado no fundo do Tanque-Teste.

e às condições de contorno:

- Os pontos fronteiros com as paredes e com o fundo do tanque são indeslocáveis nas 3 direções devido ao atrito com o concreto – Silva (2009) comparou as hipóteses de liberdade total e restrição total nos contatos com a parede e, os resultados mostraram uma diferença desprezível de 0,6% o que segundo ele torna a consideração de indeslocabilidade plausível.
- Os pontos situados no eixo de aplicação da carga, eixo Z, são indeslocáveis nas direções X e Y;
- Os pontos sobre o eixo X são indeslocáveis na direção Y; e
- Os pontos sobre o eixo Y são indeslocáveis na direção X.

Silva (2009) utilizou esta malha quando da validação dos experimentos do Tanque-Teste por métodos numéricos. O autor obteve valores medidos próximos aos calculados. Mas no caso da estrutura simulada por ele, não havia uma estrutura real de campo para comparação do efeito das paredes.

A interface do programa apresenta três abas, sendo que a primeira *Estrutura*, apresentada na Figura 3.39, permite inserir as informações da estrutura do pavimento

que pode ter até 5 camadas, caracterizadas pela sua espessura (em metros); modelo resiliente; Módulo resiliente (kPa), coeficientes do modelo (ki) e coeficiente de Poisson.

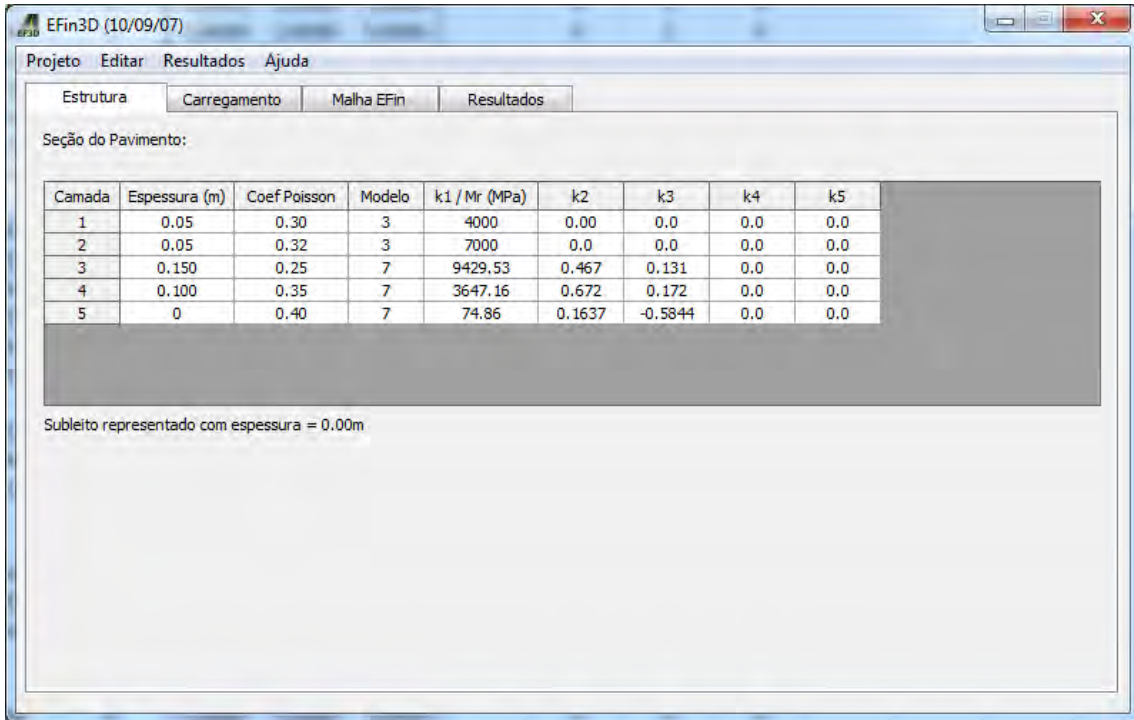


Figura 3.40: Aba <Estrutura> do Efin3D

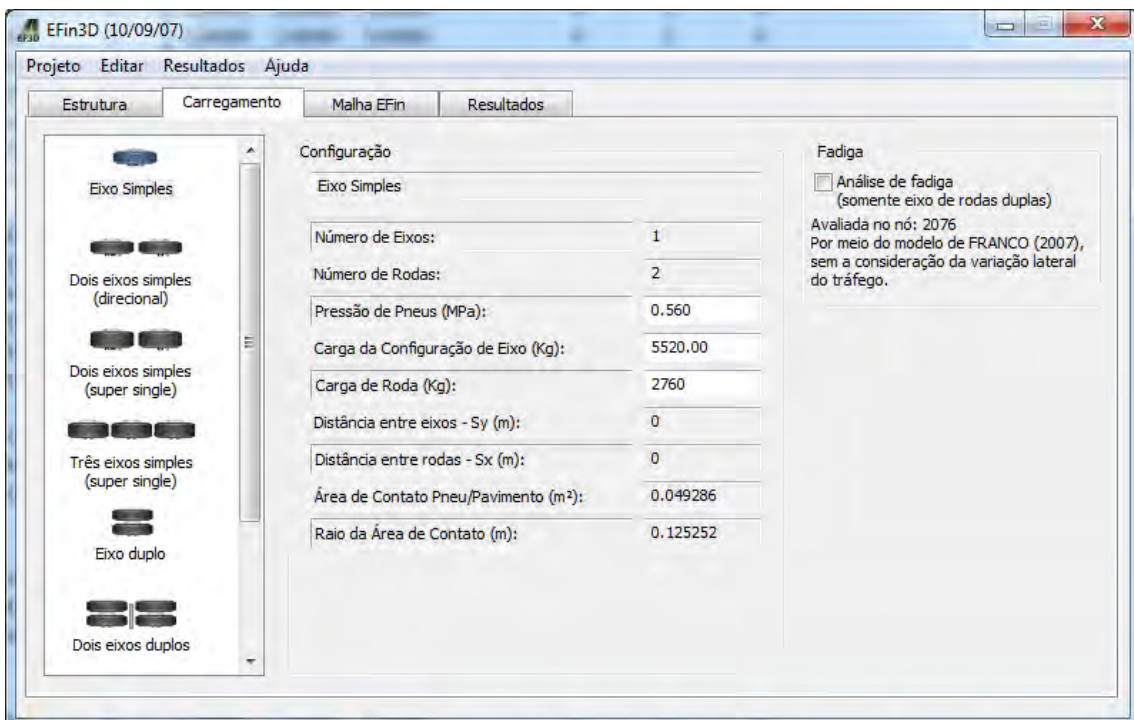


Figura 3.41: Aba <Carregamento> do EFIN3D

Na segunda aba *Carregamento* (Fig. 3.40) configura-se o tipo de carregamento que se deseja analisar. Podem ser alterados os valores de Pressão de Pneus (em MPa), Carga

do Eixo (em kg) ou Carga de Roda (em kg), além das coordenadas das rodas ou das distâncias entre rodas (em metros) e entre eixos (S_x e S_y) da configuração selecionada.

Para simular o carregamento do Tanque-Teste o carregamento selecionado foi o eixo simples, alterando a sua pressão para 560 kPa e a carga para 2760 kgf, ficando o raio de contato igual a 0,1252 m (vide 3.5). Feito isso é só discretizar a malhe e rodar o programa. Os resultados são exportados para uma planilha Excel.

3.9 LEVANTAMENTO DEFLETOMÉTRICO NA ESTRUTURA REAL

O levantamento foi realizado nas três faixas do pavimento do terminal BRT TransCarioca, numa manhã do mês de Junho (Fig. 3.42). Os pontos de levantamento foram espaçados de 20 em 20 metros, em todas as faixas. Deve-se lembrar que este trecho da via, situado dentro da Cidade Universitária, tem duas faixas de rolamento no sentido Fundão-Ilha do Governador e uma no sentido contrário.

Este levantamento complementou o estudo realizado, pois a pressão de contato do FWD (560 kPa) é igual à pressão de contato do carregamento cíclico do modelo. As deflexões medidas em campo permitiram avaliar quantitativamente as deflexões medidas no modelo físico, e os módulos retroanalizados permitiram avaliar os módulos obtidos em laboratório e também usados para o cálculo das respostas estruturais. Para retroanálise utilizou-se o software BAKFAA¹.



Figura 3.42: Levantamento defletométrico na estrutura real correspondente ao pavimento construído no Tanque-Teste neste estudo

¹ Criado pela agência aeronáutica dos Estados Unidos da América, o FAA, e está disponível ao público no site da divisão de pesquisa e desenvolvimento da agência.

4. RESULTADOS & DISCUSSÃO

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Após a construção da estrutura do pavimento e da montagem do modelo físico, iniciaram-se os ensaios de carregamento cíclico. Neste capítulo, apresentam-se os resultados destes ensaios, discutindo-se o formato dos sinais lidos e a magnitude das tensões e deformações registradas, comparando-as com as calculadas pelo AEMC. Também se apresentam os resultados do levantamento defletométrico descrito em 3.9.

4.2 MEDIDAS DURANTE O CARREGAMENTO CÍCLICO

Devido às limitações do *datalogger* (vide 3.7.3), as medidas com as células de pressão e o strain-gauge não puderam ser realizadas simultaneamente. Durante os testes, aplicaram-se, para cada instrumento, 100 ciclos de carregamento (100 golpes), realizando as medições com aquele instrumento durante estes ciclos. Este procedimento foi adotado com base na hipótese de que durante os carregamentos as respostas, resilientes e plásticas, seriam sempre as mesmas, o que foi uma hipótese plausível, como mostrado adiante. As medidas de umidade se realizaram no mesmo dia em que estes ciclos de carregamento foram feitos.

Para recapitular a codificação dos instrumentos se reproduz na Fig. 4.1 um dos cortes apresentados no item 3.5.5.

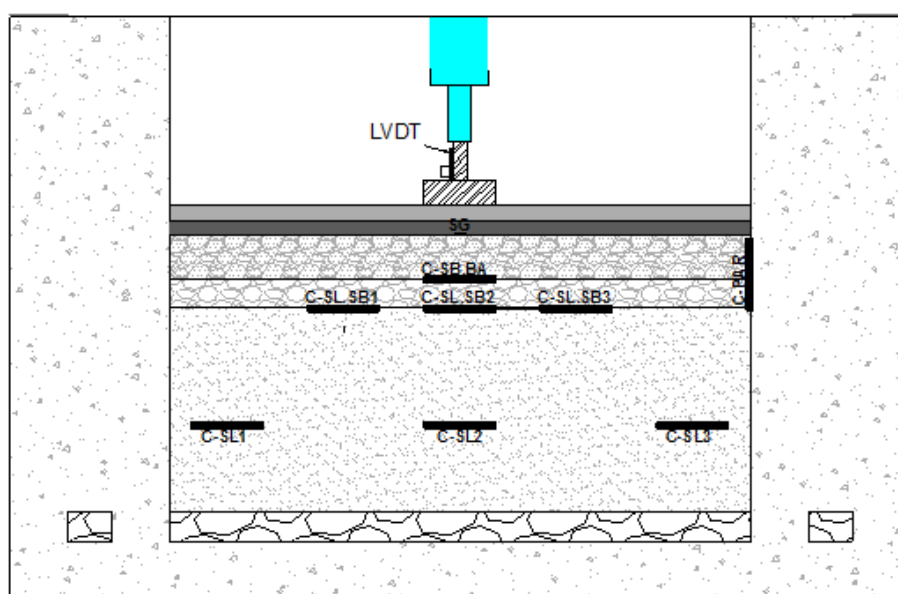


Figura 4.1: Codificação dos instrumentos usados no modelo físico desta pesquisa

4.2.1 Medidas de Umidade

Na data do carregamento cíclico foram medidas as umidades do subleito para verificar se a condição da umidade adotada para os ensaios de módulo de resiliência era representativa da condição de trabalho da camada no Tanque-Teste.

As duas sondas mediram valores bem abaixo da umidade de compactação, sobretudo a sonda que estava a 40 cm do topo do subleito (TD-SL2). Entre as duas medidas se passaram 3 meses, o que justificaria uma eventual perda de umidade, mas não se esperava uma perda na ordem de 5 pontos percentuais, de 23% para 18% (Fig. 4.2). Silva (2009) e Miranda (2013) não registraram esta variação da umidade durante suas pesquisas. Os resultados apresentados na presente pesquisa podem ter duas explicações: a secagem do subleito pode ter ocorrido mesmo porque não foi feita a imprimação após a compactação, apesar de ele ter sido mantido coberto com lona plástica, devido ao grande tempo decorrido, e uma segunda hipótese pode ser a danificação do TDR durante a compactação, como se suspeita que tenha ocorrido com o TDR na camada de sub-base.

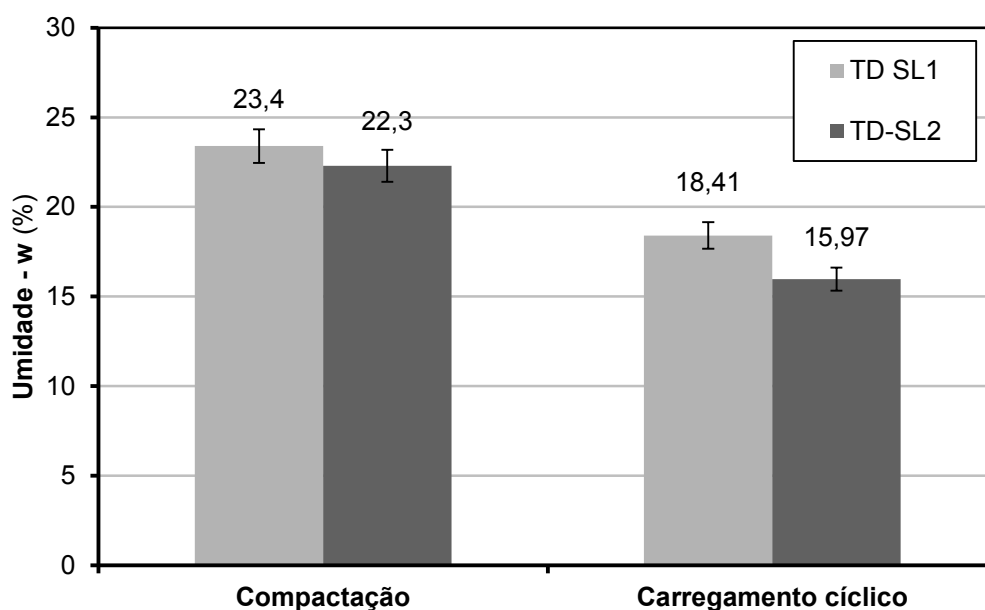


Figura 4.2: Medidas de umidade no subleito do modelo físico do pavimento desta pesquisa

4.2.2 Medidas de Deflexão

A média das deflexões no centro da placa, com a borracha neoprene na sua base, foi igual a $38,9 (x10^{-2} \text{ mm})$. Este valor levantou suspeita por ser muito alto e, aliado a isso, o formato da curva de deflexão (muito “íngreme”) não era típica de uma curva de

pavimento com base cimentada (mais achatada), então se retirou a borracha de neoprene, para a realização de novos ensaios de carregamento cíclico, visando verificar se havia uma contribuição significativa da deformação da borracha de neoprene. A Figura 4.3, mostra que havia sim uma contribuição da deformação da borracha de neoprene e que esta é mais do que significativa, mascarando por completo o verdadeiro formato da bacia defletométrica. A partir destes resultados realizaram-se os restantes ensaios sem a borracha de neoprene, e os resultados dos itens seguintes foram obtidos nesta condição. Porém, deve ser dito que as medidas internas ao pavimento, de pressão e deslocamentos foram pouco afetadas por esta mudança (retirada do neoprene). Isto indica que esta camada de borracha contribuiu para o deslocamento, mas não impedia a transmissão dos esforços para as camadas inferiores. Estes resultados estão indicados nas próximas figuras.

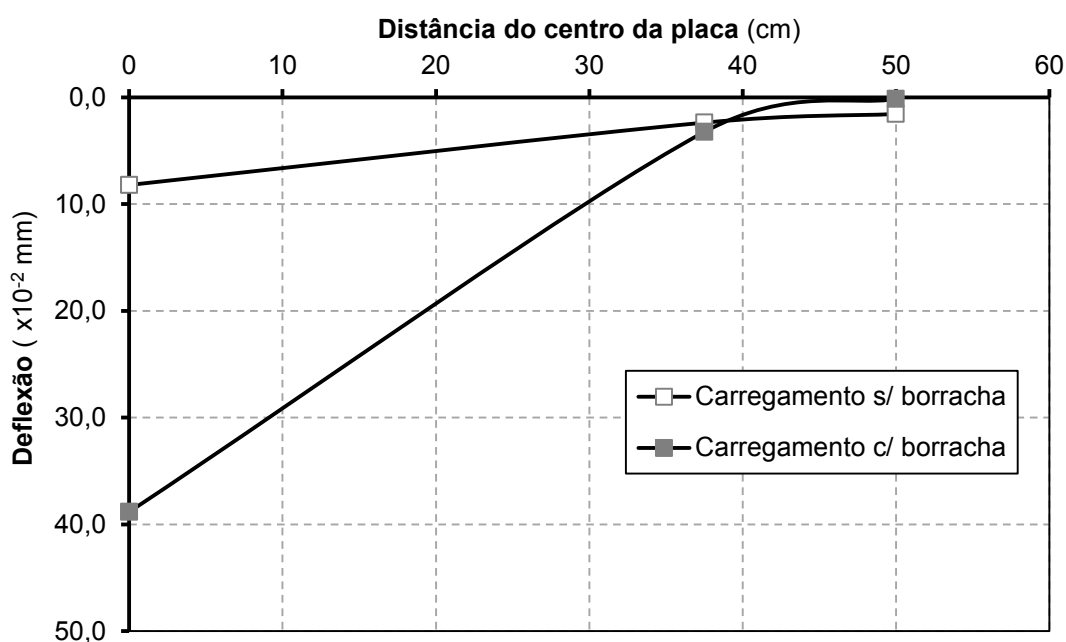


Figura 4.3: Bacias defletométricas médias do modelo físico sob pressão de contato de 560 kPa

A bacia sem a borracha ficou muito diferente da medida com o neoprene, ambas determinadas por medidas a 0,0; 37,5 e 50,0 cm do centro da carga. Além de a deflexão máxima ter sido bem menor sem a borracha, a bacia é distinta na forma, sendo um indicador de que a carga aplicada na superfície está bem distribuída por uma camada muito rígida. Note-se que com o LWD foi medida uma deflexão de 12,5 ($\times 10^{-2}$ mm) durante a construção, no topo do revestimento, na época em que a base não estaria ainda totalmente curada.

A deflexão máxima média foi igual a 8,2 ($\times 10^{-2}$ mm) com um desvio padrão de 0,8 ($\times 10^{-2}$ mm). Estes valores, para o carregamento aplicado, dão a entender que a estrutura está suficientemente rígida e quase não se deforma. Também podem ser tomados como indicadores de uma boa execução das camadas, como explicado nas comparações traçadas em 4.4.3.

A deformação plástica acumulada ao final de todos os ciclos foi 0,441 mm que, se somados aos 1,863 mm do condicionamento e de testes preliminares, são um total de 2,304 mm de deformação plástica do modelo físico ao final deste trabalho.

Tabela 4.1: Deflexões registradas para cada ensaio deste experimento no modelo físico

Instrumento lido	Deflexão no centro da placa	
	Média ($\times 10^{-2}$ mm)	Desvio padrão ($\times 10^{-2}$ mm)
SG	7,8	0,3
C-SB.BA	10,2	0,3
C-SL.SB2	8,3	0,4
C-SL.SB3	7,9	0,3
C-SL.SB1	7,9	0,3
C-PAR	7,9	0,3
C-SL2	7,9	0,4
C-SL1	8,1	0,3
C-SL3	8,0	0,3

4.2.3 Medidas de Deformação específica

O sinal de deformação registrado pelo SG é um sinal tipicamente relatado na literatura sobre instrumentação de pavimentos, embora que, em instrumentações de campo, devido ao deslocamento horizontal da roda durante sua passagem em movimento, há o registro de um sinal de compressão antes do pico de tração. Porém o sinal de pico de tração é semelhante ao da Figura 4.4, com a deformação de tração registrada após a aplicação de carga, comportamento notadamente viscoelástico.

O pulso de deformação (Fig. 4.5) é também semelhante ao pulso de deformação registrado no ensaio de módulo de resiliência de misturas asfálticas, exibindo o pico de deformação, o caminho de descarregamento e a porção de recuperação. Esta semelhança

pode ser explicada pela frequência de carregamento, que é igual à do ensaio triaxial e de compressão diametral, e pelas pequenas deformações geradas neste caso visto que a estrutura é bastante rígida o que faz com que se induzam pequenas deformações na camada asfáltica.

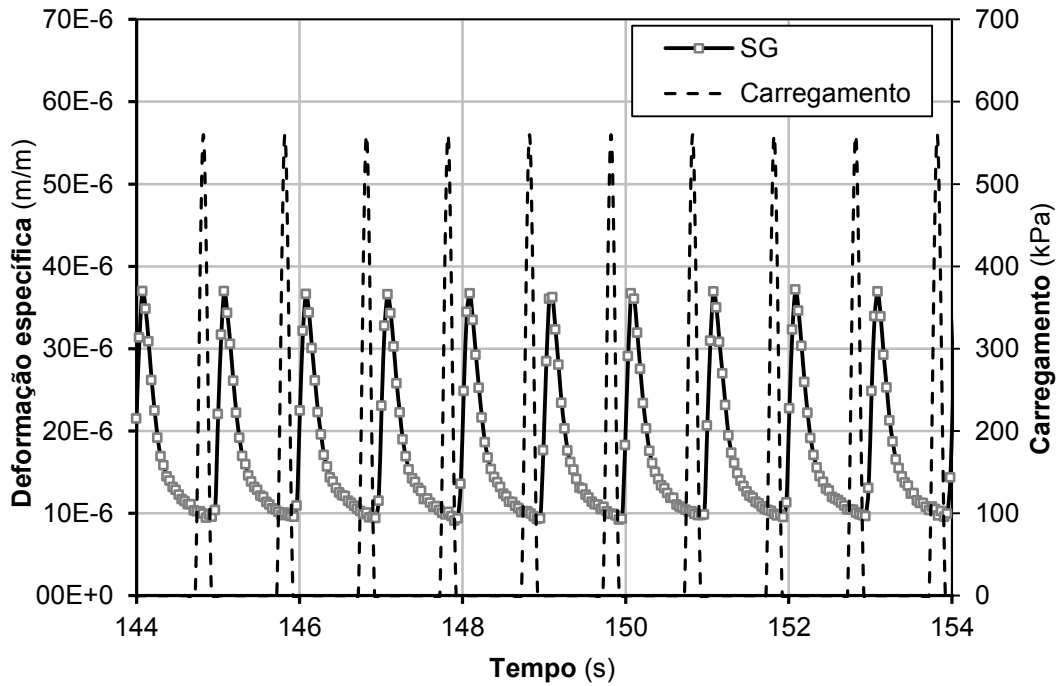


Figura 4.4 Leituras de deformação pelo SG neste experimento

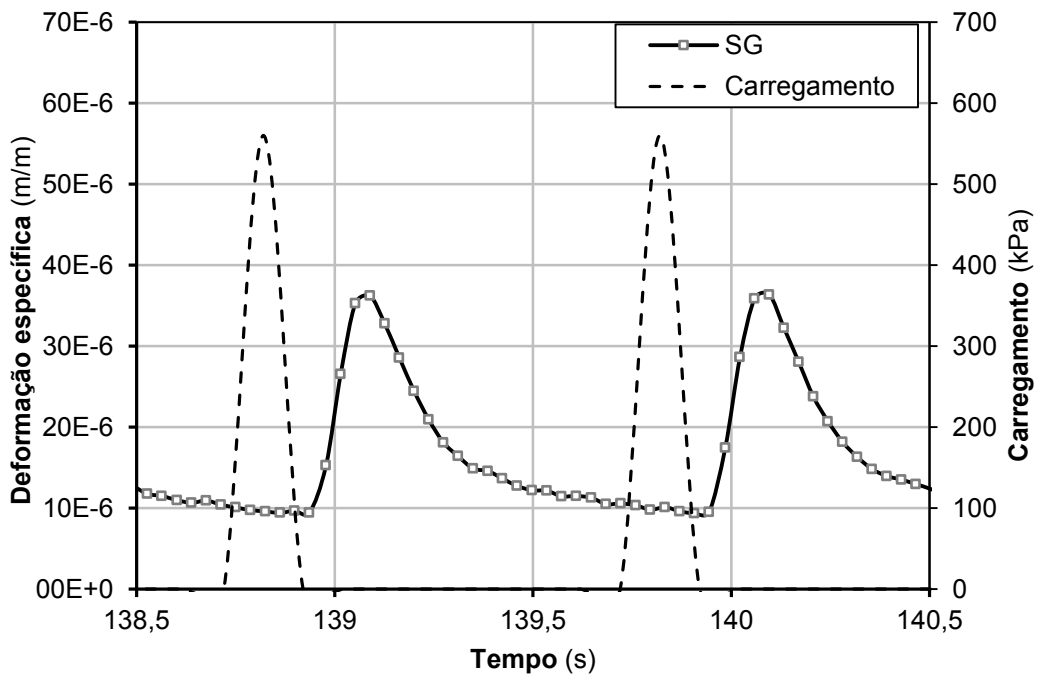


Figura 4.5: Pulsos de deformação medidos pelo SG neste experimento

O pico de deformação ocorre em 0,15 s, ou seja, o *strain gauge* se deforma em 0,15 s e em 0,70 s ele retorna ao estado inicial. Estes tempos mostram que a frequência de carregamento (aplicação de carga em 0,1 e repouso de 0,9) é adequada para que a estrutura desenvolva suas respostas estruturais, sem que haja uma sobreposição de respostas e carregamento.

As leituras de pico de deformação com o SG tiveram uma baixa dispersão (Tab. 4.2), o que é um bom sinal, pois indica que não houve dano do instrumento durante a construção da camada de Binder.

Tabela 4.2: Deformações específicas registradas pelo SG

Instrumento	Leitura Máx. (x10 ⁻⁶ m/m)	Leitura Média (x10 ⁻⁶ m/m)	Desvio padrão (x10 ⁻⁶ m/m)	Coefficiente de variação (%)
SG	37,7	36,5	0,4	1,22

4.2.4 Medidas de Tensão

As tensões registradas apresentaram o comportamento esperado, ou seja, à medida que a profundidade aumenta as tensões diminuem (Tab. 4.3). Neste caso os valores registrados foram todos menores do que 5% do carregamento aplicado na superfície, estando os maiores sob o eixo do carregamento (Fig. 4.6) o que está de acordo com a teoria dos bulbos de tensões e de espraiamento de tensões. Admitiu-se na profundidade zero a tensão de contato igual à tensão calculada, distribuída na área da placa de carregamento.

A menor tensão foi registrada na célula posicionada na parede (C-PAR), 0,42% da pressão aplicada. Esta tensão é dez vezes menor que a menor tensão confinante aplicada no ensaio triaxial (21 kPa). Como a parede é mais rígida do que a célula (concreto armado), pode ser que ela tenha retido tensões, o que levaria a célula a registrar valores menores do que os realmente atuantes na parede e, portanto não permitindo chegar a uma medida quantitativa do efeito do confinamento da parede.

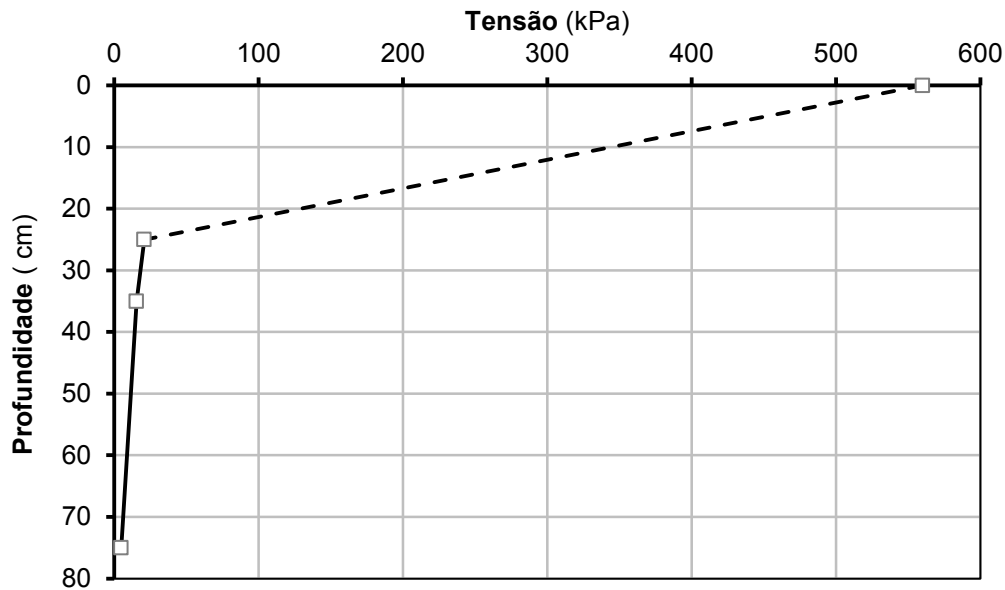


Figura 4.6: Tensão vertical versus profundidade sob o eixo de carga deste experimento no tanque-teste

Nas Figuras 4.7 a 4.9 estão ilustrados os formatos e os tempos de pulsos para as células sob o eixo do carregamento. Este formato de pulso e a defasagem em relação ao carregamento eram esperados. Com o aumento da profundidade o tempo entre o carregamento e o pulso de sinal aumenta e a magnitude do pulso diminui. Isto é o que deve ocorrer se a estrutura estiver espraçando as tensões adequadamente. O pico do carregamento foi medido a partir da cronometragem da diferença entre os inícios de aquisição e de carregamento, e sabendo-se que o carregamento é aplicado a 1 Hz, então a partir do primeiro carregamento (que ocorreu tantos segundos após a aquisição) os próximos foram registrados em intervalos de 1 segundo.

Medina & Motta (1995) no seu estudo sobre o tempo de pulso de carga em pavimentos apresentaram equações para a obtenção do tempo de pulso, que é a duração do efeito da carga repetida, e apresentaram as equações 4.1 e 4.2 para pulsos de formato senoidal e triangular, respectivamente. A Tabela 4.4 apresenta os tempos de pulsos para os instrumentos no eixo do carregamento.

$$T = 2,136 \cdot t_1 \quad (4.1)$$

$$T = 2,222 \cdot t_1 \quad (4.2)$$

onde:

T é o tempo de pulso (s)

t_1 tempo para o qual a tensão atuante passa a ser 10% da tensão máxima (s).

Tabela 4.3: Tensões registradas pelas células de pressão neste experimento no Tanque-Teste

Instrumento	Posição	Leitura Máx. (kPa)	Leitura Média (kPa)	Desvio padrão (kPa)	Coefficiente de variação (%)
C-SB.BA	Topo da sub-base, sob o eixo de carga	20,78	19,88	0,68	3,44
C-SL.SB1	Topo do subleito, a - 40 cm (y) do eixo de carga	2,73	2,54	0,09	3,66
C-SL.SB2	Topo do subleito, sob o eixo de carga	15,42	14,71	0,54	3,64
C-SL.SB3	Topo do subleito, a 40 cm (y) do eixo de carga	2,70	2,57	0,08	2,99
C-SL1	No subleito, -80 cm do eixo (y) de carga	3,35	3,08	0,13	4,17
C-SL2	No subleito, sob o eixo de carga	4,78	4,45	0,21	4,64
C-SL3	No subleito, 80 cm do eixo (y) de carga	3,94	3,65	0,18	4,85
C-PAR	Na parede	2,33	2,18	0,08	3,59

Tabela 4.4: Tempos de pulso calculados para as pressões sob o eixo de carga

Instrumento	Posição	t_1 (s)	Tempo de pulso senoidal (s)	Tempo de pulso triangular (s)
C-SB.BA	Topo da sub-base, sob o eixo de carga	0,168	0,359	0,373
C-SL.SB2	Topo do subleito, sob o eixo de carga	0,173	0,370	0,384
C-SL2	No subleito, sob o eixo de carga	0,168	0,318	0,331

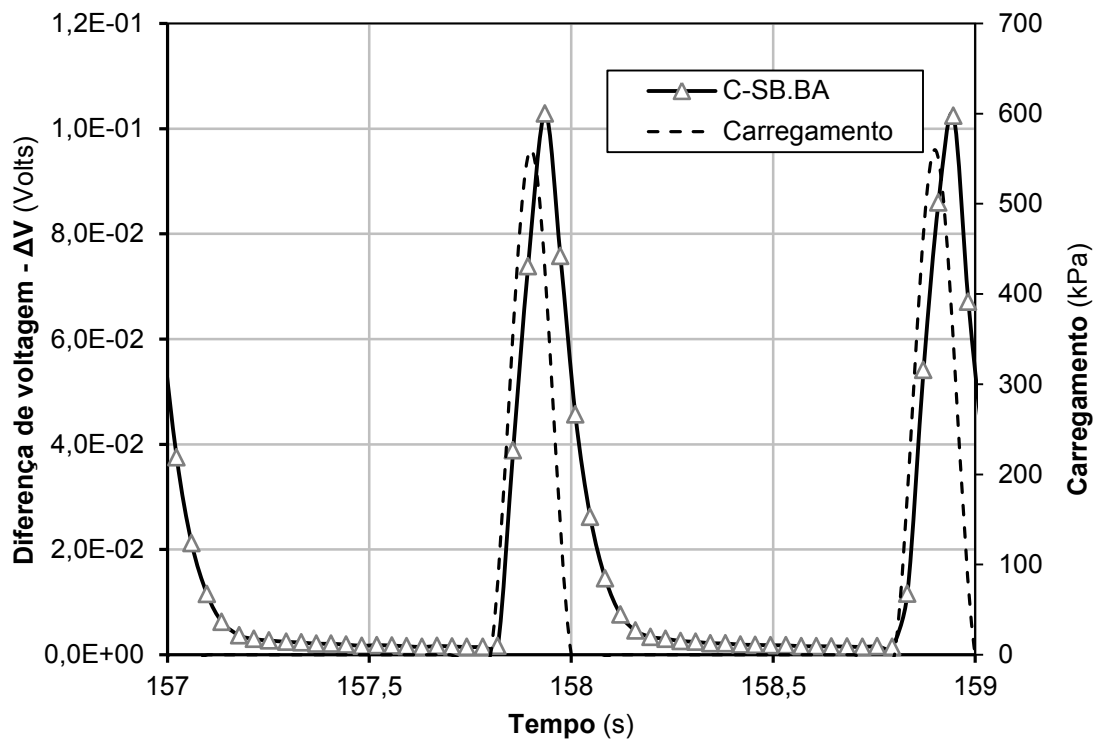


Figura 4.7: Sinal de Saída da C-SB.BA (Topo da sub-base, sob o eixo de carga)

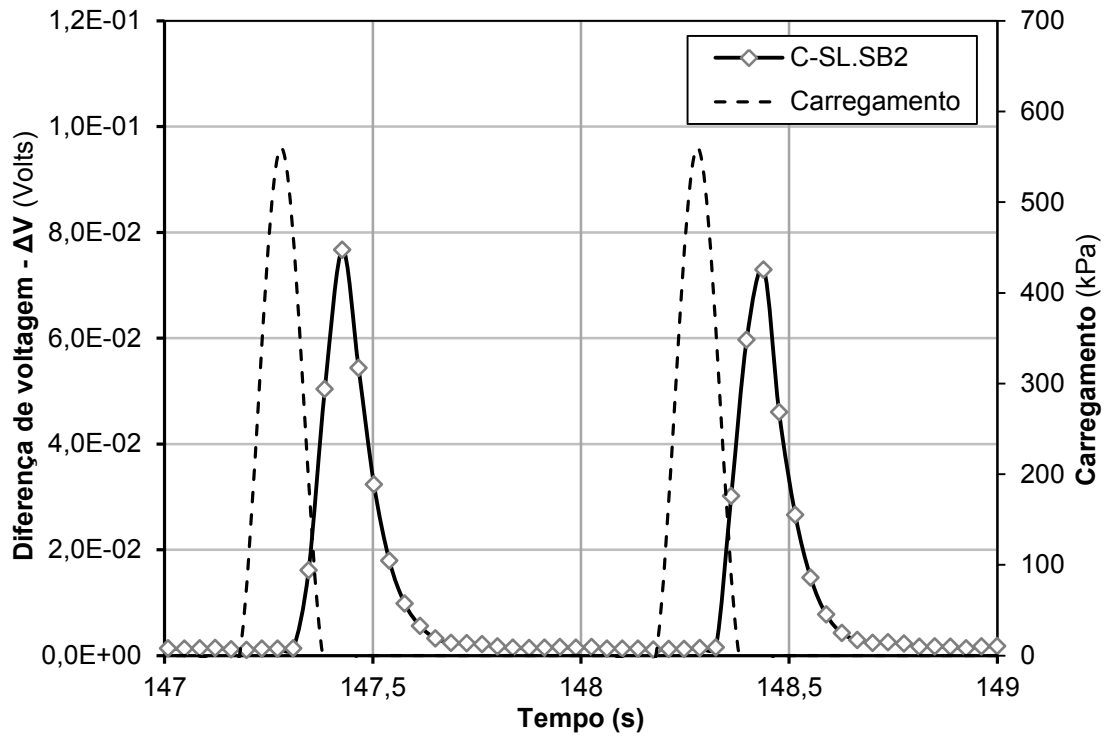


Figura 4.8: Sinal de saída da C-SL.SB2 (Topo do subleito, sob o eixo de carga)

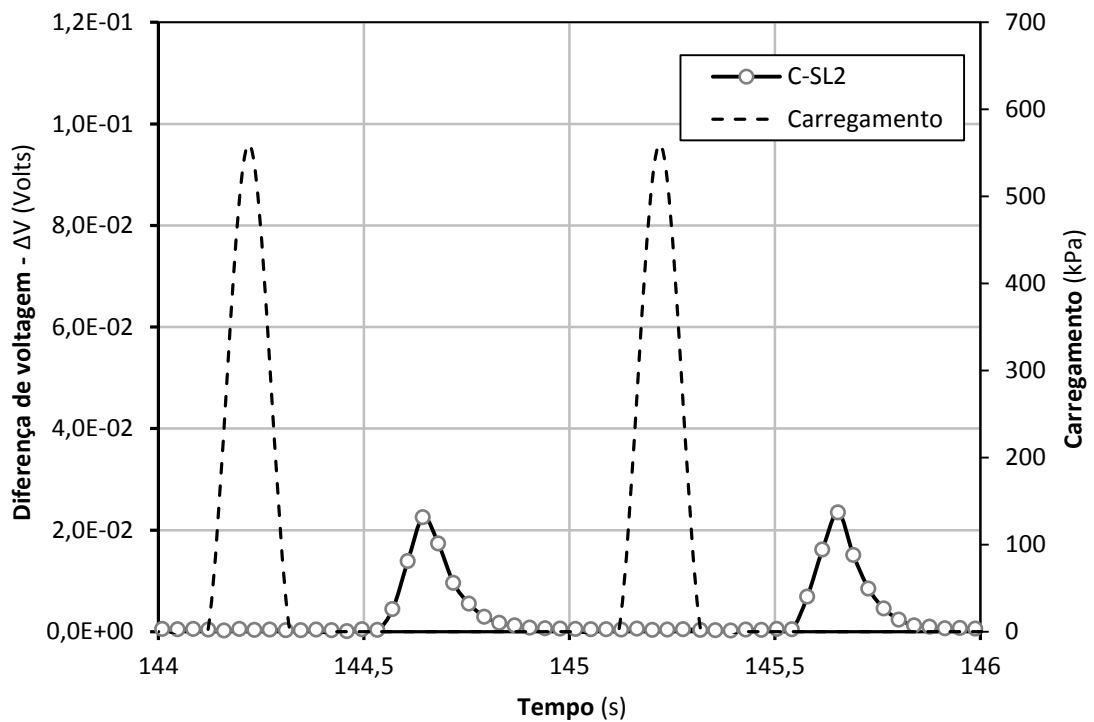


Figura 4.9: Sinal de saída da C-SL2 (No subleito, sob o eixo de carga)

4.3 COMPARAÇÕES DAS RESPOSTAS MEDIDAS E CALCULADAS

Os softwares utilizados para o cálculo das respostas estruturais no modelo físico foram apresentados no item 3.8 e também foram explicadas as hipóteses de cálculo adotadas. Os valores calculados e medidos nos pontos instrumentados estão apresentados nas Tabelas 4.5 e 4.6 que deram origem aos gráficos das figuras 4.10 a 4.12.

Independentemente do software, aumentando o módulo da BGTC os resultados tendem a convergir para os valores medidos, o que vai de acordo com a hipótese de que na data da realização do carregamento cíclico o módulo da base seria muito maior do que os medidos aos 28 dias em corpos de prova moldados à parte.

Todas as respostas têm a mesma magnitude (em kPa as tensões e em centésimos de mm as deflexões), embora no ponto abaixo da BGTC as diferenças de tensões sejam de até 5 vezes entre a medida e a calculada com a hipótese dos módulos das camadas representados pelo modelo “composto”. Contudo, o EFIN3D gerou respostas muito mais próximas dos valores medidos (Fig. 4.10 a 4.12), principalmente para o caso em que o MR da BGTC foi adotado como sendo igual a 5000 MPa. Na figura 4.11 percebe-se que as maiores diferenças de tensões entre medidas e calculadas correspondem às do centro do carregamento. Nos deslocamentos (Figura 4.12) as diferenças entre calculadas e medidas crescem conforme se afasta do centro.

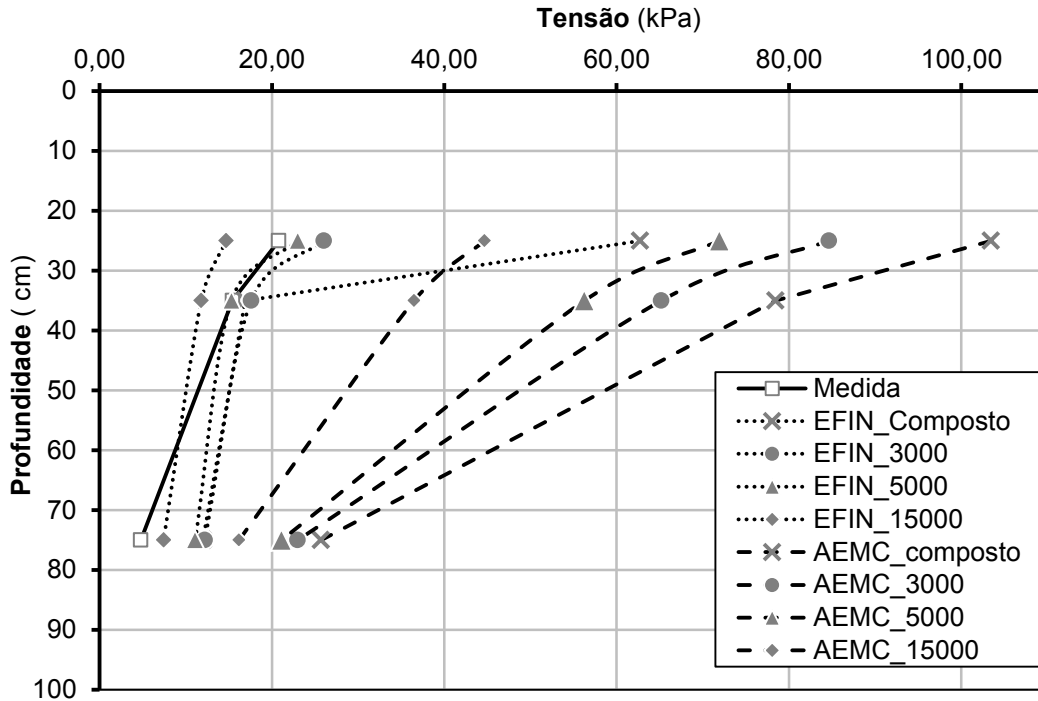


Figura 4.10: Profundidade *versus* Tensões verticais calculadas e medidas neste experimento

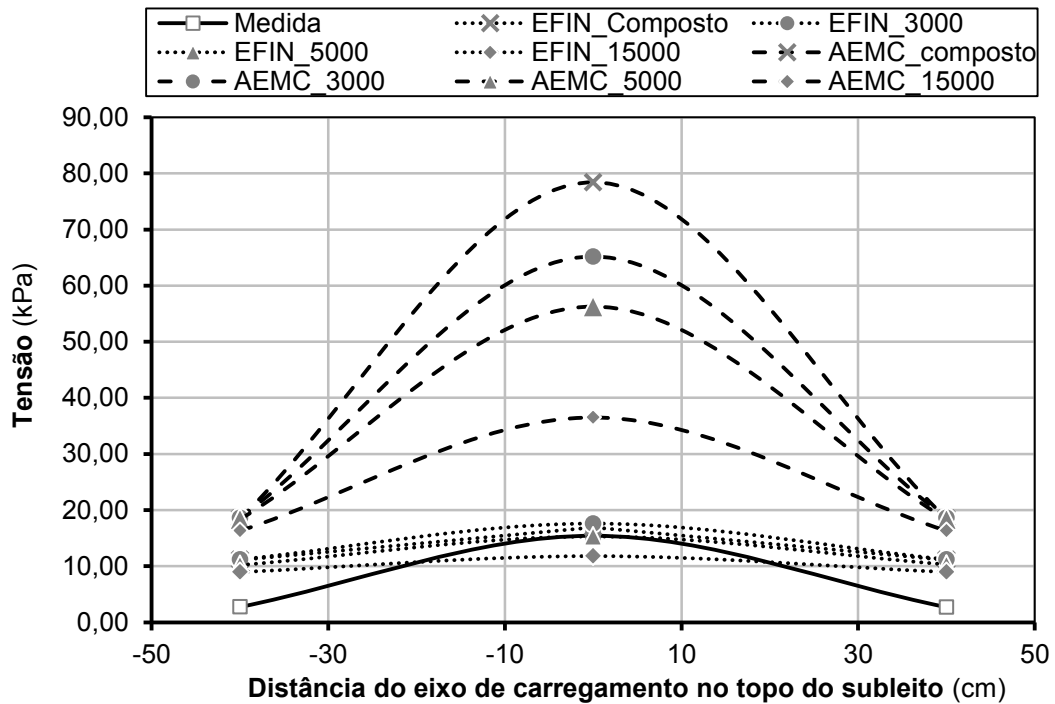


Figura 4.11: Tensões verticais no topo do subleito, calculadas e medidas neste experimento

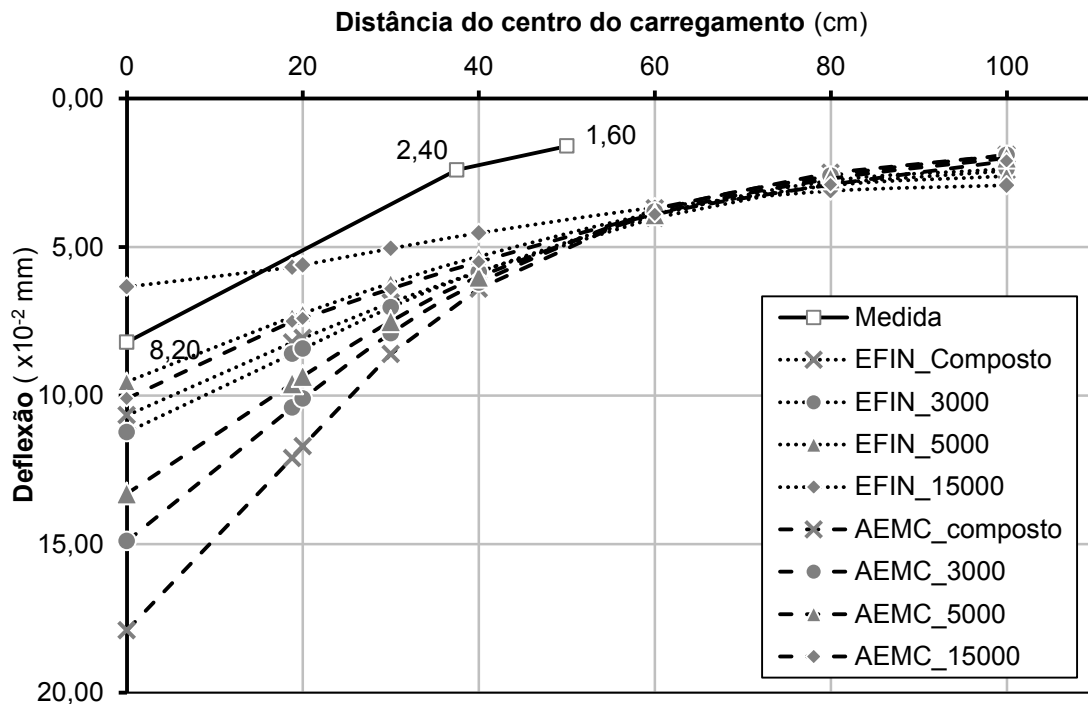


Figura 4.12: Comparação das bacias de deflexão calculadas e a medida neste experimento

No cálculo com o EFIN3D consideram-se as restrições impostas pela parede e pelo fundo do tanque, por meio de vínculos indeslocáveis, enquanto que no AEMC as camadas são admitidas como horizontalmente infinitas e, portanto, sem restrições de movimento, e é assim que se modelam pavimentos rodoviários, o que é justificado pela sua extensão. No entanto, os resultados aqui apresentados mostram que no caso do modelo físico, ensaiado nesta dissertação, é imprescindível a consideração destas restrições para que as respostas calculadas estejam de acordo com as respostas medidas.

Na Fig. 4.12, é evidente que a diferença no ponto de aplicação de carga, ou seja, na deflexão máxima é mais expressiva do que nos pontos exteriores, principalmente a 60 cm do centro. O que esta Figura expõe é que a mesma seção de pavimento (mesmas espessuras e materiais,) numa rodovia, teria uma deflexão máxima tal que a bacia teria uma curva significativa do ponto central até 60 cm deste. Mas no caso da estrutura ser colocada dentro de um tanque de concreto, com paredes e fundo indeslocáveis, a bacia seria mais “achatada”. Isto indica que há uma influência da estrutura do Tanque na deformada da estrutura, e esta é no sentido de reduzir a deformada.

Tabela 4.5: Respostas estruturais medidas e respostas calculadas pelo AEMC nos pontos instrumentados.

Instrumento	Posição	Leitura Máx.	AEMC Módulo da BGTC			
			Composto	3000	5000	15000
Deformações específicas (x10 ⁻⁶ m/m)						
SG	Fibra inferior do revestimento	37,7	149	110	88	46
Tensões (kPa)						
C-SB.BA	Topo da sub-base, sob o eixo de carga	20,78	103,4	84,6	71,9	44,6
C-SL.SB1	Topo do subleito, a -40 cm (y) do eixo de carga	2,73	18,5	18,6	18,3	16,3
C-SL.SB2	Topo do subleito, sob o eixo de carga	15,42	78,4	65,1	56,2	36,4
C-SL.SB3	Topo do subleito, a 40 cm (y) do eixo de carga	2,70	18,5	18,5	18,3	16,3
C-SL1	No subleito, a -80 cm (y) do eixo de carga	3,35	3,2	3,5	3,8	4,5
C-SL2	No subleito, sob o eixo de carga	4,78	25,7	22,9	21,1	16,1
C-SL3	No subleito, a 80 cm (y) do eixo de carga	3,94	3,2	3,5	3,8	4,5
C-PAR	Na parede	2,33	0,5	0,6	0,7	1,3

Tabela 4.6: Respostas estruturais medidas e respostas calculadas pelo EFIN3D nos pontos instrumentados.

Instrumento	Posição	Leitura Máx.	EFIN3D Módulo da BGTC			
			Composto	3000	5000	15000
Deformações específicas (x10 ⁻⁶ m/m)						
SG	Fibra inferior do revestimento	37,7	25,8	27,3	12	3,2
Tensões (kPa)						
C-SB.BA	Topo da sub-base, sob o eixo de carga	20,78	62,70	26,00	23,00	14,70
C-SL.SB1	Topo do subleito, a -40 cm (y) do eixo de carga	2,73	11,10	11,20	10,20	8,95
C-SL.SB2	Topo do subleito, sob o eixo de carga	15,42	16,90	17,60	15,30	11,80
C-SL.SB3	Topo do subleito, a 40 cm (y) do eixo de carga	2,70	11,10	11,20	10,30	8,95
C-SL1	No subleito, a -80 cm (y) do eixo de carga	3,35	6,59	6,55	6,64	5,87
C-SL2	No subleito, sob o eixo de carga	4,78	12,00	12,20	11,10	7,43
C-SL3	No subleito, a 80 cm (y) do eixo de carga	3,94	6,59	6,55	6,64	5,87
C-PAR	Na parede	2,33	2,66	3,75	3,96	3,49

4.4 LEVANTAMENTO DEFLETOMÉTRICO

4.4.1 Deflexões

A deflexão média do pavimento real foi igual a $38,0 (x10^{-2} \text{ mm})$, mas com um desvio padrão de $12,3 (x10^{-2} \text{ mm})$, correspondente a um coeficiente de variação igual a 32%, considerado muito elevado para um pavimento novo, numa extensão pequena (14 estacas). Os valores de deflexão foram corrigidos para a temperatura de referência de 20°C , pelo ábaco do SHRP (SHRP, 1993). A temperatura do Tanque-Teste durante os ensaios cíclicos foi mantida na faixa de 20 a 25°C pelo ar condicionado. A figura 4.13 mostra as deflexões máximas por estaca, em todas as posições transversais de medidas.

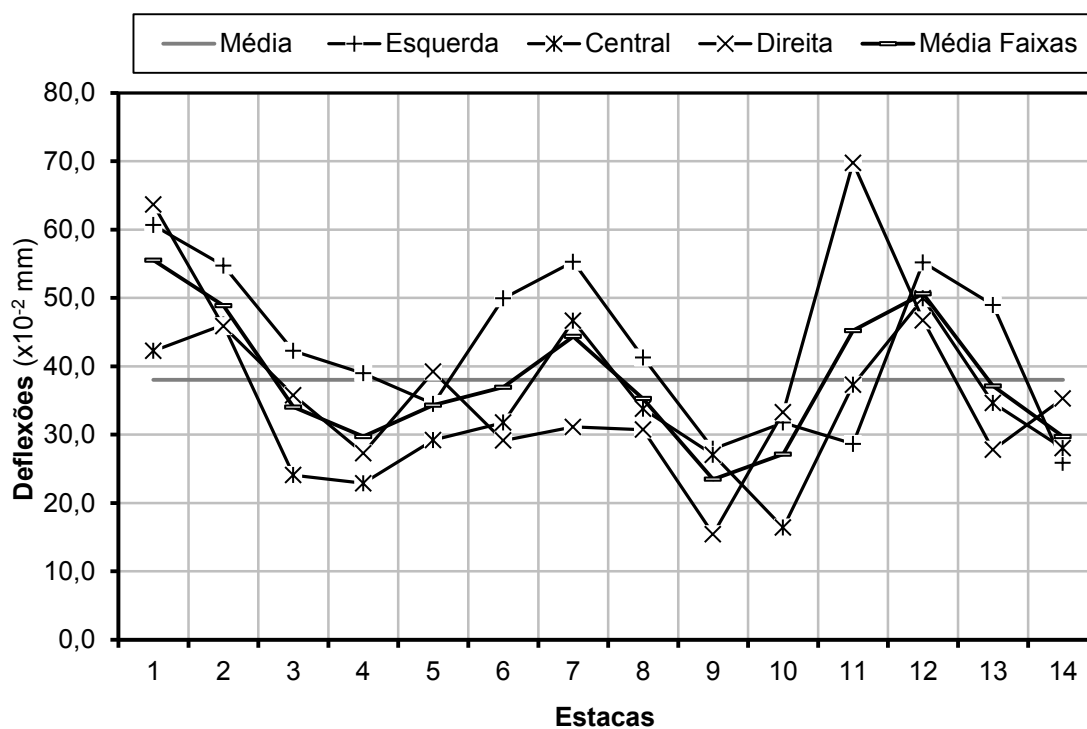


Figura 4.13: Deflexões médias de um dos acessos do Terminal do BRT (sentido fundão-ilha do governador)

A Fig. 4.14 mostra que a distribuição de cargas não é igual visto que a estrutura real tem deflexões mais espreiadas do que o modelo físico, não apresentando o efeito de um confinamento aparente conforme discutido na figura 4.12, deve-se reparar que a bacia do AEMC tende a ter o formato das bacias de campo e a bacia do EFIN tende a ter o formato da bacia do modelo físico.

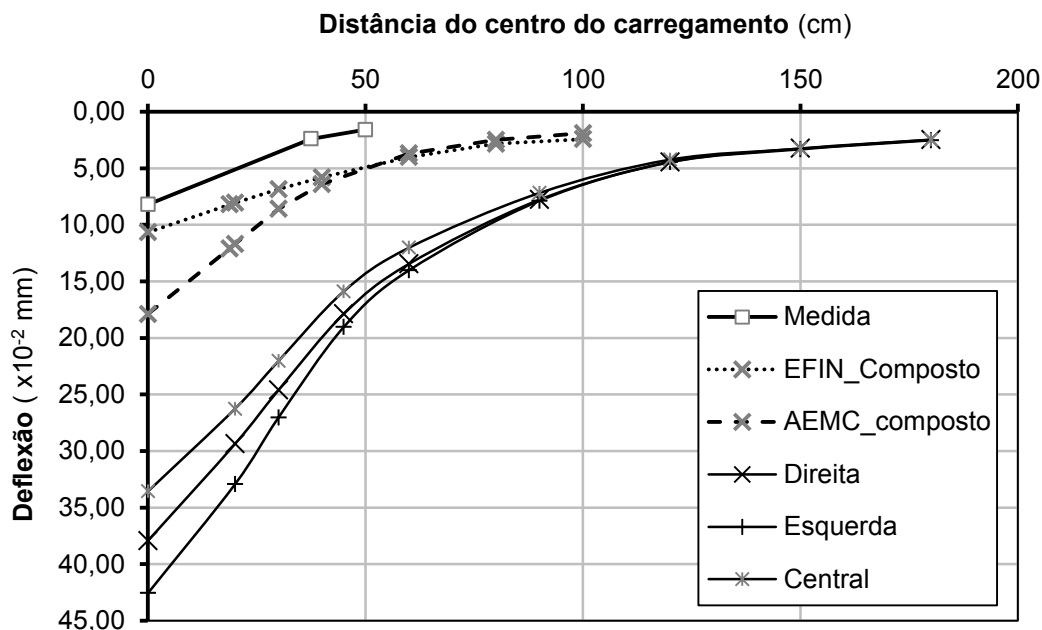


Figura 4.14: Bacias de deflexão modelo físico e do pavimento real

4.4.2 Retroanálise

As médias das bacias de cada faixa (Fig. 4.14) foram utilizadas para realizar a retroanálise dos módulos das camadas no BAKFAA. Todas as retroanálises foram realizadas mantendo os módulos do SMA e do subleito como constantes para diminuir o número de camadas e valores de módulos a serem combinados. Os coeficientes de Poisson e espessuras foram as do Quadro 3.5, e os módulos foram admitidos como lineares usando os valores médios apresentados em 3.3. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.7.

Os módulos “surreais” obtidos para o modelo físico estão impactados pelo confinamento provocado pelas paredes e indicam que o módulo da BGTC construída no laboratório é realmente superior ao adotado nos cálculos do projeto do pavimento, e que esta camada é responsável pela baixa deflexão do pavimento do modelo físico. Por outro lado, os módulos de campo, obtidos para a base de BGTC são bem menores do que o esperado, indicando que é esta camada a grande responsável pelos valores de deflexão registrados no campo. A hipótese de ter havido problema construtivo se impõe.

Tabela 4.7: Módulos retroanalizados (MPa) das condições de campo e do tanque-teste nesta pesquisa

	Modelo Físico	Central	Esquerda	Direita	Média das faixas
SMA	4000	4000	4000	4000	4000
Binder	699.404	5612	2593	6394	4866
Base	693.188	386	805	532	574
Sub-base	30.504	29	49	34	37
Subleito	180	180	180	180	180

Muitas outras tentativas de retroanálise foram feitas e a tendência é a mesma. Cabe lembrar as condições de carregamento no tanque-teste e no pavimento real com o FWD, resumidas no Quadro 4.1, que também influem nestas condições de análises.

Quadro 4.1: Comparativo das condições de carregamento com o FWD e no TT nesta pesquisa

Característica	Falling Weight Deflectometer	Tanque-Teste
Força aplicada (N)	40.000	27.600
Raio da placa (m)	150×10^{-3}	$125,3 \times 10^{-3}$
Área de contato (m ²)	0,0707	0,0495
Pressão de contato	566 kPa	560 kPa
Sistema de aplicação da força	Queda de massas	Pistão pneumático
Medida dos deslocamentos	Geofones	LVDT's
Pontos da bacia	9	3
Duração do pulso de carga	0,25 a 0,30 s	0,10 s
Contato com a superfície	Membrana de borracha	Superfície da placa rígida

4.4.3 Comentários sobre o levantamento defletométrico e comparação com outras obras de pavimento semirrígido

O levantamento defletométrico do trecho de referência resultou numa deflexão média elevada ($38,0 \times 10^{-2}$ mm) para pavimento semirrígido novo, bem como elevada variabilidade (Cv igual a 41% e desvio padrão igual a $15,6 \times 10^{-2}$ mm). Aliando isso aos baixos módulos retroanalizados para a camada de base e sub-base apresenta-se aqui relatos de outros levantamentos defletométricos em pavimentos semirrígidos, para que se compare a ordem de grandeza das deflexões com os módulos adotados e o desempenho destes pavimentos.

Preussler (1978) fez uma análise mecanicista de um trecho da BR-290, situada no Rio Grande do Sul, onde foram realizadas medidas de deflexão com viga Benkelman. A seção do pavimento era constituída por um revestimento asfáltico com 6 cm de

espessura, base de brita tratada com cimento de 15 cm e uma sub-base de solo residual de arenito com espessura média de 45 cm, sobrejacente a um solo argilo-arenoso do grupo A-6. A análise realizada em elementos finitos, decorrente de um carregamento simples, mostrou que a tensão no topo do subleito era 4 kPa, e que o material da sub-base, devido ao baixo nível de tensões a que estava submetido naquele segmento do pavimento, apresentava módulos resilientes muito baixos. Assim, o comportamento da estrutura refletia a relação de módulos das camadas do pavimento, sendo a sub-base responsável por 38% da deflexão total do pavimento e a Base por 6%. Preussler, com base em artigos do TRB, adotou o módulo da BGTC como 7.000 MPa e coeficiente de Poisson igual 0,20.

As conclusões do trabalho de campo após dois anos de abertura ao tráfego indicaram conceito “mau” para a faixa da direita e “regular” para a faixa da esquerda, e mostraram que as deflexões tanto na faixa da esquerda (40×10^{-2} mm) como na faixa direita ($80,5 \times 10^{-2}$ mm) eram superiores a deflexão calculada considerando o módulo da BGTC citado (18×10^{-2} mm). Valores menores das deflexões na faixa da esquerda coincidiram com seu estado menos degradado em relação ao da faixa da direita, onde a frequência de tráfego pesado era maior. Tendo sido aberta uma janela de vistoria (Figura 4.15), a base apresentou indícios de desagregação e o revestimento asfáltico encontrava-se em estado avançado de deterioração com muitas fissuras e remendos com pouco tempo. Concluiu-se que a espessura de 45 cm da sub-base, de material muito deformável, induziu o trincamento prematuro da base cimentada, submetida a tensões elevadas neste caso.



Figura 4.15: Pavimento semirrigido da Rodovia Porto Alegre – Osório na década de 1970 (Fonte: Washington Pérez, 2005 – Palestra)

Em contraponto a esse caso de insucesso, Macêdo (1996) apresentou dados de um controle de qualidade estrutural do lote 7 e de trechos experimentais de BGTC na Rodovia Carvalho Pinto (SP170), realizado por levantamento defletométrico. No Lote 7, de pavimento invertido, a espessura do revestimento foi de 12cm, e a espessura da BGTC, com 3,5% de cimento, foi de 20 cm, assente abaixo de uma camada de BGS com 12 cm de espessura. O Módulo da BGTC admitido no projeto foi 9.000 MPa e as deflexões admitidas para controle foram 21×10^{-2} mm para a viga Benkelman e 23×10^{-2} mm para o FWD. Em geral houve concordância razoável das deflexões médias medidas e as calculadas no projeto, que previa 20 anos de vida útil. Macêdo chama atenção para o fato de que o levantamento foi realizado logo após o término da camada então a BGTC estava com apenas 7 dias de cura, mas mesmo assim em alguns trechos a deflexão medida, com FWD, foi igual a 14×10^{-2} mm. Esta rodovia, neste trecho, está em boas condições funcionais até o momento, 18 anos após a implantação.

Recentemente, destaca-se a dissertação de Mendonça (2014) que relata dados de um monitoramento defletométrico de um trecho do Lote 3.1 do projeto de duplicação da rodovia BR-101/SE, no estado do Sergipe, construído em 2012. O trecho monitorado é em pavimento asfáltico novo, com extensão de 280 m. O pavimento, dimensionado pelo método do DNER, é composto por um revestimento de 12,5 cm de concreto asfáltico, base de BGTC com 15 cm de espessura, sub-base de solo A-2-7 com 15 cm de espessura e o subleito de um solo A-2-6. A retroanálise dos ensaios com FWD, realizados na liberação do trecho, mostraram que a camada de base tinha um módulo de trabalho médio de 4.852 MPa, valor condizente com os obtidos em ensaio de corpo-de-prova moldado com material extraído da pista. Também foram realizados três levantamentos com a viga Benkelman. O primeiro levantamento, realizado a Março de 2013, apresentou uma deflexão máxima média igual a $37,5 \times 10^{-2}$ mm e o módulo da base obtido por retroanálise foi igual a 1.266 MPa, no segundo levantamento (Outubro de 2013) a deflexão máxima média foi $28,4 \times 10^{-2}$ mm e o módulo retroanalizado para base, 907 MPa. No terceiro e último levantamento, em Janeiro de 2014 encontraram-se deflexões de campo igual 29×10^{-2} mm e módulos de base igual a 715 MPa. A queda de módulos evidencia a fadiga da camada cimentada. O trecho já apresenta vários defeitos como trincas com bombeamento de finos, sugerindo que as trincas de retração da base de BGTC refletiram para a camada asfáltica, que apresenta cerca de 4,45% de área trincada.

4.5 ANÁLISES COMPLEMENTARES

4.5.1 Rigidez da BGTC

Para verificar a hipótese de que o módulo da BGTC no Tanque-Teste é consideravelmente maior do que o obtido em laboratório realizou-se uma medida da deflexão sobre a própria base de BGTC. Admite-se que se a camada estiver muito rígida comporta-se como uma placa de concreto com uma deflexão muito baixa, ou seja, a flexão dessa camada seria a mínima possível e a carga distribuída em uma área muito maior do que a placa do topo, ou seja, o bulbo de tensões é muito mais espreado.

Infelizmente, apesar de previsto, não foi possível contar com o equipamento MDD, que permite medir o deslocamento de cada camada individualmente. Assim, para realizar esta medida de deflexão na camada de base foram feitos dois furos, de 50 mm de diâmetro, diametralmente opostos a 20 cm do centro de aplicação de cargas no tanque teste. Um dos furos terminou no topo da camada de BGTC e o outro no topo da camada de sub-base (Fig. 4.16 e 4.17). No fundo dos furos foi colocada uma pequena película de gesso para nivelar o apoio dos LVDTs.

A deflexão da camada de BGTC é calculada pela diferença entre as deflexões, e como apresentado na Tabela 4.8, esta diferença é muito pequena e é relativamente igual à diferença obtida no cálculo pelo EFIN3D com o MR da BGTC igual a 5000 MPa, o mesmo módulo que melhor se adequou às tensões medidas.

Os resultados obtidos, com estas medições, aliados às tensões registradas permitem admitir que a BGTC praticamente não se deforma nesta região, especialmente porque a carga aplicada na superfície é relativamente baixa, estando com um módulo suficientemente alto para se comportar como uma placa rígida que sob o efeito do carregamento, se desloca na vertical distribuindo a carga em toda a área de contato com a camada em baixo.

Tabela 4.8: Deflexão da camada de Base de BGTC no tanque-teste

	Deflexão ($\times 10^{-2}$ mm)		
	Medida	Efin3D _ MR5000	Efin3D _ MR15000
Topo Base	3,1	7,36	5,60
Fundo Base	2,9	7,18	5,55
Diferença	0,2	0,18	0,05



Figura 4.16: Montagem dos LVDTs para medida de deflexão na Base nesta pesquisa

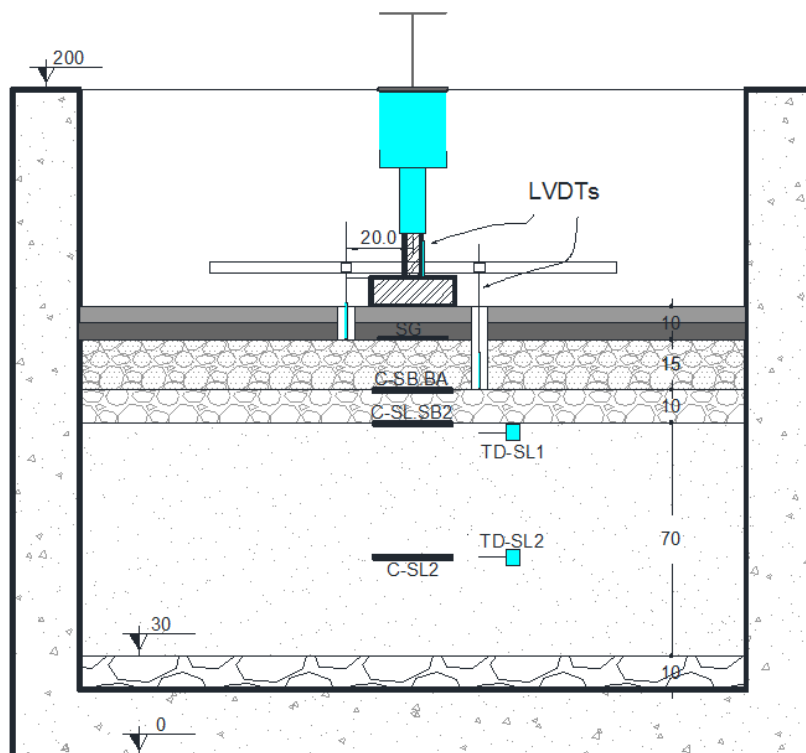


Figura 4.17: Esquema do apoio dos LVDTs na Base e Sub-base nesta pesquisa

4.5.2 Influência das paredes

A comparação realizada em 4.3 indicou que a consideração das paredes na modelagem da estrutura e do carregamento leva a resultados próximos dos medidos, levantando então a hipótese de que as paredes exercem certa influência na estrutura que não pode ser negligenciada, apesar de a tensão medida nesta ser apenas de 2,33 kPa.

Reposicionou-se o sistema de carregamento para verificar a que distância das paredes o carregamento já não se fazia sentir. Este reposicionamento (Fig. 4.18) deu-se pela colocação do pistão pneumático do lado oposto da célula instalada na parede (C-PAR) e monitoraram-se os carregamentos.

Como se pode ver na figura 4.19 deixa de existir alguma resposta significativa por parte da C-PAR quando o carregamento está a 1,85 m desta. A tensão máxima registrada neste caso foi de 0,15 kPa. Deve-se realçar que a tensão registrada pela CSL.SB3, que está a 1,25 m do carregamento, foi igual a 0,16 kPa. Esta redução de tensão é semelhante à que ocorreu na C-PAR (Fig. 4.20) e talvez possa ser explicada pela suposição do espriamento de tensões que deixaria esta região com um estado de tensão único cuja magnitude depende das posições de carregamento, como esquematizado na Figura 4.21, e isto dá suporte à hipótese de haver influência da parede.



Figura 4.18: Reposicionamento do sistema de carregamento no tanque-teste para verificar o efeito das paredes na distribuição de tensões

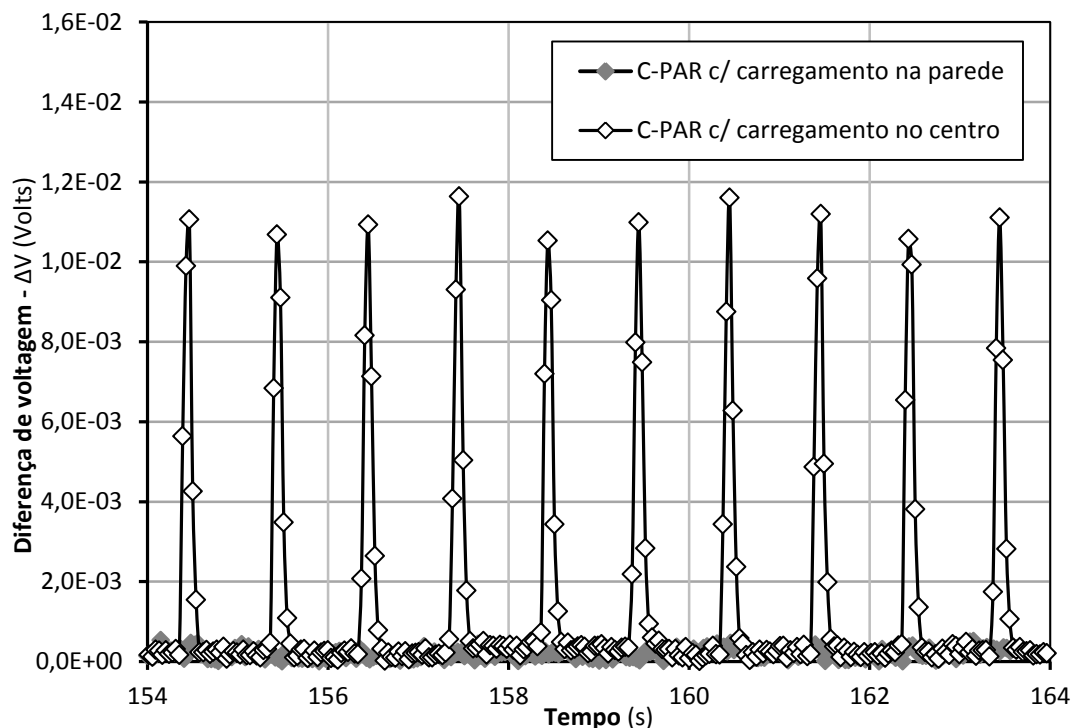


Figura 4.19: Resposta C-PAR para diferentes posições de carregamento no tanque-teste nesta pesquisa

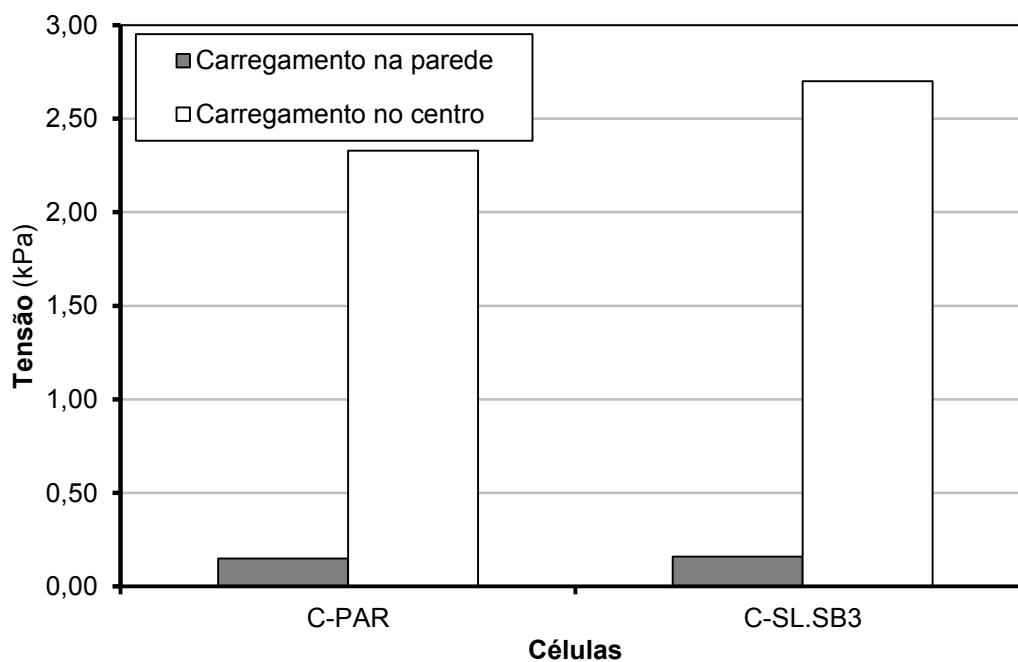
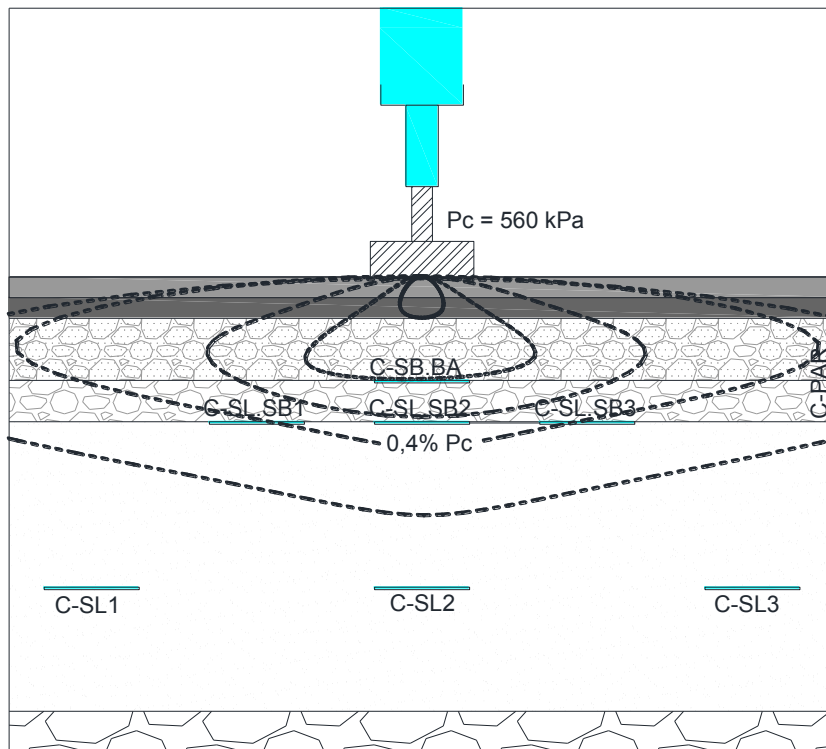


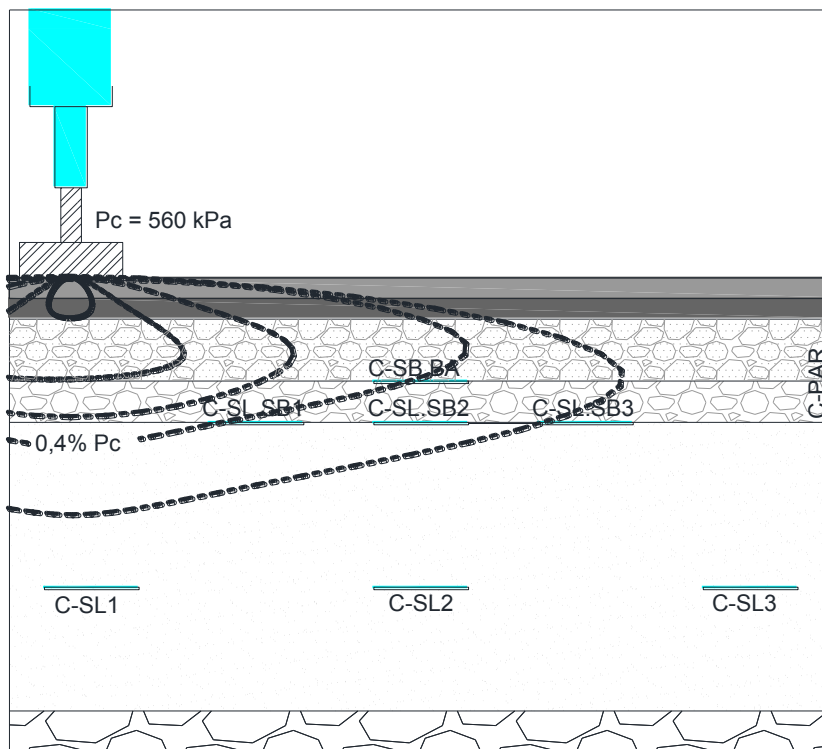
Figura 4.20: Redução de Tensão nas células do subleito e da parede no tanque-teste nesta pesquisa

Para minorar esta condição sugere-se nos próximos experimentos no Tanque – Teste usar um elemento separador entre a parede de concreto e o pavimento (por exemplo, isopor ou neoprene) e também modificar a estrutura de aplicação de carga de forma a permitir cargas maiores. Neste último caso, um pórtico independente da estrutura com

maior capacidade de reação seria o ideal para viabilizar o aumento da magnitude de carregamento.



(a)



(b)

Figura 4.21: Esquema das hipóteses do bulbo de tensões induzido pelo carregamento (a) no centro; (b) junto à parede

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Neste capítulo são apresentadas as conclusões deste trabalho, que teve por objetivo principal analisar o comportamento mecânico de uma estrutura semirrígida de pavimento construída num modelo físico de verdadeira grandeza a partir de instrumentação geotécnica.

5.1. CONCLUSÕES

A partir dos resultados e análises apresentados no desenvolvimento do presente trabalho foi possível chegar às seguintes conclusões:

- O modelo físico (tanque – teste) empregado nesta pesquisa pode ser utilizado para análise do comportamento mecânico de pavimentos de forma comparativa entre eles. Porém, para extrapolação para o campo, seus resultados devem ser ajustados, sendo devidamente instrumentado e que no cálculo das respostas estruturais se considerem as restrições impostas pelas suas dimensões e pelas paredes, assim como pela laje de fundo.
- As respostas estruturais foram impactadas pelo tipo de estrutura semirrígida construída no modelo físico e as medidas com os instrumentos são da mesma magnitude que as respostas calculadas pelo AEMC e o EFIN 3D, sendo que o EFIN3D modela melhor a condição do tanque-teste e, portanto as suas respostas são mais representativas.
- A instrumentação utilizada (células de pressão e *strain gauge*) se comportaram muito bem e apresentaram baixa variabilidade nas leituras, o que leva a crer que os procedimentos de instalação foram adequados, não havendo danificação dos instrumentos.
- Lamentavelmente o pavimento real que foi utilizado como modelo para a construção da estrutura no tanque-teste não apresentou condições ideais de comparação sob o ponto de vista de deformabilidade.

. • Deve se ter atenção e cautela ao se extrapolar os resultados do modelo físico para este tipo de estrutura o pavimento real, nesta condição atual de arranjo da carga e do contato com as paredes, visto que, por influência das paredes o modelo físico não representa fielmente a condição de campo não confinada.

• A borracha de neoprene usada no fundo da placa metálica de aplicação de carga influenciou muito nas deflexões medidas, superestimando o valor destas, deve-se procurar outro tipo de material para colocar no contato placa pavimento.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se que, em trabalhos futuros, sejam considerados os seguintes aspectos:

• Medir as mesmas respostas estruturais porém variando o nível de carga, para verificar a não linearidade das camadas granulares.

• Realizar medidas de deformação específica de tração na camada cimentada, a partir de *strain gauges*

• Melhorar a resposta dos estudos com o modelo físico aumentando a instrumentação colocada dentro do pavimento a ser testado que permitam medir: deformações do solo, verticais e horizontais em várias profundidades. Realizar as medidas simultaneamente com a utilização de um multiplexador com elevada taxa de multiplexação.

• Aumentar os pontos de medidas de deflexões na superfície para definir melhor a bacia de deflexão.

• Usar um *Multi Depth Deflectometer* (MDD) para a medida da deflexão de cada camada, analisando a contribuição individual das camadas na deflexão total do pavimento.

• Construir e ensaiar pavimento invertido, monitorando deformações de tração e tensões.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACUM, W. E. A., & FOX, L. 1951, “Computation of Load Stresses in a Three-layer Elastic System, *Géotechnique*, v. 2, pp. 293-299
- ALBANO, J. F., 1998, Efeitos da Variação da Carga por Eixo, Pressão de Inflação e Tipo de Pneu na Resposta Elástica de um Pavimento. Dissertação de Mestrado. UFRGS, Porto Alegre
- ANTUNES, L., G., S., 2008. *Reforço de pavimentos rodoviários com geossintéticos*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil/UnB, Brasília, DF, Brasil.
- ARAGÃO, F. T. S. *Computational microstructure modeling of asphalt mixtures subjected to rate-dependent fracture*. 2011. 156 f. Tese (Doutorado de Filosofia em Engenharia Civil) – University of Nebraska, Nebraska, Junho de 2011.
- AUSTROROADS, 1997, “TDR GAUGES” In: APRG Technical Note 7. Disponível em: < <http://www.austroroads.com.au/images/stories/aprgTN07.pdf> >. Acesso em: 20 jun 2014.
- BASTOS, G., A., 2010, *Comportamento mecânico de misturas asfálticas reforçadas com geogrelhas para pavimentos flexíveis*, Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- BALBO, 1997 High Quality Cement Treated Crushed Stones For Concrete Pavement Bases. In: 6th Purdue Conference on Concrete Pavement, Indianápolis, U.S.A., 1997.
- BERNUCCI, L. B., et al., 2008, *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobras, ABEDA, 501 p., il.; color
- BROWN, S. F., 1996, “Soil mechanics in pavement engineering”, *Géotechnique*, v. 46, n. 3, pp. 383-426
- CARNEIRO, F., L., 1996, *Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos*. 2ª Edição, Editora UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- COUTINHO, P. R.; BOTELHO, R. P.; CAVALCANTE, R. N. A., et al., 2009, “Desenvolvimento de um Sistema Gráfico Para Análise Numérica de Pavimentos Asfálticos.” In: *IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço*, Fortaleza, Out.
- CSIR, 2006, *Technical Memorandum: Instrumentation for APT and LTPP*. Jan. 2006
- DE BEER, M.; FISHER, C.; KANNEMEYER, L., 2004, “Tyre-Pavement Interface Contact Stresses on Flexible Pavements-Quo Vadis?” In: *Proceedings of the 8th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa*, Sun City, South Africa
- DNIT/ UFSC, 2007. *Fase 1 – Avaliação das Metodologias de Pesagem em Movimento Existentes*. In: Convênio 102/2007 - Identificação de Sistemas de Pesagem em Movimento, Coordenação Geral de Operações Rodoviárias. Laboratório de Transportes e Logística. Florianópolis, SC, Brasil.

- DNIT/ UFSC, 2008. *Projeto de Instrumentação para Medição de Deformação do Pavimento*. In: Convênio TT 102/2007 - Identificação de Sistemas de Pesagem em Movimento, Coordenação Geral de Operações Rodoviárias. Laboratório de Transportes e Logística. Florianópolis, SC, Brasil.
- DUNNICLIFF, J., 1988, *Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance*, John Wiley & Sons, Inc., New York..
- FERREIRA, J. G. H. M. 2008. *Tratamento de Dados Geotécnicos para Predição de Módulos de Resiliência de Solos e Britas Utilizando Ferramentas de Data Mining*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FHWA, 2008, “LTTP Computed Parameter: Moisture Content” In: FHWA-HRT-08-035. Disponível em: < <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/ltp/08035/08035.pdf> >. Acesso em 20 jun 2014.
- FRANCO, F.A.C.P., 2007, *Método de dimensionamento mecanístico - empírico de pavimentos asfálticos*, Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- FRITZEN, M. A., 2005, *Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis*, Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- GEOKON.,2013, *Instruction manual earth pressure cells- Model 3500, 3510, 3515, 3600*. Disponível em: < http://www.geokon.com/content/manuals/3500_Earth_Pressure_Cells.pdf >. Acesso em: 09 abr 2014.
- GETEC., 2014, *Getec install instruments and monitor a large embankment Project in Louisville, Kentucky*. Disponível em: < <http://getec-uk.com/news/getec-install-instruments-and-monitor-large-embankment-project-louisville-kentucky> >
- GONÇALVES, F. P., 2002, *Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados*. Tese D.Sc. PPGEC/UFRGS, Porto Alegre , RS, Brasil.
- GRECA.,2014, *FLEXPAVE – Asfalto modificado por polímero. (...)* Disponível em: < http://www.flexpave.com.br/especificacoes_tecnicas_flexpave.pdf >. Acesso em: 16 nov 2014.
- GUIMARÃES, A. C. R., 2009, *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- HANNA, T. H.,1973; *Foundation Instrumentation*, 1 ed. Trans Tech Publications. Germany
- HARR, M. E., 1966, *Foundations of Theoretical Soil Mechanics*, 2 ed. McGraw Hill, New York.

- IMKO, 2014, *Theoretical Aspects on Measuring Moisture Using Trime®*, Disponível em: < <http://www.imko.de/phocadownload/TRIME-THEORY.pdf> >. Acesso em: 20 jun 2014.
- KAKUDA, F. M., 2010 *Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil.
- MÂCEDO, J. A. G., 1996, *Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro – RJ, Brasil
- MAINA, J.W.; DENNEMAN, E.; DE BEER, M., 2008, *Introduction of New Road Pavement Response Modelling Software By Means of Benchmarking*.
- MEDINA, J., 2006, “Mecânica dos Pavimentos: Aspectos Geotécnicos”, *Solos e Rochas*, v. 29, n. 2, pp. 137-158.
- MEDINA, J. e MOTTA, L.M.G., 1995, “Análise do Pulso de Carga em Pavimentos”. In: *29ª Reunião Anual de Pavimentação*, Cuiabá – MT, Brasil.
- MEDINA, J. & MOTTA, L.M.G., 2005, *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª Edição, Edição dos autores. Rio de Janeiro-RJ, Brasil.
- Mn/ROAD, 2014, “Instrumentation for Improved Pavement Design”. Disponível em: < http://www.dot.state.mn.us/app/mnpave/docs/instrumentation_pavement_design.pdf >. Acesso em 20 jun 2014.
- MIRANDA, L. P., 2013, *Análise do comportamento mecânico de pavimento reforçado com geossintético sob carregamento cíclico em modelo físico de verdadeira grandeza*. Dissertação de mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L. M. G., 1979, *O Estudo de temperatura em revestimentos betuminosos*. Tese de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MOTTA, L.M.G.; UBALDO, M. O., 2014, *Discussão Sobre Valores de Módulo de Resiliência de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC)*. In: *Anais da 43ª Reunião Anual de Pavimentação*, Maceió - AL, Brasil
- MULLER, R. M., 2005, *Avaliação de transmissão de esforços em pavimentos intertravados de blocos de concreto*. Tese de M.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- NASCIMENTO, L. A. H., 2014, *Estado da Arte no Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis e Aplicabilidade no Cenário Nacional*. Palestra proferida no 21º Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro – RJ, Brasil
- NCAT, 2004, “Design and Instrumentation of the Structural Pavement Experiment At the NCAT Test Track”. In: NCAT Report 04-01. Disponível em: < <http://www.eng.auburn.edu/files/centers/ncat/reports/2004/rep04-01.pdf> >. Acesso em 07 abr. 2014.

- NCAT, 2009, “Design, Construction and Instrumentation of the 2006 Test Track Structural Study”. In: NCAT Report 04-01. Disponível em: < <http://www.ncat.us/files/reports/2009/rep09-01.pdf> >. Acesso em 02 jul. 2014.
- NCHRP, 2004. *Significant findings from Full-Scale Accelerated Pavement Testing. Synthesis 325*. Washington, USA. Disponível em: < http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_syn_325.pdf >. Acesso em 07 abr. 2014.
- OTTO, G. G.; Momm, L. & Valente, A. M., 2012, “Sistemas de Pesagem em Movimento e o Dano em Pavimentos” In: *41ª Reunião Anual de Pavimentação – ABPv*, Fortaleza – CE.
- POULOS, H. G. & Davis, E. H., 1974, *Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics* John Wiley & Sons.
- PEREIRA, D. S.; BALBO, J. T.; SEVERI, A. A; *et al.*, 2000 “Pista experimental instrumentada com whitetopping ultradelgado”. In: *32ª Reunião Anual de Pavimentação – ABPv*, pp. 892-903, Brasília – DF.
- PINTO, S.; NARDI, J. MARCON, A., 1977, “Misturas do tipo areia cal cinzas volantes – Pista Experimental de Santa Catarina”. In: *13ª Reunião Anual de Pavimentação – ABPv*, pp. 357-379 Curitiba – PR.
- PINTO, S. & PREUSSLER, E. S. 2010, *Pavimentação Rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis*. 1 ed.. Synergia, Rio de Janeiro – RJ, Brasil
- PINTO, C. S.; 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 3ª Edição, Oficina de textos. São Paulo – SP, Brasil
- RABE, R., 2013, “Measuring pavement response – Design, development and application of sensors and data evaluation for test in-service pavements.” In: *Proceedings of the ninth international conference on the bearing capacity of roads, railways and airfields*, pp.465-474, Trondheim, Norway, Jun.
- SARAMAGO, R. P., 2002. *Estudo da Influência da Compactação no Comportamento de Muros de Solo Reforçado com a Utilização de Modelos Físicos*, Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SHA, A. & HU, L., 2013, “Structural Characteristics of Stabilized Base Materials.” In: *Proceedings of the ninth international conference on the bearing capacity of roads, railways and airfields*, pp.949-958, Trondheim, Norway, Jun.
- SHARP, K. G., 2014, “Full Scale Full Scale Accelerated Pavement Testing: A Southern Hemisphere and Asian Perspective” Disponível em: http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/MnROAD_Project/index_files/pdfs/Sharp_K.pdf >. Acesso em 19 nov. 2014.
- SHRP, 1993, “SHRP-P-654: SHRP procedure for temperature correction of maximum deflections”.

- SILVA, P. D. E. A., 2001, *Estudo do reforço de concreto de cimento Portland (Whitetopping) na pista circular experimental do instituto e pesquisas rodoviárias*. Tese D. Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SILVA, B. A., 2009, *Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza*, Tese D. Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- SILVEIRA, A., 1975, “O papel da instrumentação em engenharia de solos e fundações”, In: *Anais do Simpósio de Instrumentação de Campo em Engenharia de Solos e Fundações*, pp. 17-25, Rio de Janeiro, Nov.
- SOUZA, F. V. de; et. al., 2001, “Análise de Tensões e Deformações de Pavimentos Utilizando o Modelo Plástico de Mohr-Coulomb” In: *33ª Reunião Anual de Pavimentação – ABPv*, Florianópolis – SC.
- SOARES, J. B. & SOUZA, F. V., 2003 “Considerações sobre Módulo Resiliente e Módulo Dinâmico em Misturas Asfálticas com Base na Teoria da Viscoelasticidade.” Artigo submetido ao XII Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto
- SOUZA, F. V. & SOARES, J. B., 2003 “Efeito da Consideração do Comportamento Viscoelástico Linear do Revestimento no Cálculo de Tensões e Deslocamentos em Pavimentos Asfálticos” In: *XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes – ANPET*, Rio de Janeiro – RJ.
- SVENSON, M., *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos*. Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1980.
- TRB, 2001, “Fulfilling the promise of better roads”. *Long-Term Pavement Performance Committee Report*. Washington, USA. Disponível em: < http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/sp/ltp_report_2001.pdf >. Acesso em 07 abr. 2014.
- UZAN, J. 1985. *Characterization of Granular Material*. TRR 1022. Transportation Research Board.
- VILLIBOR, D. F. & NOGAMI, J. S., 2009, *Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos*. Arte & Ciência, São Paulo – SP, Brasil.
- WEINMANN, T. L. et. al., 2014, *Pavement Sensors used at Accelerated Pavement Test Facilities*. Disponível em: < http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/mnroad_project/index_files/pdfs/Weinmann_T.pdf >. Acesso em: 07 abr. 2014.
- WERNECK, M. M., 1996. *Transdutores e interfaces*. Ed. Livros Técnicos e Científicos. UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- WILLIS, J. R.; TAYLOR, A.; TIM, D., 2013, “Repeatability of Earth Pressure Cell Measurements Under Falling Weight Deflectometer Loading”. *Airfield and Highway Pavement 2013: Sustainable and Efficient Pavements*. Disponível em: < <http://ascelibrary.org/doi/pdf/10.1061/9780784413005.117> >. Acesso em 25 jun. 2014.

- YIN, H., 2007, *Integrating instrumentation data in probabilistic performance prediction of flexible pavements*. Ph.D. thesis. Department of Civil and Environmental Engineering. The Pennsylvania State University. Pennsylvania, USA.
- YOUWAI, S., 2012, “Geosynthetic-reinforced flexible pavement in Thailand” In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement* 165, pp. 249-258. Disponível em: < <http://dx.doi.org/10.1680/grim.11.00018> >. Acesso em 18 nov. 2014

ANEXOS

Teor de Umidade

Ponto de Umidade	80		90		100		110		120	
n° Cápsula	12	60	57	101	4	27	3	25	38	85
Peso cápsula+solo úmido (g)	52,03	67,31	65,95	61,58	49,60	57,79	62,28	61,34	68,08	69,26
Peso cápsula+solo seco (g)	47,07	60,02	58,32	54,30	44,06	50,97	53,91	53,16	58,13	58,91
Peso cápsula (g)	17,76	17,02	18,56	16,93	17,37	17,57	17,18	17,37	17,94	16,93
Peso água (g)	4,96	7,29	7,63	7,28	5,54	6,82	8,37	8,18	9,95	10,35
Peso solo seco (g)	29,31	43,00	39,76	37,37	26,69	33,40	36,73	35,79	40,19	41,98
Umidade (%)	16,92	16,95	19,19	19,48	20,76	20,42	22,79	22,86	24,76	24,65
Umidade média (%)	16,9		19,3		20,6		22,8		24,7	

Características do Corpo de Prova*Aferição para Cálculo das Alturas dos Corpos de Prova*

Ac - Altura cilindro padrão (mm)	50,00				
La - Leitura de aferição (mm)	43,74	43,74	43,74	43,74	43,74
<i>Moldagem dos Corpos de Prova na Compactação</i>					
Cilindro	4	26	38	53	59
Diâmetro do C.P. (mm)	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0
Área do C. P. (mm ²)	1963,50	1963,50	1963,50	1963,50	1963,50
Massa do solo úmido (g)	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
Altura final do C. P. (mm)	49,04	50,63	50,08	51,12	52,09
Peso do solo seco (g)	171,03	167,59	165,85	162,84	160,38
Densidade do C. P.	baixa	baixa	baixa	baixa	baixa

Perda por Imersão

N° Cuba	76	83	93	97	137
Peso da cuba (g)	67,33	61,72	63,06	64,17	61,17
Peso cuba + solo seco (g)	143,10	140,13	102,76	95,97	91,78
Peso do solo seco (g)	75,77	78,41	39,70	31,80	30,61
Peso solo saliente (Pp) (g)	34,28	32,52	32,54	31,30	30,24
Pi (Peso solo seco / Pp) (%)	221,03	241,08	121,99	101,61	101,22
Fator (desprendimento)	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Pi considerado (%)	221,03	241,08	121,99	101,61	101,22

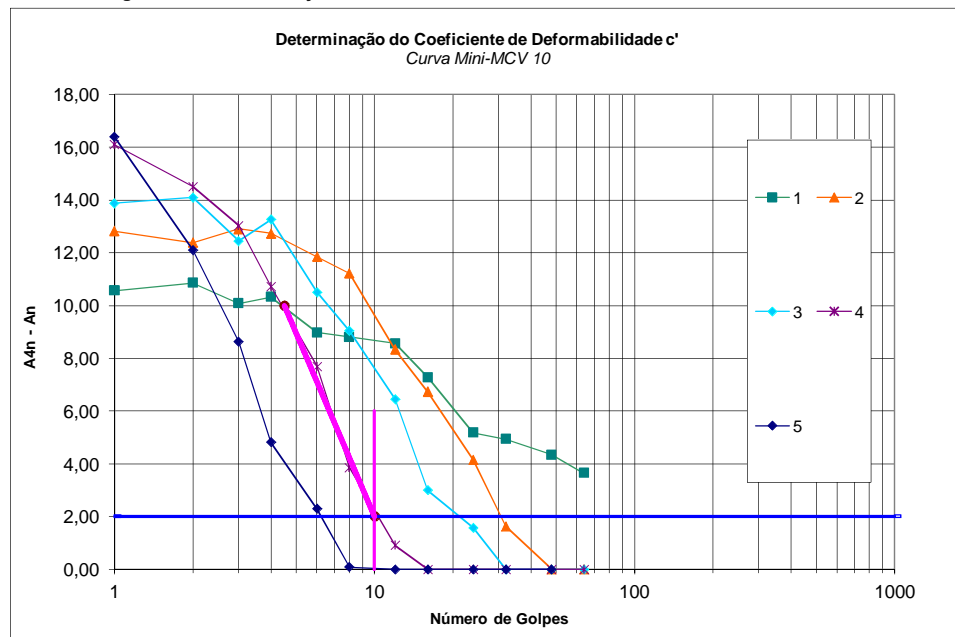
Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia - COPPE/UFRJ

Programa de Engenharia Civil - Geotecnia		Laboratório de Recepção e Preparação de Amostras	
AMOSTRA N°/SOLO	S=1285	OPERADOR:	Washington & Carlos
INTERESSADO:	Carlos	DATA:	14/02/2014

Dados dos corpos de prova com energia variavel

Corpo de Prova	4				26				38				53				59			
Nº Golpes	A n	A 4n - A n	h do Cp	γ_s (kN/m ³)	A n	A 4n - A n	h do Cp	γ_s (kN/m ³)	A n	A 4n - A n	h do Cp	γ_s (kN/m ³)	A n	A 4n - A n	h do Cp	γ_s (kN/m ³)	A n	A 4n - A n	h do Cp	γ_s (kN/m ³)
1	12,88	10,57	80,86	10,849	11,34	12,82	82,40	10,431	13,50	13,87	80,24	10,602	15,57	16,10	78,17	10,687	20,56	16,39	73,18	11,249
2	17,99	10,86	75,75	11,586	17,88	12,38	75,86	11,337	20,37	14,10	73,37	11,603	24,28	14,51	69,46	12,039	29,46	12,10	64,28	12,821
3	20,99	10,08	72,75	12,068	21,53	12,90	72,21	11,915	24,66	12,45	69,08	12,330	28,68	13,03	65,06	12,860	33,11	8,62	60,63	13,600
4	23,45	10,32	70,29	12,494	24,16	12,74	69,58	12,369	27,37	13,26	66,37	12,837	31,67	10,73	62,07	13,485	36,95	4,82	56,79	14,529
6	26,95	8,97	66,79	13,154	27,69	11,85	66,05	13,036	31,58	10,50	62,16	13,715	35,06	7,69	58,68	14,272	39,25	2,29	54,49	15,149
8	28,85	8,81	64,89	13,543	30,26	11,22	63,48	13,568	34,47	9,04	59,27	14,390	38,79	3,85	54,95	15,251	41,56	0,09	52,18	15,827
12	31,07	8,56	62,67	14,027	34,43	8,33	59,31	14,531	37,11	6,45	56,63	15,068	41,71	0,91	52,03	16,116	41,73		52,01	16,934
16	33,77	7,28	59,97	14,664	36,90	6,73	56,84	15,169	40,63	3,00	53,11	16,077	42,40		51,34	17,157	41,77		51,97	16,947
24	35,92	5,18	57,82	15,215	39,54	4,15	54,20	15,916	42,08	1,58	51,66	16,534	42,75		50,99	17,276	41,54		52,20	16,871
32	37,66	4,94	56,08	15,692	41,48	1,63	52,26	16,513	43,51		50,23	17,541	42,64		51,10	17,239	41,65		52,09	16,907
48	39,63	4,34	54,11	16,269	42,76		50,98	16,933	43,56		50,18	17,558	42,62		51,12	17,232				
64	41,05	3,65	52,69	16,713	43,63		50,11	17,583	43,63		50,11	17,583								
96	41,10	-	52,64	16,729	43,69	-	50,05	17,604	43,66	-	50,08	17,594		-				-		
128	42,60	-	51,14	17,225	43,11	-	50,63	17,400		-				-				-		
192	43,97	h CP final	49,77	17,705		h CP final				h CP final				h CP final				h CP final		
256	44,70	49,04	49,04	17,971		50,63				50,08				51,12				52,09		
Golpes (2 mm)	100				30				23				10				6			
Mini-MCV	20,0				14,8				13,6				10,0				7,8			

Coefficientes gráficos de classificação



c'
Reta assimilável à reta Mini-MCV

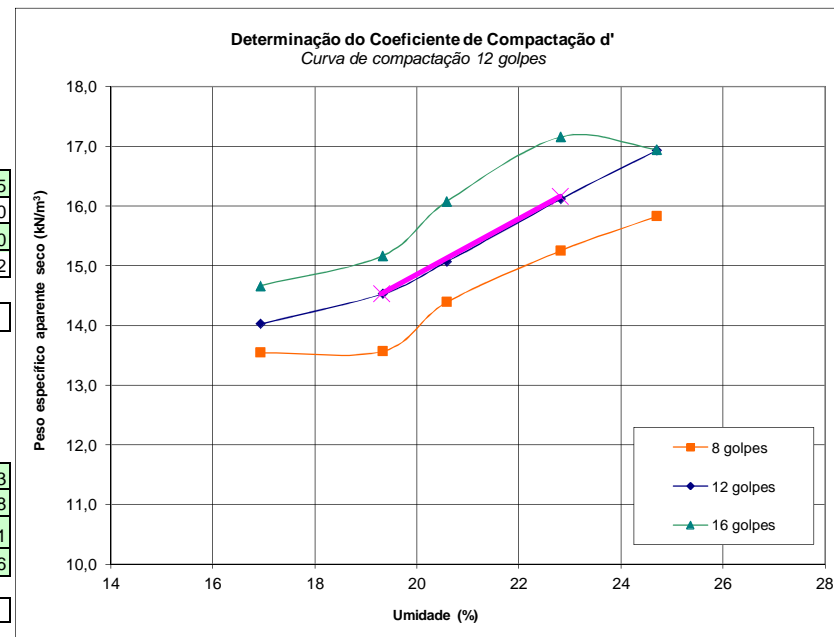
Xi =	4,5
Xf =	10
Yi =	10
Yf =	2

c' = 2,31

d'
Reta tangente ao ramo seco

Xi =	19,3
Xf =	22,8
Yi =	14,531
Yf =	16,16

d' = 46,5



RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados\Prot 014\895-2014

DADOS DO ENSAIO

Amostra: S= 1285	Origem:	C.P. No.: 895-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador. Roberto vianna	Interess.: Carlos	Data: 06/08/2014
Diametro C.P.(cm): 10		
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Normal	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.010786	0.000055	373
0.021	0.041	0.027984	0.000143	287
0.021	0.062	0.053985	0.000277	223
0.034	0.034	0.016634	0.000085	403
0.034	0.069	0.058723	0.000301	228
0.034	0.103	0.118282	0.000606	170
0.051	0.051	0.032245	0.000165	309
0.051	0.103	0.114195	0.000585	176
0.051	0.155	0.233202	0.001195	130
0.069	0.069	0.056529	0.000290	237
0.069	0.137	0.185983	0.000954	144
0.069	0.206	0.371731	0.001906	108
0.103	0.103	0.107025	0.000549	188
0.103	0.206	0.337005	0.001729	119
0.103	0.309	0.568090	0.002915	106
0.137	0.137	0.157503	0.000808	170
0.137	0.275	0.406178	0.002095	131
0.137	0.412	0.706659	0.003658	113

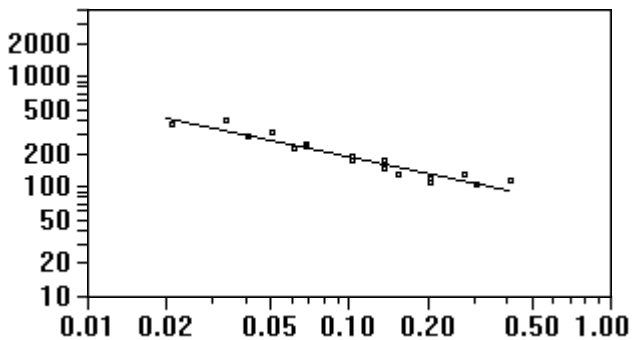
Def. Cond.: 4.8550 mm

Def. Total: 6.8420 mm

Altura final C.P.: 193.158 mm

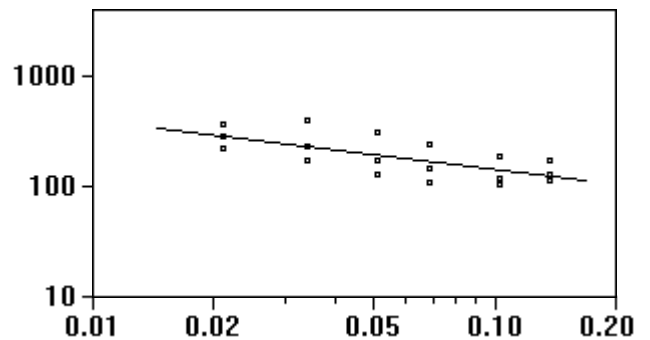
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 58.8 X^{-0.5038}$$

$$R = 0.9193$$



$$Y = 50.5 X^{-0.4519}$$

$$R = 0.4879$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados\Prot 014\896-2014

DADOS DO ENSAIO

Amostra: S. = 1285	Origem:	C.P. No.: 896-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Roberto Vianna	Interess.: Carlos	Data: 06/08/2014
Diametro C.P.(cm): 10		
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Normal	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

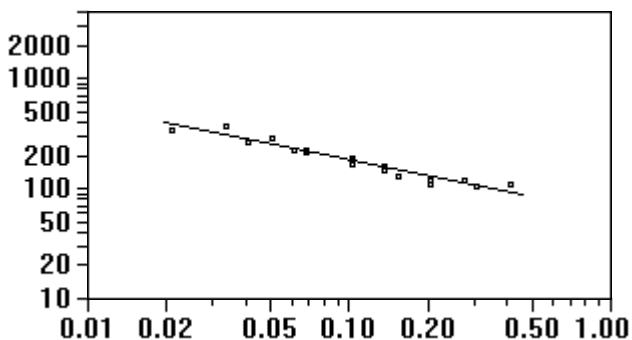
T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.012050	0.000062	334
0.021	0.041	0.030354	0.000155	265
0.021	0.062	0.055121	0.000282	219
0.034	0.034	0.017962	0.000092	373
0.034	0.069	0.062209	0.000319	215
0.034	0.103	0.122003	0.000625	165
0.051	0.051	0.034387	0.000176	290
0.051	0.103	0.111865	0.000573	180
0.051	0.155	0.230274	0.001180	131
0.069	0.069	0.060288	0.000309	222
0.069	0.137	0.183486	0.000940	146
0.069	0.206	0.366029	0.001876	110
0.103	0.103	0.109272	0.000560	184
0.103	0.206	0.336052	0.001723	120
0.103	0.309	0.570235	0.002925	106
0.137	0.137	0.168418	0.000864	159
0.137	0.275	0.446768	0.002291	120
0.137	0.412	0.744750	0.003843	107

Def. Cond.: 4.7060 mm

Def. Total: 6.1990 mm

Altura final C.P.: 193.801 mm

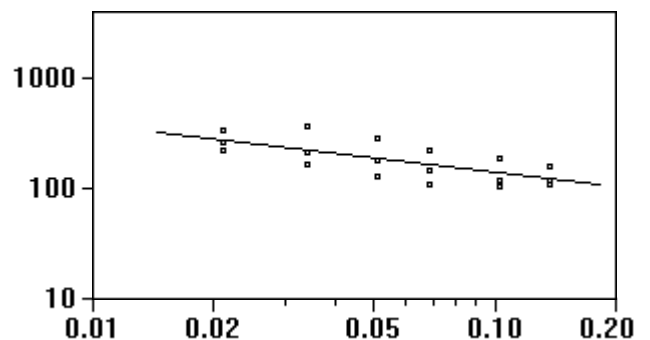
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 60.2 X^{-0.4776}$$

$$R = 0.9377$$

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 50.7 X^{-0.4377}$$

$$R = 0.5196$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados\Prot 014\897-2014

DADOS DO ENSAIO

Amostra: S= 1285	Origem:	C.P. No.: 897-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Roberto Vianna	Interess.: Carlos	Data: 06/08/2014
Diametro C.P.(cm): 10		
Altura C.P.(cm): 20	Energia: Normal	Dist. Apoios(mm): 200

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.013838	0.000071	290
0.021	0.041	0.033882	0.000174	237
0.021	0.062	0.062242	0.000319	194
0.034	0.034	0.020063	0.000103	334
0.034	0.069	0.066237	0.000340	202
0.034	0.103	0.136293	0.000699	147
0.051	0.051	0.037620	0.000193	264
0.051	0.103	0.123657	0.000634	162
0.051	0.155	0.258222	0.001324	117
0.069	0.069	0.066414	0.000341	202
0.069	0.137	0.206979	0.001061	129
0.069	0.206	0.398875	0.002046	101
0.103	0.103	0.119875	0.000615	167
0.103	0.206	0.365294	0.001874	110
0.103	0.309	0.608106	0.003121	99
0.137	0.137	0.170714	0.000876	157
0.137	0.275	0.468947	0.002408	114
0.137	0.412	0.796267	0.004120	100

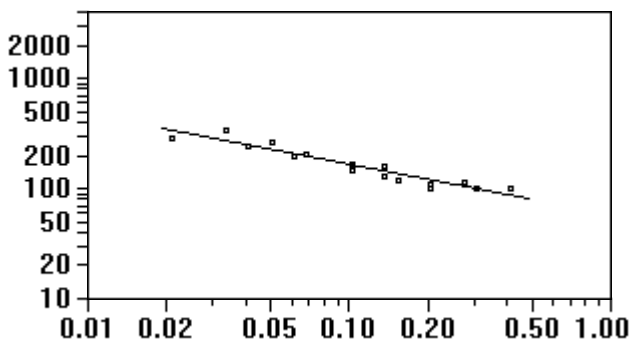
Def. Cond.: 4.8980 mm

Def. Total: 6.7140 mm

Altura final C.P.: 193.286 mm

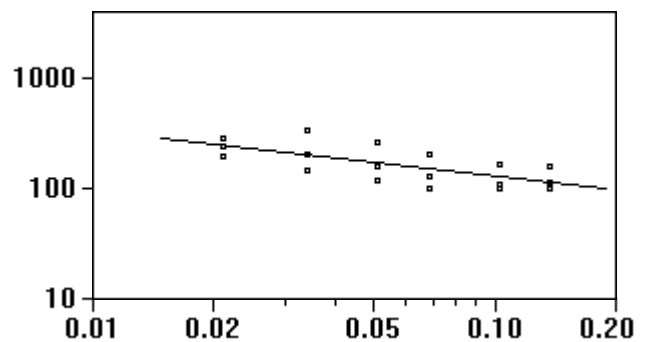
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 57.6 X^2$$

$$R = 0.9152$$



$$Y = 50.9 X^2$$

$$R = 0.4739$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados G3\PROT\908-2014.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: S=1290	Origem: TanqTest	C.P. No.: 908-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Carlos	Interess.: Carlos	Data: 14/08/2014
Diametro C.P.(cm): 15		
Altura C.P.(cm): 30	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 300

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.041055	0.000137	150
0.021	0.041	0.087222	0.000292	141
0.021	0.062	0.127825	0.000428	144
0.034	0.034	0.055992	0.000187	183
0.034	0.069	0.108032	0.000362	190
0.034	0.103	0.134964	0.000452	228
0.051	0.051	0.069728	0.000233	218
0.051	0.103	0.106453	0.000356	289
0.051	0.155	0.137995	0.000462	335
0.069	0.069	0.058878	0.000197	348
0.069	0.137	0.102408	0.000343	400
0.069	0.206	0.136894	0.000458	449
0.103	0.103	0.063341	0.000212	486
0.103	0.206	0.115192	0.000386	534
0.103	0.309	0.156262	0.000523	590
0.137	0.137	0.080264	0.000269	511
0.137	0.275	0.134287	0.000450	611
0.137	0.412	0.197138	0.000665	619

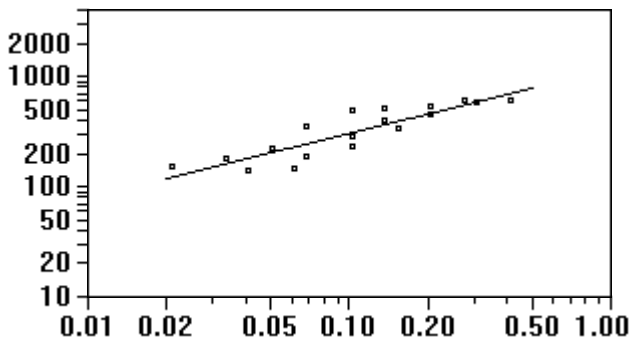
Def. Cond.: 1.1840 mm

Def. Total: 3.6780 mm

Altura final C.P.: 296.322 mm

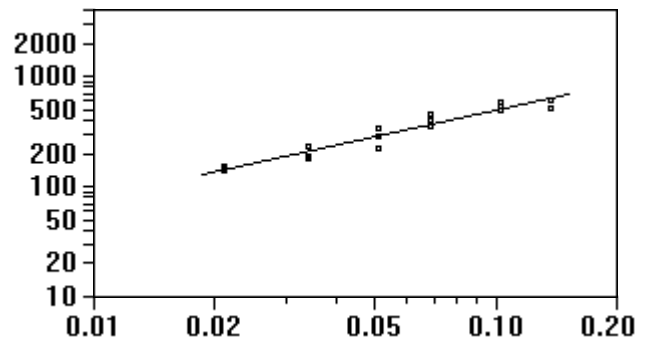
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1181.2 X^2$$

$$R = 0.7872$$



$$Y = 2998.3 X^2$$

$$R = 0.9447$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados G3\PROT\909-2014.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: s=1290	Origem: TanqTest	C.P. No.: 909-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Carlos	Interess.: Carlos	Data: 14/08/2014
Diametro C.P.(cm): 15		
Altura C.P.(cm): 30	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 300

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.034319	0.000115	180
0.021	0.041	0.077342	0.000258	159
0.021	0.062	0.103304	0.000345	179
0.034	0.034	0.055617	0.000186	185
0.034	0.069	0.094424	0.000316	218
0.034	0.103	0.121838	0.000407	253
0.051	0.051	0.056147	0.000188	272
0.051	0.103	0.093636	0.000313	329
0.051	0.155	0.121943	0.000408	380
0.069	0.069	0.049061	0.000164	419
0.069	0.137	0.086369	0.000289	475
0.069	0.206	0.116148	0.000388	530
0.103	0.103	0.048364	0.000162	637
0.103	0.206	0.087306	0.000292	705
0.103	0.309	0.121834	0.000407	758
0.137	0.137	0.051249	0.000171	801
0.137	0.275	0.094123	0.000315	872
0.137	0.412	0.135818	0.000454	907

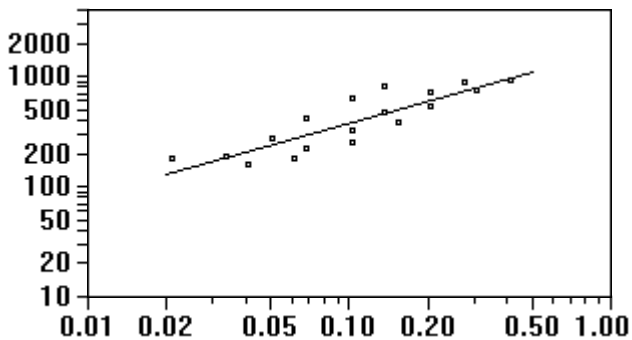
Def. Cond.: 0.7140 mm

Def. Total: 0.9790 mm

Altura final C.P.: 299.021 mm

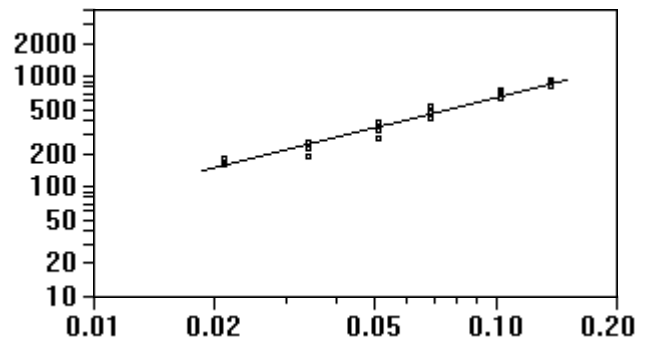
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1728.5 X^{0.6601}$$

$$R = 0.7650$$



$$Y = 5237.3 X^{0.9099}$$

$$R = 0.9589$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados G3\PROT\910-2014.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: S=1290	Origem: TanqTest	C.P. No.: 910-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Carlos	Interess.: Carlos	Data: 14/08/2014
Diametro C.P.(cm): 15		
Altura C.P.(cm): 30	Energia: Modificada	Dist. Apoios(mm): 300

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.045506	0.000152	135
0.021	0.041	0.081538	0.000273	151
0.021	0.062	0.111580	0.000373	166
0.034	0.034	0.051843	0.000173	198
0.034	0.069	0.094148	0.000315	218
0.034	0.103	0.121302	0.000406	254
0.051	0.051	0.053690	0.000180	284
0.051	0.103	0.094029	0.000315	327
0.051	0.155	0.125260	0.000419	370
0.069	0.069	0.049344	0.000165	416
0.069	0.137	0.089267	0.000299	460
0.069	0.206	0.123466	0.000413	498
0.103	0.103	0.052100	0.000174	591
0.103	0.206	0.095328	0.000319	645
0.103	0.309	0.127653	0.000427	723
0.137	0.137	0.059194	0.000198	693
0.137	0.275	0.105423	0.000353	778
0.137	0.412	0.151994	0.000509	809

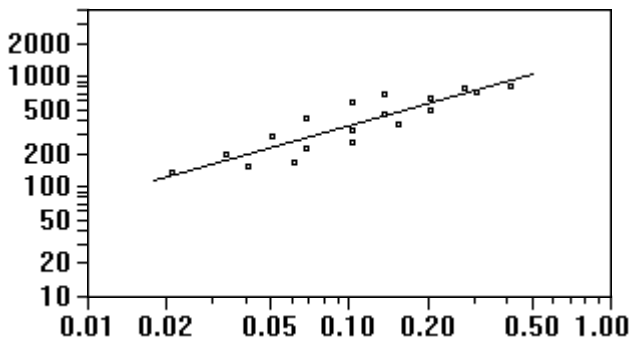
Def. Cond.: 0.9810 mm

Def. Total: 1.2910 mm

Altura final C.P.: 298.709 mm

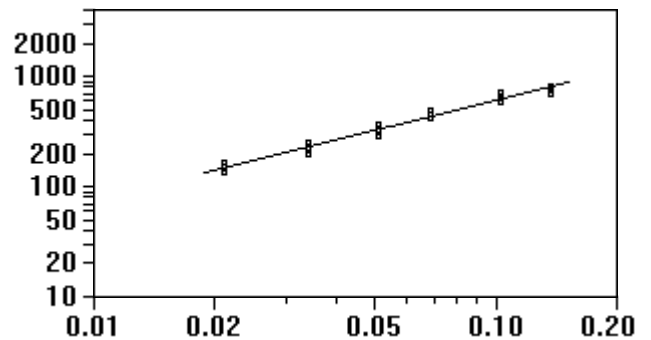
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 1621.2 X^2$$

$$R = 0.7894$$



$$Y = 4777.1 X^2$$

$$R = 0.9725$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados G3\PROT\912-2014.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: BGTC	Origem: Tanqtest	C.P. No.: 912-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Roberto vianna	Interess.: Carlos	Data: 28/08/2014
Diametro C.P.(cm): 15		
Altura C.P.(cm): 30	Energia: Intermediária	Dist. Apoios(mm): 300

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.010788	0.000036	571
0.021	0.041	0.032737	0.000109	377
0.021	0.062	0.051057	0.000171	362
0.034	0.034	0.022291	0.000074	461
0.034	0.069	0.049260	0.000165	417
0.034	0.103	0.073970	0.000247	417
0.051	0.051	0.029157	0.000097	523
0.051	0.103	0.060366	0.000202	510
0.051	0.155	0.083076	0.000278	558
0.069	0.069	0.034106	0.000114	602
0.069	0.137	0.054948	0.000184	748
0.069	0.206	0.067769	0.000226	909
0.103	0.103	0.018628	0.000062	1654
0.103	0.206	0.031382	0.000105	1963
0.103	0.309	0.038348	0.000128	2410
0.137	0.137	0.013753	0.000046	2987
0.137	0.275	0.025715	0.000086	3195
0.137	0.412	0.038351	0.000128	3213

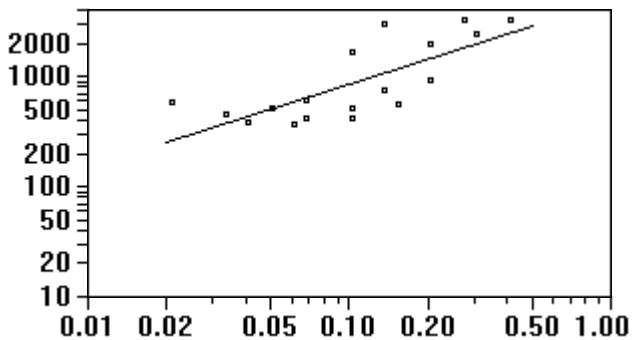
Def. Cond.: 0.6070 mm

Def. Total: 0.8660 mm

Altura final C.P.: 299.134 mm

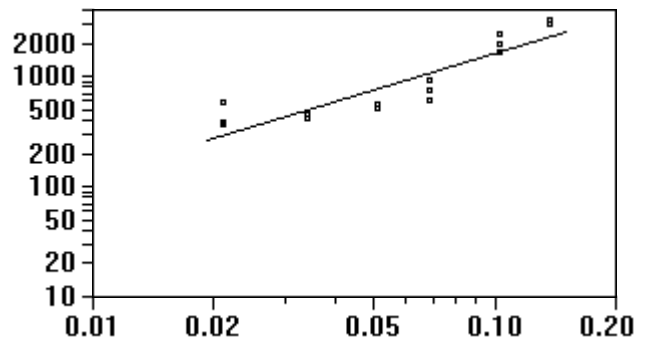
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 4796.8 X^2$$

$$R = 0.5652$$



$$Y = 21149.5 X^2$$

$$R = 0.8179$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados G3\PROT\913-2014.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: BGTC -28d	Origem: Tanque-Teste	C.P. No.: 913-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Carlos	Interess.: Carlos	Data: 18/09/2014
Diametro C.P.(cm): 15		
Altura C.P.(cm): 30	Energia: Intermediária	Dist. Apoios(mm): 300

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.004216	0.000014	1464
0.021	0.041	0.009601	0.000032	1286
0.021	0.062	0.014191	0.000047	1305
0.034	0.034	0.006424	0.000021	1602
0.034	0.069	0.012619	0.000042	1631
0.034	0.103	0.018029	0.000060	1712
0.051	0.051	0.007980	0.000027	1916
0.051	0.103	0.015431	0.000051	2000
0.051	0.155	0.021285	0.000071	2182
0.069	0.069	0.008796	0.000029	2339
0.069	0.137	0.016547	0.000055	2487
0.069	0.206	0.022658	0.000076	2725
0.103	0.103	0.010499	0.000035	2940
0.103	0.206	0.018769	0.000063	3289
0.103	0.309	0.025734	0.000086	3598
0.137	0.137	0.011956	0.000040	3442
0.137	0.275	0.021228	0.000071	3877
0.137	0.412	0.030569	0.000102	4039

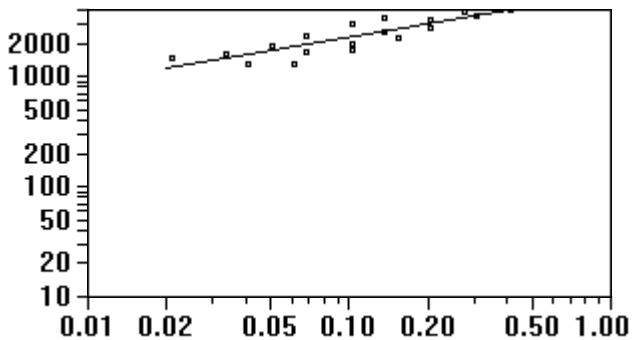
Def. Cond.: 0.1960 mm

Def. Total: 0.2710 mm

Altura final C.P.: 299.729 mm

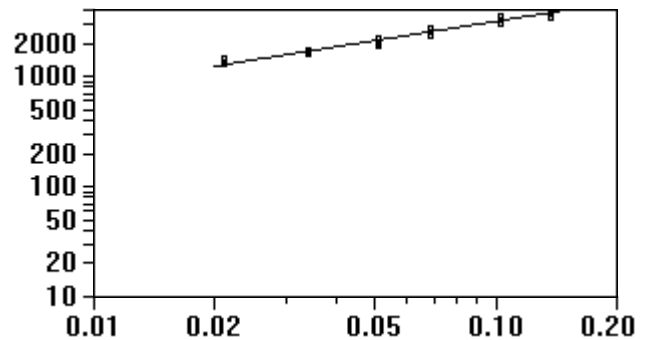
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 5682.9 X^2$$

$$R = 0.7437$$



$$Y = 11516.0 X^2$$

$$R = 0.9646$$

RELATÓRIO DE ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

Nome do Arquivo: C:\dados G3\PROT\914-2014.dat

DADOS DO ENSAIO

Amostra: BGTC -28d	Origem: Tanque-Teste	C.P. No.: 914-2014
Rodovia:	Trecho:	Est/Km:
Operador: Carlos	Interess.: Carlos	Data: 18/09/2014
Diametro C.P.(cm): 15		
Altura C.P.(cm): 30	Energia: Intermediária	Dist. Apoios(mm): 300

TABELA DE RESULTADOS

T.Confinante (MPa)	T. Desvio (MPa)	Deslocamento (mm)	Def. Específica Resiliente	Módulo Resiliente
0.021	0.021	0.008443	0.000028	726
0.021	0.041	0.016723	0.000056	733
0.021	0.062	0.024978	0.000084	736
0.034	0.034	0.010377	0.000035	984
0.034	0.069	0.021205	0.000071	964
0.034	0.103	0.029456	0.000099	1040
0.051	0.051	0.011975	0.000040	1267
0.051	0.103	0.022912	0.000077	1338
0.051	0.155	0.032348	0.000109	1426
0.069	0.069	0.013423	0.000045	1522
0.069	0.137	0.025707	0.000086	1589
0.069	0.206	0.033954	0.000114	1805
0.103	0.103	0.016108	0.000054	1903
0.103	0.206	0.028365	0.000095	2161
0.103	0.309	0.039195	0.000132	2346
0.137	0.137	0.019033	0.000064	2147
0.137	0.275	0.033183	0.000111	2463
0.137	0.412	0.051311	0.000172	2389

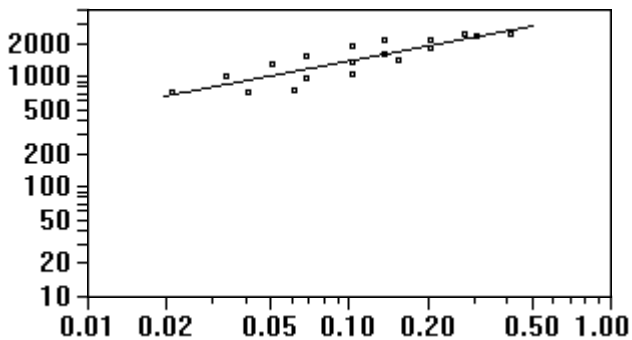
Def. Cond.: 2.2670 mm

Def. Total: 2.4210 mm

Altura final C.P.: 297.579 mm

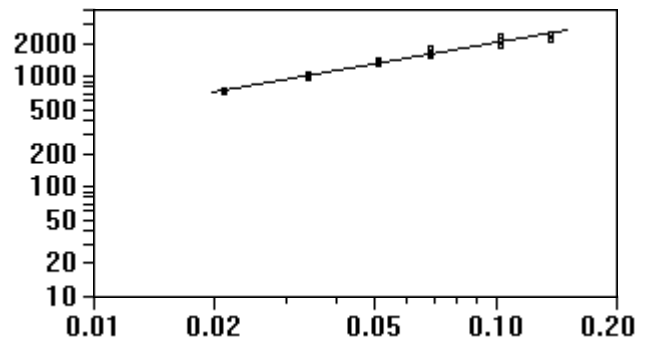
Sigmad (MPa) x M.R.(MPa)

Sigma3 (MPa) x M.R.(MPa)



$$Y = 3963.5 X^2$$

$$R = 0.7551$$



$$Y = 8760.1 X^2$$

$$R = 0.9746$$