



COPPE/UFRJ

ANÁLISE MECÂNICA DE UM PAVIMENTO RODOVIÁRIO SUBMETIDO À
OSCILAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO SIMULADA EM MODELO FÍSICO DE
VERDADEIRA GRANDEZA

Ben-Hur de Albuquerque e Silva

Tese de Doutorado 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 Doutor em Engenharia Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro

Junho/2009

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

ANÁLISE MECÂNICA DE UM PAVIMENTO RODOVIÁRIO SUBMETIDO À
OSCILAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO SIMULADA EM MODELO FÍSICO DE
VERDADEIRA GRANDEZA

Ben-Hur de Albuquerque e Silva

TESE 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 DOUTOR EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

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

Prof. Jacques de Medina, L.D.

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. Alexandre Benetti Parreira, D.Sc.

Prof^a. Michéle dal Toé Casagrande, D.Sc.

Prof. José Renato Moreira da Silva de Oliveira, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2009

Silva, Ben-Hur de Albuquerque

Análise Mecânica de um Pavimento Rodoviário Submetido à Oscilação do Lençol Freático Simulada em Modelo Físico de Verdadeira Grandeza/ Ben-Hur de Albuquerque e Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2009.

XXXI, 304 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Laura Maria Goretti da Motta

Tese (doutorado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2009.

Referencias Bibliográficas: p. 280-292.

1. Mecânica dos Pavimentos. 2. Sucção. 3. Umidade.
I. Motta, Laura Maria Goretti da. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil.
III. Título.

*Este trabalho dedico às minhas queridas esposa e filha, Erika e Bruna,
pelo amor, tolerância, compreensão e paciência até o fim.*

AGRADECIMENTOS

Certamente não haveria este trabalho sem:

- Minha adorável orientadora Prof^ª Laura Motta. Uma alma sem limites para a benevolência. Paciência, tolerância e rigidez de mãe. Ética, Profissionalismo e conhecimento sem igual. Sua grandeza tornou os desafios pequenos. Com você ao meu lado, faria tudo de novo! OBRIGADO;

- As minhas amadas Erika e Bruna, os grandes alicerces de minha vida. As duas que por diversas vezes contiveram silenciosamente e pacientemente solicitações de minha presença para que a dura meta pudesse ser cumprida em tempo;

- O Prof^º Jacques de Medina, um exemplo em todos os aspectos: humildade, profissionalismo e competência lado a lado com carisma, carinho e dedicação a seus alunos. Sempre muito solícito, jamais deixou uma pergunta sem uma bela aula!

- Os professores Maurício Ehrlich, Alexandre Benetti Parreira, Michéle dal Toé Casagrande, José Renato Moreira da Silva de Oliveira, pela atenção, dedicação, exemplo, participação na banca examinadora e comprometimento nos resultados finais deste trabalho. Muito obrigado;

- Minha família, em especial aos meus pais Edna e Ferreira, que sempre mostraram com seus próprios exemplos que os sacrifícios possuem proporcionais recompensas;

- Os amigos de sala, de congressos e viagens, avanços ombro a ombro, dia-a-dia, Antônio e Gustavo, vocês tornaram a escalada mais amena. Vida longa para nossas amizades!

- Meu amigo e tutor Cel Álvaro Vieira e família, pelo apoio e incentivo;

- Essa turma da pesada, e que de forma alguma se encontram por ordem de importância: Álvaro Delle, Ricardo Gil, Marcos Bororó, Luis Alberto, Mauro, Carlinhos, Serginho, Washington, Roberto, Thiago, Rodrigo, Hércio, Maria da Glória, Eduardo, Sandra Oda, Salviano, Rocha, Vera;

- O amigo Marcos Fietzen, pela amizade e ajudas diárias;

- O amigo Rodrigo Müller pela disponibilização das instalações do laboratório de concreto da Holcim;

- Os amigos Prof^o Cláudio Mahler e Ronaldo pela disponibilidade do equipamento e dedicação no traçado das Curvas Características;

- O amigo de sempre França, pelos desenhos iniciais e projetos da planta piloto;

- O Exército Brasileiro, uma instituição que reserva o devido valor à formação acadêmica e ao merecimento pelo trabalho e dedicação. Serei eternamente grato pela oportunidade que me fora oferecida; e,

- Deus: origem, caminho e fim de tudo.

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

ANÁLISE MECÂNICA DE UM PAVIMENTO RODOVIÁRIO SUBMETIDO À
OSCILAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO SIMULADA EM MODELO FÍSICO DE
VERDADEIRA GRANDEZA

Ben-Hur de Albuquerque e Silva

Junho/2009

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Esta tese desenvolveu um modelo físico em escala real de estrutura de pavimento para estudo de comportamento mecânico face à variação do lençol freático. Aplicam-se cargas dinâmicas pneumáticamente sobre uma placa rígida. Medem-se os deslocamentos elásticos na superfície com transdutores mecano-eletromagnéticos (LVDT) e comparam-se com os obtidos por programas de análise de elementos finitos a três dimensões. A distribuição de tensões normais verticais é avaliada por células de carga a duas profundidades (superfície inferior do revestimento e superfície inferior da base). Provoca-se a oscilação do lençol freático no subleito, sendo a franja de umidade detectada por refletômetros no domínio do tempo (TDR). Avaliam-se os valores de sucção a sete profundidades (5 no subleito, 1 na sub-base e 1 na base) com tensiômetros de alta capacidade (TAC) nas camadas de base, sub-base e subleito. O tanque-teste permitiu satisfatória análise da evolução da sucção, medição de deflexões ou deslocamentos verticais elásticos na superfície. As possibilidades reais e as limitações do tanque-teste (2,0 x 2,0 x 1,8 m) no estudo de modelos físicos ficaram bem caracterizadas. O trabalho pretende abrir uma nova linha de investigação, sob condições ambientais controladas, de estruturas de pavimentos no país.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

MECHANICAL ANALYSIS OF A ROAD PAVEMENT SUBMITTED TO
GROUNDWATER TABLE OSCILLATION AS SIMULATED BY PHYSICAL
MODELLING AT TRUE SCALE

Ben-Hur de Albuquerque e Silva

June/2009

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This thesis develops a true scale physical model of pavement structure to study mechanical behavior at variable water table depths. Applied dynamic loads by pneumatical action through a rigid plate. Surface elastic displacements are measured with linear variable differential transformer transducers (LVDT), and compared to values obtained using finite element method. Vertical normal stress distributions are evaluated using load cells at two depths (low surface of wearing course and low surface of base layer). At variable water tables the displacement of moisture fringe is determined with time domain reflectometers (TRD). Suction values are measured at seven depths (5 in subgrade, 1 in subbase and 1 in base layer) with high capacity tensiometers (HCT) in base, subbase and subgrade layers. The testing box permits a satisfactory analysis of suction value variation and deflection measurements. The actual possibilities and limitations of the testing box (2,0 x 2,0 x 1,8 m) for physical modeling of pavement structures were quite well characterized. This work intends to open a new line of indoor investigation of true scale pavement structures in Brazil.

SUMÁRIO

Capítulo 1 Introdução	1
1.1. Problema e Justificativa da Pesquisa.....	1
1.2. Objetivo Principal.....	3
Capítulo 2 Revisão Bibliográfica – Propriedades de Interesse dos Solos Não Saturados.....	7
2.1. Sucção.....	7
2.2. Um Adendo Físico-químico	22
2.3. A Curva Característica dos Solos (ou Curva de Retenção de Água).....	24
2.4. O Estado de Tensão em Solos Não Saturados.....	30
2.4.1. <i>Avaliação das tensões no interior de massa de solo – Utilização de Células de Carga ou Células de Tensão Total.....</i>	<i>35</i>
Capítulo 3 Revisão Bibliográfica - A Questão da Umidade, da Sucção e da Poro-pressão em Pavimentos Rodoviários	39
3.1. A Água no Pavimento	39
3.1.1. <i>Sucção e Poro-pressão em Pavimentos.....</i>	<i>83</i>
3.1.2. <i>O uso de TDRs (Time Domain Reflectometry).....</i>	<i>94</i>
3.2. O Fenômeno da Capilaridade em Pavimentos.....	100
Capítulo 4 Materiais e Métodos	105
4.1. O tanque-teste - Construção	106
4.2. Materiais empregados.....	110
4.2.1. <i>Subleito.....</i>	<i>110</i>
4.2.2. <i>Sub-base</i>	<i>120</i>
4.2.3. <i>Base</i>	<i>126</i>
4.3. Compactação e controle dos materiais	131

4.3.1.	<i>Comentários sobre a compactação dos materiais</i>	140
4.4.	Materiais empregados como revestimento	143
4.4.1.	<i>Peças pré-moldadas de concreto (PPC)</i>	144
4.4.2.	<i>Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)</i>	147
4.5.	Calibração dos LVDTs	149
4.6.	Calibração do Cilindro	150
4.6.1.	<i>Considerações pertinentes acerca do pulso de carga</i>	151
4.7.	Calibração dos TDRs.....	157
4.8.	Curvas Características dos Solos (ou Curva de Retenção de Água)	164
4.9.	Obtenção da Curva Característica com o Uso do Equipamento SWC-150	169
4.9.1.	<i>Execução do ensaio</i>	170
4.10.	Provas de Carga (estática)	171
4.11.	Desenvolvimento de um Tensiômetro de Alta Capacidade (TAC) e sua aplicação em pavimentos rodoviários	175
4.12.	Leituras das células de carga instaladas no pavimento.....	182
4.13.	Desenvolvimento de um dispositivo para medição de sucção em campo pelo Método do Papel Filtro	186
Capítulo 5 Resultados Experimentais		191
5.1.	Curvas características (ou de retenção) dos materiais Obtidas com a técnica do papel-filtro	192
5.2.	Curvas características (ou de retenção) dos materiais obtidas com o Equipamento SWC-150.....	193
5.3.	Variação do Módulo Resiliente com a Umidade.....	194
5.4.	Provas de Carga	196
5.4.1.	<i>Prova de Carga para o Subleito</i>	196
5.4.2.	<i>Prova de Carga para a Sub-base</i>	198

5.4.3.	<i>Prova de Carga para a Base</i>	201
5.5.	Análise mecânica da influência sazonal	204
5.6.	Estrutura do pavimento construída até a camada de base	206
5.6.1.	<i>Situação NA1 - pavimento sem a presença do nível d'água</i>	206
5.6.2.	<i>Situação NA2 - pavimento com nível d'água na base do subleito</i>	207
5.6.3.	<i>Situação NA3 - pavimento com nível d'água na metade da altura do subleito</i>	209
5.6.4.	<i>Situação NA4 - pavimento com nível d'água no topo do subleito</i>	210
5.6.5.	<i>Situação NA5 - pavimento com nível d'água descendente na metade da altura do subleito – Histerese</i>	212
5.6.6.	<i>Situação NA6 - pavimento com nível d'água descendente na base do subleito – Histerese</i>	214
5.7.	Estrutura do pavimento com revestimento tipo intertravado.....	217
5.7.1.	<i>Situação NA1 - pavimento sem a presença do nível d'água</i>	218
5.7.2.	<i>Situação NA2 - pavimento com nível d'água na base do subleito</i>	219
5.7.3.	<i>Situação NA3 - pavimento com nível d'água na metade da altura do subleito</i>	221
5.7.4.	<i>Situação NA4 - pavimento com nível d'água no topo do subleito</i>	222
5.7.5.	<i>Situação NA5 - pavimento com nível d'água descendente na metade da altura do subleito – Histerese</i>	223
5.7.6.	<i>Situação NA6 - pavimento com nível d'água descendente na base do subleito – Histerese</i>	225
5.8.	Estrutura do pavimento com revestimento tipo CBUQ.....	228
5.8.1.	<i>Situação NA1 - pavimento sem a presença do nível d'água</i>	229
5.8.2.	<i>Situação NA2 - pavimento com nível d'água na base do subleito</i>	230
5.8.3.	<i>Situação NA3 - pavimento com nível d'água na metade da altura do subleito</i>	231
5.8.4.	<i>Situação NA4 - pavimento com nível d'água no topo do subleito</i>	233
5.8.5.	<i>Situação NA5 - pavimento com nível d'água descendente na metade da altura do subleito – Histerese</i>	234

5.8.6.	<i>Situação NA6 - pavimento com nível d'água descendente na base do subleito – Histerese</i>	236
Capítulo 6 Análises Numéricas		241
6.1.	Teoria da elasticidade aplicada a pavimentos.....	241
6.2.	Adaptação das definições originais e automáticas do programa EFin3D ao caso do tanque-teste	244
6.3.	Considerações sobre o Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)	246
6.4.	Variação de K_0 devida à tensão induzida pela compactação.....	250
6.5.	Comparação entre os resultados teóricos (EFin3D) e reais (tanque-teste/LVDTs)	254
6.5.1.	<i>Pavimento sem revestimento (até a camada de base)</i>	254
6.5.2.	<i>Pavimento com revestimento tipo CBUQ</i>	257
6.5.3.	<i>Pavimento com revestimento tipo intertravado com peças pré-moldadas de concreto (PPC)</i>	260
6.6.	Comentários adicionais	265
6.6.1.	<i>Estudo dos bulbos de pressões aplicadas</i>	265
6.6.2.	<i>O caso do FWD (Falling Weight Deflectometer)</i>	269
Capítulo 7 Conclusões e Sugestões de pesquisas futuras		276
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		280
ANEXO 1		294
ANEXO 2		302

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Dispositivo para saturação de corpo-de-prova, YANG <i>et al.</i> (2005).	14
Figura 2.2: Fluxograma explicativo da causa da maioria dos acidentes geotécnicos (RIOS FILHO, 2006).	15
Figura 2.3: Diferenças entre os lotes de fabricação e a curva de calibração proposta pela ASTM D-5298 (2003) - LIKOS e LU (2002).	17
Figura 2.4: Distribuição de íons adjacentes à superfície de argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa, MITCHELL (1993).	24
Figura 2.5: Comportamento geral das curvas características de solos (MARINHO, 2005).	25
Figura 2.6: Aspecto da Curva Característica de acordo com a distribuição de poros (MARINHO, 2005).	26
Figura 2.7: Histerese das curvas características dos solos (IWATA <i>et al.</i> , 1995).	28
Figura 2.8: Procedimento gráfico para obtenção de pontos notáveis na Curva de Retenção (FREDLUND e XING, 1994).	29
Figura 2.9: Influência da tensão externa e da sucção nas forças interpartículas (WHEELER e KARUBE, 1995).	34
Figura 3.1: Possíveis acessos de água no pavimento.	39
Figura 3.2: Níveis de acurácia esperada para a seleção de projetos do guia da AASHTO (TAKEDA, 2006).	49
Figura 3.3: Compactadores utilizados no programa de ensaios de PING <i>et al.</i> (2005).	58
Figura 3.4: Testes de campo realizados por PING <i>et al.</i> (2005) em Lake Worth, Flórida, EUA.	60

Figura 3.5: Deflexões medidas ao longo do ano (Elliot e Thornton, 1988).....	62
Figura 3.6: Módulo de resiliência de um solo argiloso para diversos teores de umidade (ELLIOT e THORNTON, 1988).....	62
Figura 3.7: Módulo resiliente de um solo argiloso para diversos teores de umidade. (ELLIOT e THORNTON, 1988).....	63
Figura 3.8: Solo A, moldado na umidade ótima, energia intermediária e seco ao ar por 0, 2, 4, 7, 15 e 25 dias (SILVA, 2003).	66
Figura 3.9: Solo B, moldado na umidade ótima, energia intermediária e seco ao ar por 0, 2, 4, 7, 15 e 25 dias (SILVA, 2003).	66
Figura 3.10: Variação do módulo resiliente com a umidade a partir da saturação do solo A (SILVA, 2003).	67
Figura 3.11: Variação do módulo resiliente com a umidade a partir da saturação do solo B (SILVA, 2003).	68
Figura 3.12: Curvas característica dos solos A e B estudados por SILVA (2003).	69
Figura 3.13: Variação da sucção com o número de aplicação de carga – Solo A-6 (HUANG <i>et al.</i> , 2006).....	90
Figura 3.14: Variação da sucção com o número de aplicação de carga – Solo A-7-6 (HUANG <i>et al.</i> , 2006).....	90
Figura 3.15: Variação do MR com σ_d para três níveis iniciais de sucção – Solo A-6 (HUANG <i>et al.</i> , 2006).....	91
Figura 3.16: Variação do MR com σ_d para três níveis iniciais de sucção – Solo A-7-6 (HUANG <i>et al.</i> , 2006).	92
Figura 3.17: Desenvolvimento das ondas eletromagnéticas e intensidade do sinal ao redor das hastes do TDR (IMKO, 2008).....	95

Figura 3.18: Efeito na onda eletromagnética devido à mudança de meio, medido por um equipamento tipo TDR.....	96
Figura 3.19: Esquema de instalação dos equipamentos TDRs no programa SMP do LTPP (LTPP, 2008).....	97
Figura 3.20: Caixa metálica utilizada para se determinar a curva característica do material com o uso do TDR (EKBLAD, 2007).....	99
Figura 3.21: Perfis esquemáticos de ascensão capilar relacionados ao histórico do nível d'água (PINTO, 2006).....	102
Figura 4.1: Projeto Básico do tanque de ensaios para perfis reais de pavimento. Detalhe da colocação dos aparelhos de medição (TDRs, Células de Carga e Piezômetro).....	105
Figura 4.2: Estrutura proposta de pavimento para o estudo desta tese.	106
Figura 4.3: Etapas da construção do tanque-teste.	107
Figura 4.4: Projeto do tanque-teste mostrando as paredes duplas com entradas d'água e a viga metálica tipo I para suportar o sistema de aplicação de carga.	108
Figura 4.5: Detalhes do tanque-teste e da sala onde o mesmo se encontra.....	109
Figura 4.6: Localização da jazida do material utilizado como subleito nesta pesquisa.	110
Figura 4.7: Aparência física do material empregado como subleito nesta pesquisa.	111
Figura 4.8: Curva Granulométrica do material utilizado como subleito no primeiro experimento realizado no tanque-teste.	112
Figura 4.9: Curva de compactação (En. normal) do material utilizado como camada de subleito nesta pesquisa.....	113

Figura 4.10: Resultado do ensaio triaxial dinâmico de Módulo Resiliente do material empregado como subleito neste estudo.	118
Figura 4.11: Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente do material empregado como subleito neste estudo.	119
Figura 4.12: Aparência física do material empregado como sub-base nesta tese.	120
Figura 4.13: Localização da jazida do material utilizado como sub-base nesta pesquisa.	121
Figura 4.14: Curva Granulométrica do material utilizado como sub-base nesta tese.	122
Figura 4.15: Curva de compactação (En. Intermediária) do material utilizado como camada de sub-base nesta tese.	123
Figura 4.16: Resultado do ensaio triaxial dinâmico de Módulo Resiliente do material utilizado como sub-base neste estudo.	125
Figura 4.17: Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente do material empregado como sub-base neste estudo.	125
Figura 4.18: Aparência física do material empregado como base desta pesquisa.	126
Figura 4.19: Curva Granulométrica do material utilizado como base.	127
Figura 4.20: Curva de compactação (En. modificada) do material utilizado como camada de base.	128
Figura 4.21: Resultado do ensaio triaxial dinâmico de módulo resiliente do material da base, na umidade ótima.	129
Figura 4.22: Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente do material empregado como base neste estudo.	129

Figura 4.23: Superposição das curvas granulométricas dos materiais empregados como subleito, sub-base e base nesta pesquisa.	130
Figura 4.24: Superposição das curvas MR x σ_3 para os materiais empregados no tanque-teste nesta tese.	131
Figura 4.25: Colocação de lastro de brita e manta geotêxtil para proteger os ralos de drenagem do tanque-teste.....	132
Figura 4.26: Betoneira de 520 litros utilizada para homogenização da umidade do material na umidade ótima.	133
Figura 4.27: Compactação do tanque-teste com soquete vibratório (sapo mecânico). Esquema ilustrativo do método de compactação.	134
Figura 4.28: Fixação do acelerômetro na base da placa vibratória e no topo do soquete vibratório. (SARAMAGO, 2002).....	135
Figura 4.29: Esquema ilustrativo do controle da compactação pelo frasco de areia e utilização equipamento Geogauge.	138
Figura 4.30: Trajetória de tensões idealizada por EHRLICH e MITCHELL (1994).	142
Figura 4.31: Detalhes do ensaio de compressão axial nas peças de concreto pré-moldadas.	146
Figura 4.32: Detalhes construtivos do revestimento tipo intertravado com peças pré-moldadas de concreto (PPC) no tanque-teste.....	147
Figura 4.33: Detalhes construtivos do revestimento tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) no tanque-teste.	148
Figura 4.34: Gráficos das calibrações dos LVDTs utilizados nessa Tese.....	149
Figura 4.35: Calibração do cilindro de carga usado nesta pesquisa do tempo de aplicação e da pressão.....	151

Figura 4.36: Tempo de carga e forma do pulso variáveis com a profundidade (MEDINA e MOTTA, 1995).....	153
Figura 4.37: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 1 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).	154
Figura 4.38: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 2 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).	155
Figura 4.39: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 3 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).	156
Figura 4.40: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 4 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).	156
Figura 4.41: Conjunto para medição de umidade no solo. (a) Sonda TRIME-P2Z, (b) receptor de sinal TRIME-ES e (c) fonte de alimentação para o TDR.	158
Figura 4.42: Tela principal do programa Trime WinCal utilizado para a calibração dos TDRs empregados nesta pesquisa.	159
Figura 4.43: Tela principal do programa Trime WinMonitor utilizado nesta pesquisa para monitorar os valores de umidade nos pontos de instalação dos TDRs.	160
Figura 4.44: Numeração e posição das sondas dos TDRs no interior do tanque-teste.	161
Figura 4.45: Etapa de preparação da furação que receberá as hastas da sonda do TDR.	163
Figura 4.46: Fluxograma esquemático para a calibração das sondas dos TDRs.	164

Figura 4.47: Aumento do teor de umidade do corpo-de-prova por imersão em tanque d'água.....	167
Figura 4.48: Detalhes da acondicionamento da amostra de solo e da célula de pressão do equipamento SWC-150, com e sem o dispositivo de sobrecarga, do Laboratório de Geotecnia – Setor de solos não saturados.	170
Figura 4.49: Conjunto macaco, viga suporte, espaçador para aplicação de carga, placa e suporte dos LVDTs.....	172
Figura 4.50: Curva de calibração do macaco hidráulico utilizado nas provas de carga no tanque-teste.	173
Figura 4.51: Transdutor Ashkroft K1 utilizado na presente pesquisa.....	176
Figura 4.52: Tensiômetros montados na presente pesquisa aguardando instalação no pavimento.	176
Figura 4.53: Detalhes da aplicação da lama bentonítica na ponta do tensiômetro para garantia de contato pedra porosa – solo.....	177
Figura 4.54: Tensiômetros instalados no pavimento estudado.	178
Figura 4.55: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 (na instalação).	179
Figura 4.56: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 com NA no topo do subleito (avançando para o equilíbrio).	180
Figura 4.57: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 com NA no topo do subleito (após completo equilíbrio).	180
Figura 4.58: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 com NA a 15,0 cm abaixo do topo do subleito (após completo equilíbrio).	181
Figura 4.59: Instalação das células de carga no pavimento estudado.	183
Figura 4.60: Instalação das células de carga a 30,0 cm entre si (entre as camadas de sub-base e base do pavimento estudado).	184

Figura 4.61: Instalação das células de carga a 10,0 cm entre si (entre a base e o revestimento intertravado do pavimento estudado).....	184
Figura 4.62: Pulsos de carga medidos pelas células instaladas entre a sub-base e a base do pavimento sem revestimento, no tanque-teste.	185
Figura 4.63: Pulsos de carga medidos pelas células instaladas entre a sub-base e a base do pavimento e entre a base e o revestimento tipo intertravado, no tanque-teste.....	185
Figura 4.64: Pulsos de carga medidos pelas células instaladas entre a sub-base e a base do pavimento para o pavimento com revestimento tipo CBUQ, no tanque-teste.....	186
Figura 4.65: Detalhes do dispositivo de medição de sucção em campo.	187
Figura 4.66: Ficha de anotações para utilização do dispositivo de medição de sucção em campo.....	189
Figura 5.1: Curva Característica (ou de retenção de água) para os materiais utilizados nesta pesquisa como camadas de subleito, sub-base e base.	193
Figura 5.2: Curva Característica (ramos de secagem e umedecimento) para o subleito utilizado no tanque teste.	194
Figura 5.3: Gráfico MR x Umidade para os materiais empregados na estrutura do pavimento em estudo.....	195
Figura 5.4: Resultado da prova de carga na camada de subleito no tanque-teste.....	196
Figura 5.5: Resultado da prova de carga no sistema subleito + sub-base.	199
Figura 5.6: Resultado da prova de carga no sistema subleito + sub-base + base.	202
Figura 5.7: Raciocínio proposto para estimativa da ordem de grandeza do valor do EB diante dos valores de ESL, ESB e EEQ.	203

Figura 5.8: Instalação dos LVDTs sobre a placa circular rígida para obtenção do deslocamento elástico vertical total no topo do pavimento estudado nesta pesquisa.	205
Figura 5.9: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA1, no tanque-teste.	207
Figura 5.10: Deslocamento vertical elástico total no topo da base para o caso de NA1 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	207
Figura 5.11: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA2, no tanque-teste.	208
Figura 5.12: Deslocamento vertical elástico total no topo da base para o caso de NA2 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	208
Figura 5.13: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA3, no tanque-teste.	209
Figura 5.14: Deslocamento vertical elástico total no topo do pavimento para o caso do NA3 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	210
Figura 5.15: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA4.	211
Figura 5.16: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA4 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	211
Figura 5.17: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA5.	213
Figura 5.18: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA5 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	213

Figura 5.19: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA6, no tanque-teste.....	214
Figura 5.20: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	215
Figura 5.21: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para os casos de NA1 a NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	215
Figura 5.22: Detalhes do ensaio da estrutura do pavimento com revestimento tipo peças pré-moldadas de concreto.....	218
Figura 5.23: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA1 (com intertravado), no tanque-teste.....	219
Figura 5.24: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA1(com intertravado) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	219
Figura 5.25: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA2 (com intertravado), no tanque-teste.....	220
Figura 5.26: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA2 (com intertravado) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	220
Figura 5.27: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA3 (com intertravado), no tanque-teste.....	221
Figura 5.28: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA3 e cargas de 500 kgf, 800 kgf,	

1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	222
Figura 5.29: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA4 (com intertravado), no tanque-teste.	222
Figura 5.30: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA4 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	223
Figura 5.31: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA5 (com intertravado), no tanque-teste.	224
Figura 5.32: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA5 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	224
Figura 5.33: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA6 (com intertravado), no tanque-teste.	225
Figura 5.34: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	226
Figura 5.35: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para os casos de NA1 a NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	227
Figura 5.36: Detalhes do ensaio da estrutura do pavimento com revestimento tipo CBUQ.	228
Figura 5.37: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA1 (com CBUQ), no tanque-teste.	229

Figura 5.38: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA1 (com CBUQ) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	230
Figura 5.39: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA2 (com CBUQ), no tanque-teste.	230
Figura 5.40: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA2 (com CBUQ) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	231
Figura 5.41: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA3 (com CBUQ), no tanque-teste.	232
Figura 5.42: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA3 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	232
Figura 5.43: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA4 (com CBUQ), no tanque-teste.	233
Figura 5.44: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA4 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	234
Figura 5.45: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA5 (com CBUQ), no tanque-teste.	235
Figura 5.46: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA5 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	235

Figura 5.47: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA6 (com CBUQ), no tanque-teste.	236
Figura 5.48: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	237
Figura 5.49: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para os casos de NA1 a NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.	238
Figura 5.50: Comparativo entre os deslocamentos verticais elásticos totais no topo do pavimento para cada um dos tipos de revestimento (NA no topo do subleito).	239
Figura 6.1: Detalhe da malha de Elementos Finitos no contato pneu / pavimento (FRANCO, 2007).	243
Figura 6.2: Detalhes da malha de elementos finitos utilizada na análise numérica do tanque-teste (direções x e y e direção z).	245
Figura 6.3: Pressão de terra devida à compactação por compactadores manuais (DUNCAN e SEED, 1991).	252
Figura 6.4: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento sem revestimento.	255
Figura 6.5: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento sem revestimento.	255
Figura 6.6: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento sem revestimento.	256
Figura 6.7: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento sem revestimento.	256

Figura 6.8: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.	258
Figura 6.9: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.	258
Figura 6.10: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.	259
Figura 6.11: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.	259
Figura 6.12: Efeito progressivo do intertravamento do pavimento com peças de concreto pré-moldadas em função do número de repetição do eixo padrão (Cruz, 2003).	261
Figura 6.13: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.	262
Figura 6.14: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.	263
Figura 6.15: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.	263
Figura 6.16: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.	264
Figura 6.17: Esquema do bulbo de pressão aplicado às condições de carregamento no pavimento do tanque-teste.	266
Figura 6.18: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.	267

Figura 6.19: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.	267
Figura 6.20: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.....	268
Figura 6.21: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.	268
Figura 6.22: Equipamento FWD rebocável, utilizado em avaliação de pavimentos.....	269
Figura 6.23: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.....	270
Figura 6.24: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.....	271
Figura 6.25: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.	271
Figura 6.26: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.....	272
Figura 6.27: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.	273

Figura 6.28: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.	273
Figura 6.29: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.....	274
Figura 6.30: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.	274

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Trabalhos clássicos sobre medição de sucção (MARINHO, 2005).....	9
Tabela 2.2: Caracterização dos solos estudados por YANG <i>et al.</i> (2005).	13
Tabela 2.3: Constantes da regressão para o solo estudado por Núñez <i>et al.</i> (1996).	19
Tabela 2.4: Modelos matemáticos para traçado de Curvas Características de Solos e testados por VIKAS <i>et al.</i> (2006).	27
Tabela 2.5: Principais Fatores que afetam medições com células de carga e seus métodos de correção (DUNNICLIFF e GREEN, 1993).....	36
Tabela 3.1: Principais estruturas empregadas na Flórida e estudadas por PING <i>et al.</i> (2005).	54
Tabela 3.2: Classificação dos solos A e B estudados por SILVA (2003).	65
Tabela 3.3: Análise físico-química dos solos A e B estudados por SILVA (2003).	65
Tabela 3.4: Equações de previsão da altura capilar em solos (LU e LIKOS, 2004).....	103
Tabela 3.5: Alturas capilares e materiais comumente empregados em obras de terra (Fernandes, 2007).	104
Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como subleito no tanque-teste.	112
Tabela 4.2: Resultados do ensaio de permeabilidade no permeâmetro de carga variável do solo utilizado como subleito neste estudo.....	115

Tabela 4.3: Expressões empíricas para a determinação da condutividade hidráulica dos solos não-saturados (CAMACHO, 2002).	116
Tabela 4.4: Análise físico-química, por ataque sulfúrico, do material do subleito.	119
Tabela 4.5: Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como subleito no tanque-teste.	122
Tabela 4.6: Resultados do ensaio de permeabilidade no permeâmetro de carga constante para o material utilizado como sub-base nesta pesquisa.	124
Tabela 4.7: Análise físico-química (ataque sulfúrico) do material do sub-base.	126
Tabela 4.8: Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como base no tanque-teste.	127
Tabela 4.9: Características do soquete vibratório (SARAMAGO, 2002).	134
Tabela 4.10: Características técnicas do equipamento GeoGauge H-4140 da Humboldt.	137
Tabela 4.11: Resultados da análise da camada de subleito com o equipamento Geogauge e com o Frasco de Areia. Y (MPa) – Módulo de Young e S (MN/m) – rigidez (stifness).	139
Tabela 4.12: Resultados da análise da camada de sub-base com o equipamento Geogauge e com o Frasco de Areia. Y – Módulo de Young e S – rigidez (stifness).	139
Tabela 4.13: Resultados da análise da camada de base com o equipamento Geogauge e com o Frasco de Areia. Y – Módulo de Young e S – rigidez (stifness).	140
Tabela 4.14: Parâmetros obtidos do ensaio de compressão axial das peças pré-moldadas de concreto do lote utilizado nesta tese.	146

Tabela 4.15: Características do ligante e do CBUQ empregados como revestimento no tanque-teste.	148
Tabela 4.16: Resultados da calibração dos LVDTs utilizados na Tese.....	149
Tabela 4.17: Resultados da calibração do macaco hidráulico utilizado nesta tese.	172
Tabela 5.1: Dados relativos à prova de carga da camada de subleito no tanque-teste logo após a compactação.....	196
Tabela 5.2: Planilha relativa à prova de carga do sistema subleito + sub-base no tanque-teste.	198
Tabela 5.3: Planilha relativa à prova de carga do sistema subleito + sub-base + base no tanque-teste.	201
Tabela 5.4: Deslocamentos verticais elásticos totais da estrutura do pavimento simulado no tanque teste submetido à pressão de uma roda do eixo padrão de 8,2t.	240
Tabela 6.1: Fatores de ajuste para a pressão de terra horizontal induzida pela compactação com compactadores manuais (DUNCAN e SEED, 1991).....	253
Tabela 6.2: Comparação entre os valores dos deslocamentos verticais elásticos obtidos pelos LVDTs e pelo programa EFin3D, para o caso do pavimento sem revestimento.	257
Tabela 6.3: Comparação entre os valores dos deslocamentos verticais elásticos obtidos pelos LVDTs e pelo programa EFin3D, para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.	260
Tabela 6.4: Comparação entre os valores dos deslocamentos verticais elásticos obtidos pelos LVDTs e pelo programa EFin3D, para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.	264

Capítulo 1

Introdução

1.1. Problema e Justificativa da Pesquisa

Um importante tópico de pesquisa na área rodoviária que vem recentemente ganhando força é a análise, em laboratório, dos efeitos ambientais nos pavimentos. Antes, os métodos empíricos eram as únicas alternativas existentes para projetos de pavimentos. Um maior entendimento do desempenho e do comportamento dos materiais frente a essas alterações ambientais faz com que o projeto de pavimentos caminhe cada vez mais para uma abordagem mecanístico-empírica. Os projetistas devem ser municiados com informações oportunas do desenvolvimento do colapso do pavimento ao longo de sua vida útil a fim de se prover as exigências, sempre crescentes, dos seus usuários.

Desta forma, inúmeras pesquisas nacionais e internacionais têm se dedicado ao estudo das influências ambientais, sob a ótica da abordagem mecanístico-empírica, resultando em trabalhos valiosíssimos para o meio técnico rodoviário.

A busca pela excelência do comportamento mecânico de pavimentos rodoviários apóia-se obrigatoriamente na maneira como os materiais constituintes do mesmo comportam-se diante das diversas solicitações impostas ao longo de sua vida útil. Essas solicitações, em grande parte provenientes do tráfego, mas também das condições ambientais nas quais se insere a rodovia, devem ser cada vez melhor equacionadas para que se tenham previsões de comportamento gradativamente mais próximas das reais.

Em uma grande listagem de casos reais, a maioria em regiões de clima super-úmido quente equatorial e tropical, as dificuldades construtivas impedem o isolamento ideal da estrutura do pavimento do nível de equilíbrio máximo desenvolvido pelo lençol freático. Essas situações, devidas a diversos fatores tais como limitação de greide e impossibilidade de execução de drenos sub-superficiais em toda a extensão da rodovia, etc. geram, além de atrasos e insucessos na execução das obras, frequentes re-projetos.

Além disso existe o aspecto da dificuldade de compactação de certos materiais quando estes estão próximos aos níveis de equilíbrio do lençol freático, também sendo origem e motivo de muitas dificuldades executivas, insucessos e atrasos nas obras.

Na bibliografia nacional e estrangeira consultadas e comentadas adiante neste texto apontam-se vários aspectos da ação danosa da umidade elevada nos pavimentos.

MEDINA (2008) tece importantes comentários acerca de alguns estudos de âmbito nacional, tais como a pesquisa PAEP (1979 – 1983) – Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos. Um estudo realizado pelo Banco Mundial em parceria com o Governo Federal (IPR/DNER) e empresas de consultoria, onde se avaliou entre outros aspectos a umidade de equilíbrio dos pavimentos nacionais, e concluiu que elas permaneciam em sua maioria abaixo da umidade ótima.

Outras pesquisas importantes, de mesma natureza que a citada e com conclusões similares foram: o estudo das lateritas (1972 – 1975), tendo à frente o USAID / Lyon Associates e o DNER, que foi antecedido por pesquisas no sudeste da Ásia e em Gana na África Ocidental; e a pesquisa PICR (1975 – 1980) – Pesquisa de Inter-relacionamento de Custos Rodoviários (Banco Mundial e DNER).

Há, entretanto, que se ressaltar que tais estudos foram realizados onde já existia alguma rede de rodovias pavimentadas, embora na pesquisa PICR também consideraram-se estudos de custos em estradas não pavimentadas (revestimento primário). Desta maneira, a existência de regiões não contempladas pelos estudos e pesquisas citados, tais como a região amazônica e parte do centro-oeste, corroboram a importância do objetivo desta pesquisa.

Outro aspecto ainda comentado por MEDINA (2008) é a questão dos valores de CBR elevados apresentados por solos de regiões tropicais, embora seu uso em pavimentação fosse impedido devido à não qualificação de seu índices físicos aos olhos das especificações do extinto DNER.

O Método de Dimensionamento da AASHTO (2004) e versões mais recentes também destacam papel fundamental para os efeitos climáticos através do Modelo Integrado Climático (EICM), que simula as mudanças no comportamento e

características dos materiais do pavimento em função das condições climáticas durante o período de análise da estrutura. As informações que alimentam o sistema são:

- Informações do clima local (temperatura do ar, pluviometria, velocidade dos ventos, insolação e umidade relativa do ar);
- Profundidade do lençol freático;
- Propriedades de drenagem e da superfície;
- Estrutura do pavimento e materiais constituintes da mesma.

1.2. Objetivo Principal

Esta tese buscará avaliar o comportamento mecânico de um pavimento rodoviário típico brasileiro sob condições controladas de laboratório, frente à oscilação de umidade de suas camadas devida à variação do nível do lençol freático. Este fenômeno será traduzido em termos de variação do deslocamento vertical elástico total do pavimento devido às alterações de sucção ou poro-pressão negativa das camadas do mesmo. Os fenômenos da capilaridade e da permeabilidade são, aqui, agentes importantes nas alterações hídricas nos materiais constituintes do pavimento. O deslocamento elástico a ser estudado é dito “total” porque refere-se à soma das contribuições dos deslocamentos elásticos de cada camada individualmente.

Objetiva-se validar a concepção de um modelo físico, construído na forma de um tanque de concreto (“tanque-teste”), com dimensões de 2,0m (comprimento) x 2,0m (largura) x 1,80m (profundidade), numa escala de verdadeira grandeza com perfis reais de campo. Este “tanque-teste” constitui, por si só, uma outra modalidade de ensaio triaxial dinâmico além da realizada em corpos-de-prova cilíndricos 10,0 x 20,0 cm ou 15,0 x 30,0 cm.

Uma concepção similar ao tanque proposto nesta pesquisa foi sugerida por W. Virgil Ping, Zenghai Yang e Robert K.H. Ho, professores da *Florida State University, Florida – USA* em um trabalho experimental apresentado em 2003 no *International Journal of Road Materials and Pavement Design*. Nesta proposta os pesquisadores concentraram seus estudos unicamente no comportamento da camada de subleito, não sendo apresentada uma análise numérica que considere as condições de contorno do tanque-teste, tais como seus limites rígidos (paredes e fundo), nas respostas obtidas.

A influência climática no comportamento do pavimento, sobretudo o aspecto oscilação do lençol freático tem, como dito, sido mais abundantemente pesquisada em ambiente laboratorial. Isto devido às dificuldades inerentes ao estudo em ambiente de campo, as quais se relacionam ao controle das interferências externas e ao aumento de variáveis que influem nos resultados a serem obtidos. Dentre esses aspectos, podem-se citar:

- A variabilidade do tráfego;
- O monitoramento da umidade e temperatura do ar;
- Os custos de manter equipamentos e equipe de medição em campo por períodos prolongados;
- Necessidade de proteção dos equipamentos de medição e de comunicação remota contra vandalismo, etc.;
- A carência de informações precisas das obras existentes, tais como espessuras e materiais empregados nas rodovias.

É fato, também, que em casos reais não se pode negligenciar a existência de outros agentes responsáveis por alterações deletérias de umidade nas camadas do pavimento, os quais não serão objeto desta tese, entre eles os defeitos mais comuns tais como trincamento, elevada porosidade no revestimento associada a uma deficiência na impermeabilização da camada de base, problemas geométricos, defeitos de drenagem subsuperficial e/ou profunda, bueiros sem conservação ou executados com materiais de péssima qualidade ou ainda mal executados, ciclos de calor e frio ocorridos superficialmente no revestimento, entre outras, fora do contexto intertropical, tal como o fenômeno de gelo-degelo de regiões de clima temperado.

Concebido o projeto de tanque-teste de pavimentos, ainda que com algumas limitações que impedem igualá-lo a uma situação completa de campo, sua utilização diminuirá sobremaneira a influência da escala laboratorial nos ensaios, podendo inclusive servir para calibrar procedimentos de laboratório já existentes e consagrados.

Ao longo do desenvolvimento da pesquisa foi realizada uma ampla revisão bibliográfica sobre as características físicas e mecânicas dos solos não saturados, a

influência da umidade nos valores de sucção e desta no comportamento mecânico das camadas do pavimento.

Assim, o objetivo principal da tese concentra-se em estudar como se desenvolve a variação no deslocamento elástico total do pavimento para diversos níveis de equilíbrio do lençol freático.

Ainda, em complemento aos estudos de deformabilidade da estrutura, será feita uma análise numérica com o uso de programa computacional consagrado pelo meio técnico rodoviário.

Para constituir a estrutura da pesquisa proposta, as seguintes atividades principais foram escolhidas e agrupadas em capítulos elencados como se segue:

- No Capítulo 2 é tecido um estudo bibliográfico acerca das características dos solos não saturados, contexto no qual se inserem as camadas da estrutura dos pavimentos. Tratam-se aqui da físico-química, das características das Curvas de Retenção de Água dos solos e do estado de tensão em solos não saturados;
- No Capítulo 3 é abordado o contexto bibliográfico sobre questões relativas à umidade, capilaridade, sucção e poro-pressão em pavimentos rodoviários;
- No Capítulo 4 descrevem-se os diversos materiais empregados na pesquisa (jazidas, caracterização completa, métodos de ensaios, etc.), bem como os métodos utilizados na calibração e uso dos equipamentos. Neste capítulo são mostrados, também, a concepção do projeto do tanque-teste de pavimentos com as etapas da construção da estrutura do mesmo e os testes realizados com tensiômetros de alta capacidade (até 1500 kPa) instalados nas camadas do pavimentos estudado;
- No Capítulo 5 apresentam-se os resultados experimentais. Aqui são mostrados os resultados dos ensaios especificados no capítulo anterior, tais como Curva Característica (pelo método do papel-filtro e utilizando-se o equipamento SWC-150 – *Fredlund Soil Water Characteristic Device*), variação dos módulos resilientes dos materiais com a umidade, provas de carga estática para as diversas etapas da construção do pavimento no tanque-teste e a análise mecânica

da influência sazonal propriamente dita, para três situações distintas de revestimento, combinadas com 6 diferentes níveis de equilíbrio do lençol freático;

- O Capítulo 6 é o capítulo da validação por métodos numéricos (elementos finitos em 3 dimensões) da proposta do tanque-teste como método de ensaio de estruturas de pavimento em escala real, em laboratório;
- No Capítulo 7 são feitas as conclusões sobre as consequências das alterações ambientais (umidade das camadas) no pavimento estudado, e sugeridos possíveis temas para futuras pesquisas visando a continuidade e aproveitamento do tanque-teste de pavimentos;
- Finalizando o texto vêm as Referências Bibliográficas utilizadas na tese, seguidas de dois anexos que mostram: no Anexo 1, o controle da umidade diário realizado no tanque-teste, e, no Anexo 2, os deslocamentos elásticos verticais totais da estrutura do pavimento para todos os tipos de revestimento, de placas rígidas, de carregamento e de nível de equilíbrio do lençol freático estudados.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica – Propriedades de Interesse dos Solos Não Saturados

2.1. Sucção

De todas as propriedades dos solos não saturados, a sucção talvez seja a que mais influencia as características mecânicas dos materiais utilizados em pavimentação. Não se pode falar em Mecânica dos Solos Não Saturados sem conectá-la ao conceito de sucção.

Sucção total, conforme exposto por LIKOS e LU (2004), é a quantificação do potencial termodinâmico¹ da água presente nos poros do solo com relação ao potencial da água livre, a qual se define como sendo aquela que não contém solutos dissolvidos nem interações com outras fases que impõem curvatura à interface solo-ar, e ainda, na qual só atua a força da gravidade.

O conceito teórico de sucção do solo foi desenvolvido pela física do solo no início do século XX (FREDLUND e RAHARDJO, 1993). A teoria da sucção no solo foi desenvolvida principalmente em relação ao sistema solo-água-planta. A importância da sucção do solo em explicar o comportamento mecânico de solos não saturados em problemas de engenharia foi introduzida pelo *Road Research Laboratory* na Inglaterra.

Em 1965, Aitchison apresentou definições quantitativas da sucção do solo e suas componentes a partir de um contexto termodinâmico, num simpósio de Mecânica dos solos. Essas definições tornaram-se conceitos aceitos e consagrados na engenharia geotécnica.

AITCHISON (1965) refere-se à sucção do solo como a energia livre da água do mesmo. A relação termodinâmica entre sucção do solo (ou a energia livre da água no solo) e a pressão parcial do vapor da água nos poros pode ser escrita como:

¹ O potencial termodinâmico da água presente no solo é mais rigorosamente descrito em termos de potencial químico (LIKOS e LU, 2004, Pág. 35), o qual possui unidade de energia por massa (J/mol ou J/kg). Representa a quantidade de energia armazenada por unidade de água presente nos poros.

$$\psi = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} \ln\left(\frac{\overline{u_v}}{u_{v0}}\right) \quad (2.1)$$

Na equação 2.1, tem-se:

ψ = sucção do solo ou sucção total (kPa);

R = Constante universal dos gases (8,31432 J/mol K);

T = temperatura absoluta (K);

v_{w0} = volume específico da água ou o inverso da densidade da água (m³/kg);

ω_v = massa molecular do vapor de água (18,016 kg/kmol);

$\overline{u_v}$ = pressão parcial do vapor da água nos poros (kPa);

u_{v0} = pressão de saturação do vapor de água numa superfície lisa da água pura numa mesma temperatura (kPa).

Se uma temperatura de referência for escolhida, por exemplo 20°C, as constantes da equação 2.1 tomam o valor de 135022 kPa. Assim a equação 2.1 pode ser agora reescrita fornecendo uma relação fixa entre sucção total em kPa e a pressão de vapor relativa (FREDLUND e RAHARDJO, 1993):

$$\psi = -135022 \ln\left(\frac{\overline{u_v}}{u_{v0}}\right) \quad (2.2)$$

A sucção total divide-se em osmótica e matricial. Esta é devida à estrutura do solo (matriz), de maior interesse na engenharia rodoviária; já aquela dá-se em situações de alteração química da água do solo, variação de concentrações de sais dissolvidos, etc.

MARINHO (2005) define de forma simples que sucção pode ser entendida como a energia com que um elemento poroso absorve água quando esta se encontra livre para se mover. Esta avidéz por água é função basicamente da mineralogia, densidade e umidade do solo. O autor afirma que de 1958 até os anos 90 não se observaram avanços significativos nos instrumentos utilizados para medição de sucção, e reúne na Tabela 2.1 alguns dos principais trabalhos já produzidos sobre o referido assunto na sua avaliação.

Tabela 2.1: Trabalhos clássicos sobre medição de sucção (MARINHO, 2005).

Autor	Título do Artigo
<i>Livingston (1906)</i>	<i>“The relation of desert plants to soil moisture and to evaporation”</i>
<i>Livingston (1908)</i>	<i>“A method for controlling plant moisture” – invenção do tensiômetro</i>
<i>Shull (1916)</i>	<i>“Measurement of the surface forces in soils”</i>
<i>Terzaghi (1925)</i>	<i>“Principles of soil mechanics: I – Phenomena of cohesion of clay”</i>
<i>Hansen (1926)</i>	<i>“The water-retaining power of the soil”</i>
<i>Hill (1930)</i>	<i>“A thermo-electric method of measuring the vapour pressure of an aqueous solution”</i>
<i>Schofield (1935)</i>	<i>“The pF of the water in soil”</i>
<i>Gardner (1937)</i>	<i>“A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range”</i>
<i>Shaw & Baver (1939)</i>	<i>“A electrothermal method for following moisture changes of the soil in situ”</i>
<i>Edlefsen & Anderson (1943)</i>	<i>“Thermodynamics of soil moisture”</i>
<i>Hilf (1956)</i>	<i>“A investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils”</i>
<i>Monteith & Owen (1958)</i>	<i>“A thermocouple method for measuring relative humidity in the range 96-100%”</i>
<i>Ridley & Burland (1993)</i>	<i>“A new instrument for measuring soil moisture suction”</i>

Cada um dos métodos de medição e controle da sucção existente possui vantagens e desvantagens em sua utilização, as principais se referem em geral aos níveis de sucção a serem medidos. Dos métodos existentes, os mais importantes são:

- Tensiômetros;
- Papel-filtro;
- Placa de sucção;
- Placa de pressão.

A referência FREDLUND e RAHARDJO (1993), Capítulo 4, constitui uma excelente fonte para o conhecimento das técnicas de medição de sucção.

Os tensiômetros, como exposto em LIKOS e LU (2004), basicamente são equipamentos constituídos por um tubo preenchido com água, uma pedra porosa com alta pressão de entrada de ar² situada numa das extremidades e um tipo de sensor (transdutor de pressão) para medição da pressão negativa da água na outra extremidade, tudo acoplado a um corpo que pode ser metálico ou plástico (acrílico). São equipamentos inicialmente utilizados na agricultura onde os valores de sucção não excedem 100 kPa. Aparentemente são os equipamentos mais simples de se utilizar, porém numa análise mais cuidadosa verifica-se que suas limitações em níveis elevados de sucção situam-se em questões importantes e de difícil resolução. Entre essas limitações pode-se citar a questão da cavitação, ou seja, a expansão de microbolhas de ar dentro do sistema.

Algumas técnicas no emprego dos tensiômetros são imprescindíveis de serem seguidas visando uma diminuição no fenômeno da cavitação (MARINHO, 1998):

- O uso de água deareada, ou seja, utilizar uma água isenta de ar incorporado;
- Todo o sistema de medição deve ser preenchido por água extremamente pura e limpa, ou seja, isenta de sais e impurezas;
- Reduzir a área superficial em contato com a água, para reduzir as microcavidades;
- Submeter todo o sistema ao vácuo para remover a maior quantidade de ar aprisionado possível nas microcavidades;
- Submeter o sistema a ciclos de pressão de zero a cerca de 3,0 MPa visando dissolver ou liberar o ar presente;

O princípio utilizado pela técnica do papel filtro é a colocação do solo em contato com um material poroso que possua capacidade de absorver água. Esta água tenderá a passar do solo para o material até que o equilíbrio seja alcançado. A partir daí, com a curva de calibração (sucção x umidade) do material poroso, obtém-se a sucção do solo (MARINHO, 1998).

² Materiais com alta pressão de entrada de ar, do inglês *high-air-entry (HAE) materials*, são materiais que possuem poros microscópicos ($D = 10^{-3}$ mm) de tamanho relativamente uniforme, os quais devem ser saturados para comporem a estrutura de tensiômetros. Dependendo do tamanho dos poros e de sua distribuição, a pressão para saturá-lo deve ser bastante grande (da ordem de 20 bar ou 2000 kPa).

O estado de equilíbrio fornece a mesma sucção no solo e no material poroso, porém a umidades diferentes. O tempo necessário para se atingir o estado de equilíbrio é um fator de extrema importância e varia de 7 a 15 dias de acordo com a umidade e o tipo do solo. GREACEN *et al.* (1987) mostraram que grande parte da água é absorvida nos primeiros minutos e a partir daí é lentamente absorvida até se atingir o equilíbrio em torno de 10 dias.

Normalmente o papel filtro tipo 2 “quantitativo” é utilizado. Os mais conhecidos são o Whatman No. 42 e o Schleicher & Schuell No. 589. Ele deve ser usado seco e retirado diretamente da caixa³(CHANDLER e GUTIERREZ, 1986).

Para o caso do papel filtro Whatman No. 42 a umidade inicial no estado seco ao ar é aproximadamente 6%. A máxima sucção que o solo pode ter para que o papel filtro absorva água do mesmo é 29.000 kPa.

Para se usar a técnica do papel filtro são necessários os seguintes equipamentos (MARINHO, 1998):

- Balança analítica com acurácia de no mínimo 0,0005g;
- Pequenos sacos plásticos auto-selantes ou outro recipiente leve de fácil e rápida selagem;
- Pinça metálica, luva e tesoura;
- Estufa (105°C);
- Papel filtro (e.g. Whatman No. 42 ou Schleicher & Schuell No. 589). Cada tipo de papel filtro requer uma calibração própria.

No Capítulo 5 mostra-se em detalhes a utilização da técnica do papel filtro para os materiais utilizados neste estudo.

A técnica do papel filtro ainda é a mais utilizada no meio rodoviário por ser de fácil execução e possuir relativa acurácia. Diversos autores brasileiros já publicaram

³ A norma americana ASTM D-5298-93 sugere que o papel seja seco em estufa por 16 horas antes do uso, porém alguns autores acreditam que este procedimento altera as características de absorção do papel, alterando a curva de calibração.

resultados com a técnica do papel-filtro (CERATTI (1996), NÚÑEZ *et al.* (1996), GEHLING *et al.* (1998), RODRIGUES (1998), GONÇALVES (1999), etc.).

O efeito da sucção no comportamento dos solos não-saturados é fundamental. A diminuição da sucção pode causar problemas como expansão e colapso que podem comprometer o bom desempenho das obras de engenharia (FUTAI, 2002).

FUTAI (2002) afirma que as definições dos potenciais da água, a influência da sucção osmótica e a limitação do princípio das tensões efetivas para solos não-saturados são muito conhecidas e incorporadas ao conhecimento básico da Mecânica dos Solos.

FUTAI (2002) mostra que a sucção e o estado de tensão existente nos solos são fatores que complementam a caracterização tradicional dos solos tropicais, em especial os colapsíveis.

A correlação existente entre sucção e umidade é de amplo conhecimento, e é assunto já estudado por inúmeros autores (FREDLUND e XING, 1994, FREDLUND, XING e HANG, 1994, MARINHO, 2005 e outros). Esta relação é conhecida, como será visto mais adiante, por Curva Característica (ou de Retenção de Água) dos solos.

VIANNA *et al.* (2007) mostram a influência da sucção matricial no comportamento de fundações profundas em solos colapsíveis. Os autores realizaram diversas provas de carga com placas de diversos diâmetros (0,20 m, 0,40 m, 0,80 m) e concluíram que, não importando o diâmetro da placa, a capacidade de suporte possui uma relação linear com o valor da sucção matricial.

Nas curvas Tensão x Deformação obtidas, observaram-se valores menores de deformação onde havia maiores valores de sucção, não importando o nível de tensão e o diâmetro da placa utilizada. Por outro lado, reduzindo o valor da sucção até próximo de zero, as deformações conseqüentemente aumentavam.

YANG *et al.* (2005) procuraram simular as condições de serviço de solos coesivos de subleito. O estudo abrangeu a compactação de vários corpos-de-prova em diversas densidades e umidades ótimas com posterior saturação até o equilíbrio da umidade e medição do módulo resiliente e da sucção. A Tabela 2.2 mostra a caracterização dos dois solos estudados.

Tabela 2.2: Caracterização dos solos estudados por YANG *et al.* (2005).

Solo	G_s	LL	IP	M.E.A.S.M. (g/cm ³)	$W_{ót.}(\%)$	% Pass. #200	Class. AASHTO
1	2,71	54	20	1,81	17,2	43,7	A-7-5
2	2,67	50	23	1,74	17,0	19,2	A-2-7

Na Tabela 2.2, tem-se:

G_s : densidade real dos grãos;

LL: limite de liquidez;

IP: índice de plasticidade;

M.E.A.S.M.: massa específica aparente seca máxima.

Para simular o teor de umidade de serviço as amostras eram compactadas na umidade ótima (simulando a fase de construção) e depois saturadas até a umidade de serviço. Uma amostra com uma umidade compreendida entre as duas anteriores era também preparada.

A Figura 2.1 mostra o dispositivo e a técnica utilizados para a saturação dos corpos-de-prova. Trata-se de um cilindro de acrílico com furos nas paredes que permitem a entrada da água de forma homogênea por todo o corpo-de-prova. Para garantir a homogeneidade longitudinal da umidade, o corpo-de-prova era virado de cima para baixo diariamente. Uma sobrecarga de 5,0 kg foi colocada no topo da amostra para simular o peso próprio das camadas de sub-base, base e revestimento.

Para o ensaio de módulo resiliente, os autores seguiram o método AASHTO T292-91, que prevê aplicação de carga a cada 1s, com duração de 0,1 s.

Para a medição da sucção o método do papel-filtro (ASTM D5928-94) foi utilizado em ambos os solos. O papel-filtro empregado foi o Whatman No.42,

quantitativo, tipo II, com diâmetro de 5,5 cm. Os testes apontaram para uma melhor correlação do módulo resiliente com a sucção matricial do que com a sucção total.

Os autores explicam que o aumento do MR com a sucção é atribuído ao fato de que as altas sucções geram um efeito de “aperto” no esqueleto mineral do solo, aumentando a rigidez do mesmo.



Figura 2.1: Dispositivo para saturação de corpo-de-prova, YANG *et al.* (2005).

Como conclusão principal, o estudo mostra que o estado de tensão (influenciado pela sucção), o teor de umidade e o grau de compactação influenciam o valor do módulo resiliente do solo.

YANG *et al.* (2005) apresentam ainda, uma formulação, derivada da equação de Bishop, para solos não saturados, a qual correlaciona o valor do MR como função da sucção e da tensão desvio (desviadora):

$$MR = K_5 (\sigma_d + \chi \psi_m)^{K_6} \quad (2.3)$$

Na equação 2.3, tem-se:

σ_d = tensão desvio;

Ψ_m = sucção matricial;

χ = parâmetro dependente do grau de saturação;

K_5 e K_6 = constantes experimentais.

RIOS FILHO (2006) analisou o comportamento de um aterro compactado em campo e em laboratório sob a ótica da sucção. Instrumentos tais como tensiômetros, TDRs, Geotermômetros e Equitensiômetros foram instalados em quatro camadas sobrepostas do aterro para se monitorar, ao longo do tempo, a sucção, a umidade e a temperatura *in situ*. O autor propõe o fluxograma da Figura 2.2 para explicar o que antecede à maioria dos acidentes geotécnicos.

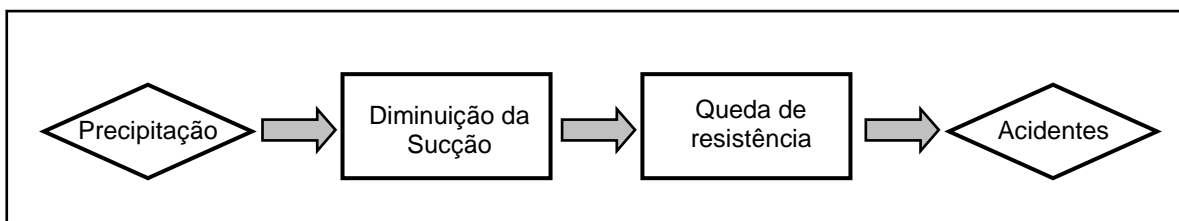


Figura 2.2: Fluxograma explicativo da causa da maioria dos acidentes geotécnicos (RIOS FILHO, 2006).

LAMBE e WHITMAN (1976) relatam evidências de que a sucção em um solo varia muito com a técnica de moldagem da amostra, variando em até 50 kPa de amostras com umidade e massa específica iguais compactados por diferentes procedimentos. Outros autores também observaram que, em amostras compactadas a baixo grau de saturação, as partículas não estão dispostas de forma homogênea em todo o volume do corpo de prova.

LIKOS e LU (2002) apresentam os resultados de um programa experimental conduzido para investigar duas questões relativas à técnica do papel filtro sem-contato⁴

⁴ A técnica do papel filtro pode ser realizada havendo ou não contato entre o papel filtro e o solo. Alguns autores afirmam que não havendo o referido contato a parcela da sucção a ser medida é a matricial. Com contato a medição seria relativa à sucção total (matricial e osmótica). Como na maioria dos casos em

com o solo para medição de sucção. A primeira questão refere-se às alterações de características nas curvas de calibração passíveis de existir em diferentes lotes de fabricação do papel filtro tipo Whatman N° 42. A segunda questão trata de uma série de testes realizados a diferentes concentrações de sal para se avaliar as incertezas nas medidas de sucção total em medições sem-contato do papel filtro.

Os referidos autores citam algumas vantagens na utilização do papel filtro, tais como ser um método simples, de custo relativamente baixo, versátil e de elevada acurácia.

Tão interessante quanto importante é a conclusão citada pelos autores de que, diferenças nos teores de umidade de 11% (para níveis baixos de sucção), acarretam diferenças de 92% nos valores da sucção; e, diferenças nos teores de umidade de 4% (para níveis altos de sucção), acarretam diferenças de 57% nos valores da sucção. Isto mostra a sensibilidade dos valores de sucção, em especial nos extremos altos e baixos, com relação ao teor de umidade. Na Figura 2.3 aparecem as referidas discrepâncias com a calibração proposta pela ASTM D-5298 (2003). Ela mostra que à medida que a sucção decresce, tais diferenças aumentam, ou seja, nos níveis baixos de sucção a diferença entre os lotes de papel filtro Whatman No. 42 e destes com a curva prevista pela ASTM D-5298 (2003) aumenta.

engenharia geotécnica a parcela osmótica é aproximadamente nula, a sucção total confunde-se com a matricial e faz-se a medição com contato por ser de mais fácil execução.

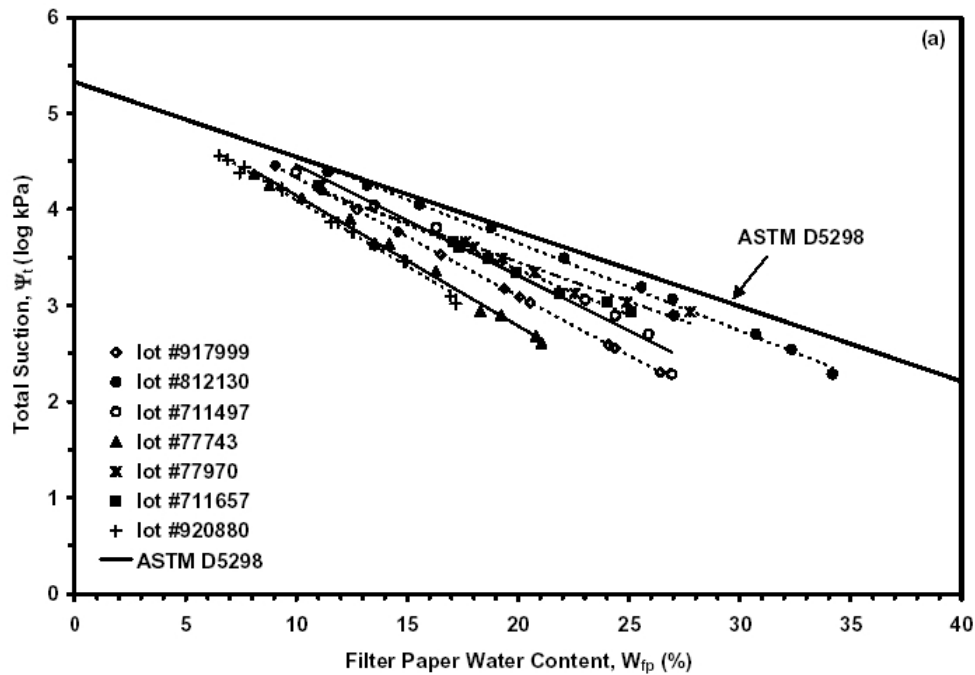


Figura 2.3: Diferenças entre os lotes de fabricação e a curva de calibração proposta pela ASTM D-5298 (2003) - LIKOS e LU (2002).

CERATTI *et al.* (1996), estudaram as relações existentes entre o módulo resiliente e a sucção para solos típicos de subleito no Rio Grande do Sul. O estudo se referiu a uma argila vermelha de comportamento laterítico pertencente a uma jazida situada entre as cidades de Viamão e Gravataí, Rio Grande do Sul. Os autores prepararam corpos-de-prova de 5 cm x 10 cm compactados estaticamente e instalaram transdutores de pressão no centro dos mesmos a fim de se medir a sucção durante os ensaios de módulo resiliente (DNER ME-131/94). Os autores também traçaram as Curvas Características dos solos (ramo de secagem) utilizando-se a técnica do papel-filtro para diferentes teores de umidade de moldagem das amostras compactadas. Antes da compactação o solo era homogeneizado na umidade desejada e deixado em repouso em câmara úmida por 24 horas, após o que as amostras eram compactadas em 3 camadas, estaticamente, até o peso específico esperado. As amostras eram ainda guardadas por 3 dias em sacos plásticos antes de serem realizados os ensaios.

Os autores mostraram resultados dos ensaios que indicam os valores de módulo resiliente contra teores de umidades a partir de trajetórias de secagem dos materiais, partindo-se da umidade ótima e do máximo peso específico do material. Estes ensaios

forma realizados a quatro níveis distintos de tensão desvio (50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa).

CERATTI *et al.* (1996) concluíram então, que um pequeno incremento na umidade de moldagem dos corpos-de-prova provoca uma diminuição no módulo de resiliência independente do nível de tensão desvio, e que os valores de módulo decrescem à medida que aumenta o nível de tensão desvio aplicada. De posse das curvas características dos materiais (Sucção x Umidade) e das curvas MR x Umidade, os autores obtiveram uma relação Sucção x MR para diferentes níveis de tensão desvio, e mostraram o mesmo tipo de comportamento obtido com as curvas MR x Umidade.

NÚÑEZ *et al.* (1996), buscando alternativas econômicas para a construção de rodovias coletoras no estado do Rio Grande do Sul, construíram uma Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos, localizada no Campus do Vale da UFRGS, em Porto Alegre. Os autores escolheram o basalto alterado ou “basalto decomposto” como material-alvo da fase inicial da pesquisa, empregando-o como camada de sub-base ou base de pavimentos em 10 pistas experimentais. Para simular o terreno de fundação das regiões onde o basalto alterado ocorre, foi construída uma camada de subleito com cerca de 65,0 cm compactada, utilizando um solo não saturado de comportamento laterítico.

Dispositivos de medição de sucção *in situ* (tensiômetros) também foram instalados no pavimento com o objetivo de se monitorar indiretamente o teor de umidade e o grau de saturação do subleito.

Um simulador de tráfego também foi instalado na referida Área de Pesquisa, o que permitiu obter levantamentos deflectométricos de bacias de deformação a serem utilizados em retroanálise para obtenção dos módulos resilientes das camadas, comparando estes com os obtidos em laboratório.

Em laboratório o comportamento resiliente do solo laterítico do citado estudo é expresso pela Equação 2.4.

$$MR = K_1 \cdot (0,01) \sigma_d^{K_2} \quad (2.4)$$

Sendo, na equação 2.4:

MR = módulo resiliente (MPa);

σ_d = tensão desvio (kPa);

K_1 e K_2 = constantes da regressão (mostradas na Tabela 2.3 de acordo com a umidade de moldagem dos corpos-de-prova).

Em campo os valores de sucção foram medidos diariamente e os valores máximos e mínimos foram agrupados por semana. As sucções medidas não ultrapassaram os 10 kPa, indicando que o subleito apresentou um grau de saturação bastante elevado no período considerado, chegando até à sucção nula (100% de saturação).

Os autores procederam então ao levantamento de bacias de deformação com o objetivo de se obter os módulos resilientes através da técnica de retroanálise. Essas bacias foram obtidas com viga Benkelman, carga padrão de 82 kN, antes das aplicações de carga do simulador e após 6.500, 12.300, 16.000 e 17.600 aplicações de carga de trabalho (100kN por eixo).

Tabela 2.3: Constantes da regressão para o solo estudado por Núñez *et al.* (1996).

Teor de Umidade (%)	K_1	K_2
18,5 (ramo seco)	788	-0,71
21,0 (teor ótimo)	437	-0,71
23,5 (ramo úmido)	234	-0,36

A retroanálise das bacias de deformação foi desenvolvida através de uma metodologia extremamente prática, apresentada por ALBERNAZ⁵ (1994) apud NÚÑEZ *et al.* (1996), uma adaptação do trabalho proposto inicialmente por NOURELDIN⁶ (1993). Este tratava de bacias levantadas com equipamento do tipo FWD, aquele simplificou os procedimentos para o emprego da viga Benkelman.

A referida metodologia é baseada no princípio de que existe um ponto na superfície do pavimento, situado a uma certa distância o ponto de aplicação da carga, cuja deflexão é devida exclusivamente ao subleito, e é numericamente igual à deflexão do topo do subleito na vertical que passa pelo centro do carregamento.

Os procedimentos para aplicação desta alternativa são os seguintes:

- a) Definir através dos pares de valores (r_x , D_x) obtidos das bacias de deformação de campo ajustadas, a distância radial r_x correspondente ao maior valor do produto $r_x D_x$;
- b) Determinar o valor de módulo resiliente do subleito (E_{sg}), em MPa, através da Equação 2.5.

$$E_{sg} = \frac{119,30}{r_x \cdot D_x} \quad (2.5)$$

Na Equação 2.5:

r_x = distância radial (cm) a partir do ponto de aplicação da carga até o ponto considerado;

D_x = deflexão (cm) correspondente ao ponto situado à distância radial r_x .

Os autores procederam, então, a diversas comparações entre os valores de módulo resiliente obtido em campo (a partir da análise de bacias defletométricas

⁵ ALBERNAZ, C.A.V., *Retroanálise do Módulo de Resiliência de Pavimentos Flexíveis e de Subleitos para fins de Anteprojeto, Análise Estrutural e Gerência de Pavimentos*, 28ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belo Horizonte, Anais, pp. 626-657, 1994.

⁶ NOURELDIN, A.S., *A New Scenario for Backcalculation of Layer Moduli of Flexible Pavements*, TRR, TRB, Washington, D.C., 1993.

ajustadas e valores de sucção medidos) com os de laboratório, e concluíram que, mesmo utilizando-se de uma técnica bastante simples como a proposta por ALBERNAZ (1994), os módulos *in situ* apresentaram boa semelhança com os resultados laboratoriais, e ainda, o solo estudado apresentou, para os níveis de umidade e tensão utilizados, um comportamento elástico linear.

Mesmo na faixa estreita de variação da sucção os módulos determinados por retroanálise de bacias defletométricas são reduzidos à metade pela saturação do solo.

GEHLING *et al.* (1998) estudaram a influência da sucção (medida com a técnica do papel-filtro) no módulo resiliente de quatro solos típicos de subleito do Rio Grande do Sul. Os solos eram inicialmente compactados na umidade ótima e submetidos a trajetórias de secagem ou umedecimento. Ciclos de molhagem após secagem também foram executados, mostrando que a diferença de módulo é dependente exclusivamente do ciclo de umidade percorrido pelo solo e independente da umidade final do corpo de prova. Estes ensaios visavam simular as alterações ambientais sofridas pelo solo em situações reais, e mostrar que se podem prever valores de módulos resilientes a partir de valores de sucção e umidade que é dada pela Curva Característica do material. O módulo resiliente é crescente com a sucção até um valor tal de sucção a partir do qual o módulo resiliente decresce abruptamente ou permanece quase constante. Silva (2003) também constatou este aspecto e denominou este ponto de “sucção crítica”. Explicou que, em campo, esse comportamento se traduz como a separação do solo em blocos que trabalhem isoladamente. Em materiais arenosos este fenômeno pode ser chamado de “sucção aparente”, fenômeno que é responsável pelo surgimento de uma aparente resistência de blocos de areia com teores de umidade muito baixos.

SANDRONI (2004) mediu sucção em diversos solos com graus de compactação entre 95% e 100% e desenhou gráficos que sugerem uma relação linear entre a sucção e a porcentagem de argila na amostra. Resultados similares não ocorreram quando foram traçados gráficos sucção versus grau de aeração, mostrando claramente que a sucção correlaciona-se muito bem com a granulometria e mal com o volume de ar nos vazios.

Porém devido à influência já comentada da técnica de moldagem e das características micro-estruturais dos solos, não é de se esperar uma relação consistente entre granulometria e sucção.

2.2. Um Adendo Físico-químico

MITCHELL (1993) explica que todo o sistema solo passa a ter seu comportamento regido pelo campo de força gerado pela aproximação de duas partículas, quando a magnitude dessa força é maior em comparação com o peso das partículas em si. As partículas de argila, devido a seu reduzido tamanho e forma achatada, possuem áreas superficiais elevadas e são especialmente influenciadas por aquele campo de força.

A química coloidal, explica MITCHELL (1993), provê meios de descrever muitas interações do sistema argila-água-eletrólito, porque muitas partículas de argila são suficientemente pequenas a ponto de se comportarem como colóides. Colóides hidrofóbicos são dispersões líquidas de partículas pequenas e sólidas que: 1) formam um sistema bifásico com uma grande área superficial interfacial; 2) possuem comportamento dominado por forças de superfície; e, 3) podem flocular na presença de pequenas quantidades de sal. O sistema argila-água-eletrólito satisfaz todos esses critérios.

Nas partículas de argila seca existem cátions fortemente adsorvidos com a finalidade de neutralizar a carga negativa das mesmas. Os cátions em excesso apresentam-se sob a forma de precipitações de sais. Quando a argila é posta em contato com a água, esta precipitação de sal é dissolvida. Devido aos cátions adsorvidos que produzem uma concentração maior próximo à superfície das partículas, ocorre a difusão visando igualar as concentrações ao redor. A liberdade para tanto é restrita ao campo elétrico negativo originado nas superfícies das partículas. A tendência a escapar devido à difusão e à atração eletrostática oposta leva a uma distribuição de íons adjacente à partícula em suspensão como mostrado na Figura 2.4. A superfície carregada e a distribuição de carga na fase adjacente é conhecida como “dupla camada difusa”.

Segundo MITCHELL (1993), diversas teorias já foram propostas para descrever quantitativamente a distribuição iônica adjacente à superfície carregada. A Teoria de

Gouy-Chapman da dupla camada difusa (GOUY⁷, 1910; CHAPMAN⁸, 1913 apud MITCHELL, 1993) é a que recebeu maior atenção do meio técnico.

MITCHELL (1993) cita outras variáveis do sistema que influem diretamente na dupla camada difusa:

- a concentração do eletrólito;
- o efeito da valência do cátion;
- o efeito da constante dielétrica;
- o efeito da temperatura;
- o efeito do tamanho do íon;
- o efeito do PH;
- o efeito de associações de partículas de argila; e,
- da adsorção aniônica.

⁷ GOUY, G., *Sur la Constitution de la Charge Electrique a la Surface d'un Electrolyte*, Annue Physique, Serie 4, Vol. 9, pp. 457-468, Paris, 1910.

⁸ CHAPMAN, D.L., *A Contribution to the Theory of Electrocapillarity*, Philosophical Magazine, Vol. 25, No. 6, pp. 475-481, 1913.

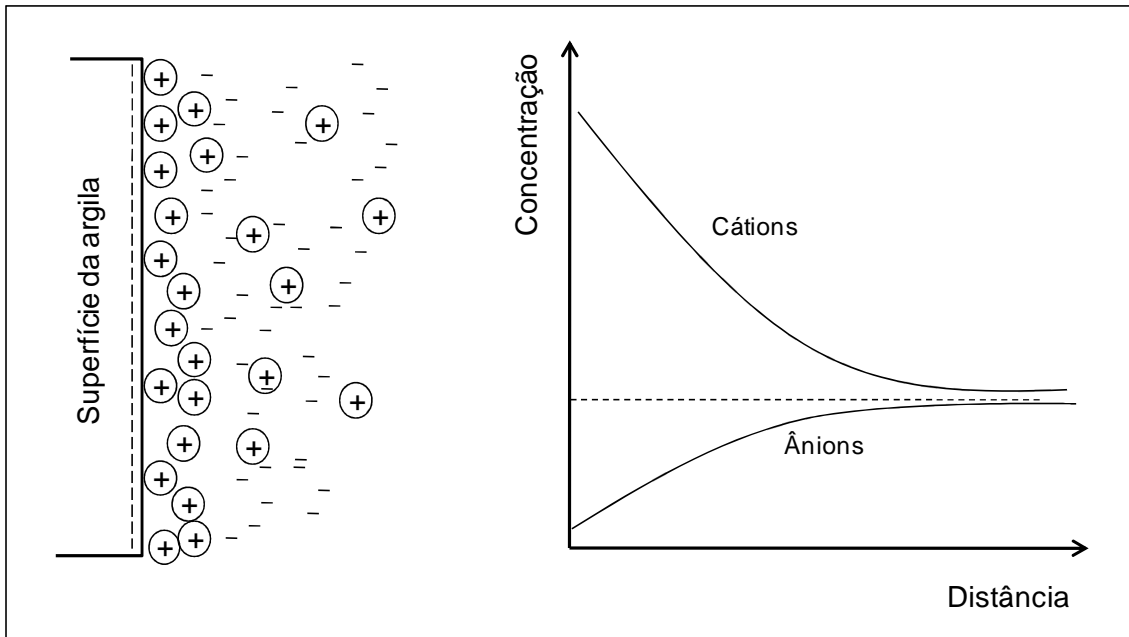


Figura 2.4: Distribuição de íons adjacentes à superfície de argila de acordo com o conceito de dupla camada difusa, MITCHELL (1993).

O entendimento do comportamento coloidal das argilas provê uma base para o entendimento do efeitos das alterações na solução química existente nos poros do solo, nas propriedades de interesse da engenharia. Isto possui particular importância quando em conjunto com o estudo da parcela osmótica da sucção.

Ainda, muitos métodos de estabilização dos solos, ou seja, alteração de forças e arranjo entre partículas usando misturas, dependem, pelo menos parcialmente, da troca de íons e das alterações nas interações ocorridas na camada difusa.

2.3. A Curva Característica dos Solos (ou Curva de Retenção de Água)

A relação entre a quantidade de água presente no solo e a sucção é conhecida por Curva Característica do solo ou Curva de Retenção de Água do Solo, um assunto que sempre foi interesse da ciência agrônômica. Na Engenharia Geotécnica, a retenção de água pelo solo, caracterizado por sua Curva Característica, fornece uma série de informações úteis quanto ao comportamento mecânico e aos fenômenos relacionados ao fluxo e compressibilidade do material no contexto de sua aplicação ou no estado natural.

A Curva Característica de um material, conforme expõe Marinho (2005), não deve ser encarada como uma “característica intrínseca” do material, já que a mesma depende de fatores tais como história de tensões e trajetória de umidificação, preferindo aquele e outros autores o termo “Curva de Retenção de Água”.

A forma como se apresenta a Curva Característica diz muito sobre o material estudado. Diversos autores (LAPIERRE *et al.* (1990), VANAPALLI *et al.* (1999), SIMMS e YANFUL (2000), LU e LIKOS (2004)) apresentaram estudos que associam a forma da Curva Característica a diversos fatores, dentre os quais: a distribuição dos vazios, a compressibilidade do solo, o teor de umidade inicial, estrutura do material, mineralogia e história de tensão. Em sua maioria ela se apresenta em forma de S, como resposta à distribuição dos poros do material. Na Figura 2.5 são tecidos alguns comentários sobre a forma das curvas características e apontam-se alguns intervalos de interesse.

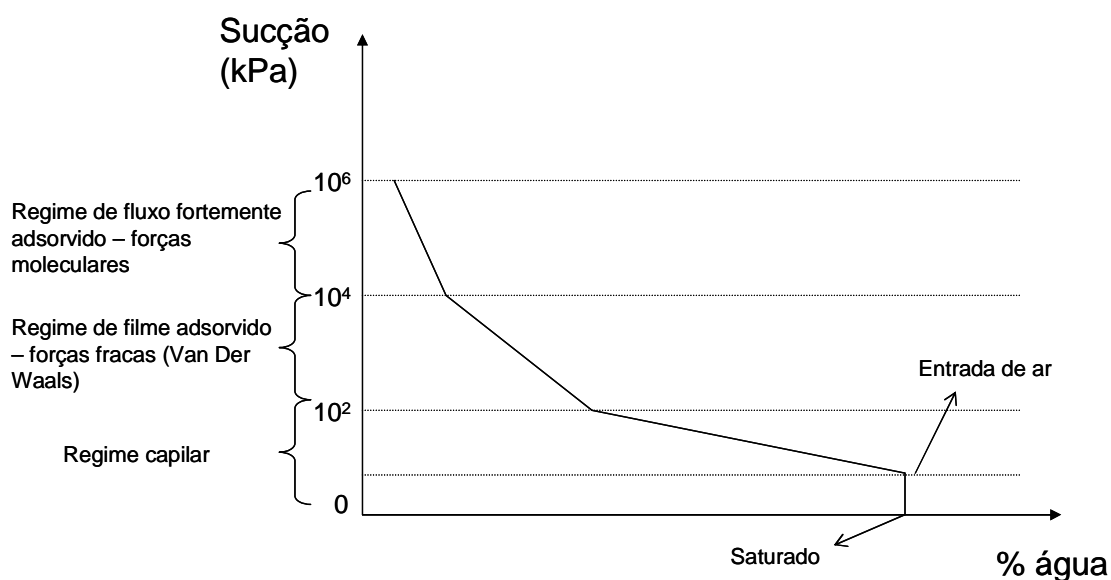


Figura 2.5: Comportamento geral das curvas características de solos (MARINHO, 2005).

MARINHO (2005) mostra que materiais porosos rígidos, com distribuição uniforme dos poros possuem uma Curva Característica similar à curva (a) indicada na Figura 2.6. A perda total de água com o aumento da sucção além do ponto de dessaturação, ou ponto de entrada de ar, não acontece. Mesmo em materiais porosos

com uma distribuição uniforme de poros certa quantidade de água permanece presente no material devido a fenômenos de superfície. Assim, uma melhor representação da forma da curva de retenção de um material com um único tamanho de poro deve ser aquela indicada pela curva (b) da Figura 2.6. Depois da entrada de ar uma certa quantidade de água permanece no material e uma energia maior é necessária para removê-la. A curva (c) da Figura 2.6 representa um material com dois tamanhos de poros. Cada um dos tamanhos está associado a um valor de sucção por meio do modelo capilar. Um material com um grande número de tamanho de poros deve apresentar uma redução mais gradual do teor de umidade com o aumento do valor da sucção. A curva (d) representa este material.

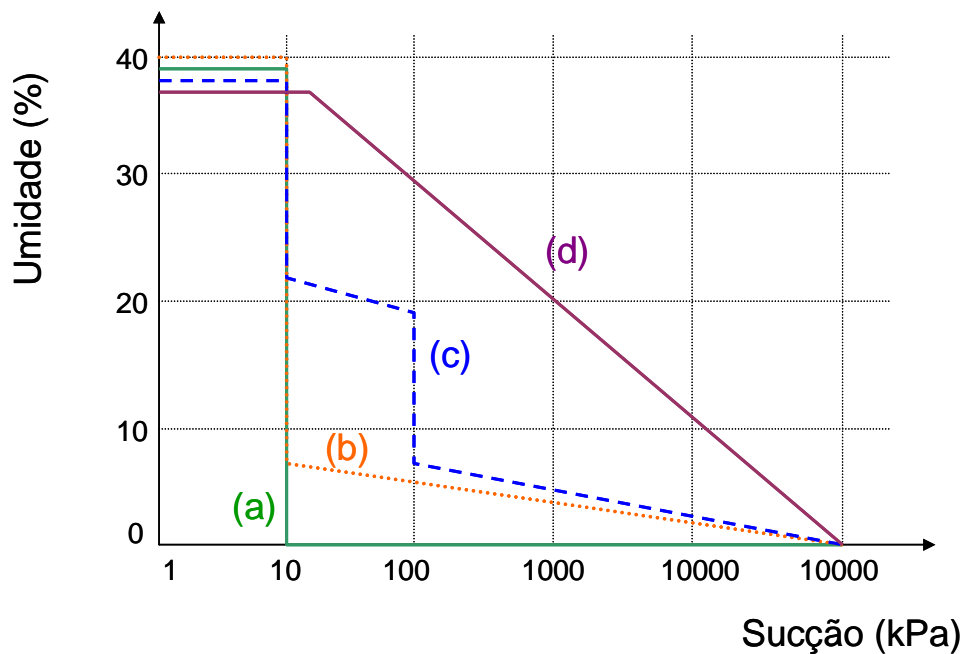


Figura 2.6: Aspecto da Curva Característica de acordo com a distribuição de poros (MARINHO, 2005).

A relação existente entre distribuição granulométrica e forma da curva característica foi tema da pesquisa de diversos autores, entre eles, FREDLUND *et al.* (1997), FREDLUND *et al.* (2002) e PREVEDELO e LOYOLA (2002).

VIKAS *et al.* (2006) realizaram medições de sucções extremamente elevadas (0-80 MPa) em dois solos finos (um silte e uma argila branca). Eles utilizaram o equipamento WP4, que trabalha baseado no conceito proposto pela ASTM D 6836 (2002), e que possui a capacidade de medir elevados níveis de sucção total. Os autores

testaram modelos matemáticos propostos por Fredlund e Xing em 1994, Van Genuchten em 1980 e Brooks e Corey em 1964, mostrados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Modelos matemáticos para traçado de Curvas Características de Solos e testados por VIKAS *et al.* (2006).

Autores	Equações
<i>FREDLUND e XING (1994)</i> ⁹	$w(\Psi) = w_s \left[1 - \frac{\ln\left(1 + \frac{\Psi}{h_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{h_r}\right)} \right] \times \left[\ln \left[\exp(1) + \left(\frac{\Psi}{a_f}\right)^{n_f} \right] \right]^{m_f} \right]^{-1}$
<i>VAN GENUCHTEN (1980)</i> ¹⁰	$w(\Psi) = w_r + (w_s - w_r) \times \left[1 + (a_{vg} \Psi)^{n_{vg}} \right]^{-1}$
<i>BROOKS e COREY (1964)</i> ¹¹	$w(\Psi) = w_r + (w_s - z w_r) \times \left(\frac{a_c}{\Psi} \right)^{n_c}$

Dos testes realizados pelos autores citados duas conclusões importantes foram obtidas:

- A equação devida a BROOKS e COREY (1964)⁷, assim como a de FREDLUND e XING (1994)⁵ foram válidas para altos níveis de sucção em solos finos;
- A equação de VAN GENUCHTEN (1980)⁶ apresentou ajuste ruim para níveis elevados de sucção (>20 MPa).

LU e LIKOS (2004) afirmam que há diferenças entre as curvas características na secagem e no umedecimento, provocadas pelo fenômeno da histerese. Ou seja, para um mesmo valor de sucção, mais água fica retida nos poros durante a secagem do que aquelas que foram absorvidas durante o umedecimento.

⁹ FREDLUND, D.G., XING, A., *Equations for the Soil Water Characteristic Curve*, Canadian Geotechnical Journal, 31(3), pp. 521-532, 1994.

¹⁰ VAN GENUCHTEN, M.T., *A Closed Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils*, Soil Science Society of America Journal, 44, pp. 892-898, 1980.

¹¹ BROOKS, R.H., COREY, A.T., *Hydraulic properties of Porous Medium*, Hydrology, Paper No.3, Civil Engineering Department, Colorado State University, Fort Collins, Colorado, 1964.

IWATA *et al.* (1995) estudaram o fenômeno da histerese em amostras de solos compactados. O autor aplicou diversos ciclos de molhagem e umedecimento nas amostras e determinou as curvas características para cada um dos ciclos (Figura 2.7).

Na Figura 2.7, a curva ABC é denominada de “curva de primeira secagem”. As curvas CDE e EFC são as curvas principais de umedecimento e de drenagem, nesta ordem. A região compreendida entre CDEFC é a região de histerese, provável área de trabalho dos materiais empregados em pavimentos. As curvas DIC e FGE, conhecidas como “*scanning curves*” primárias de secagem e umedecimento, e as curvas IJ e GH são as secundárias, de umedecimento e de secagem, respectivamente. Assim, para uma mesma umidade, a sucção será maior no processo de secagem.

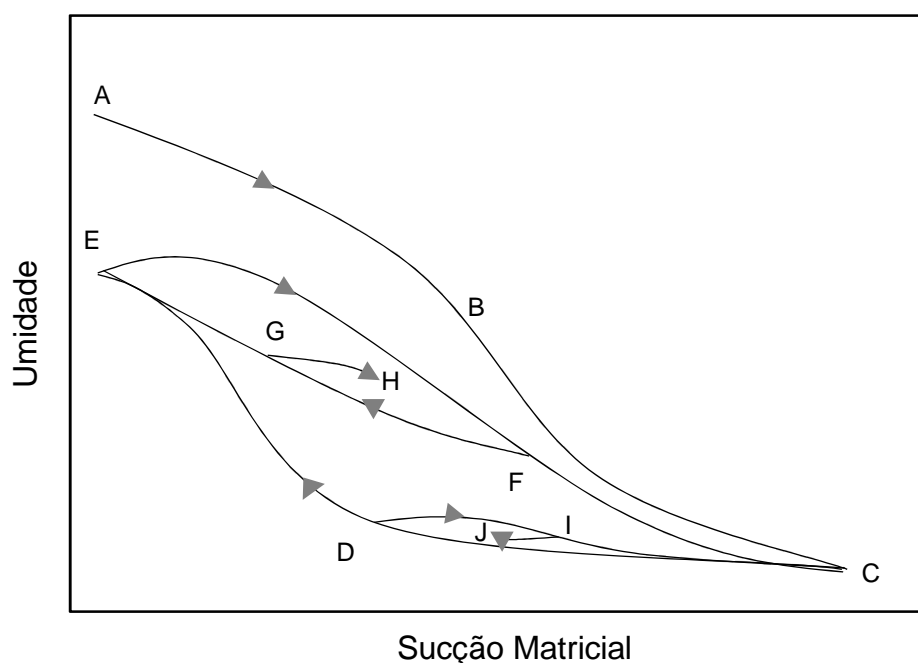


Figura 2.7: Histerese das curvas características dos solos (IWATA *et al.*, 1995).

FREDLUND e XING (1994) sugerem um procedimento gráfico (Figura 2.8) para a determinação da sucção correspondente à entrada de ar, assim como ao valor de umidade volumétrica residual (θ_r). Esta última é definida como o limite inferior a partir do qual qualquer acréscimo na sucção matricial pouco afeta os valores de umidade. Não existe ainda um consenso sobre o valor da sucção residual, mas alguns autores preferem adotar o valor de 1500 kPa. Assim é possível estimar θ_r de uma amostra seca.

No gráfico da Figura 2.8 a entrada de ar é definida como a interseção entre a reta horizontal, correspondente ao estado saturado, com a reta tangente que passa pelo ponto de inflexão da curva. A interseção desta última reta com a reta tangente à curva e que passa pelo valor de sucção de 10^6 kPa, define o valor da umidade volumétrica (θ)¹² residual, numa escala semilog.

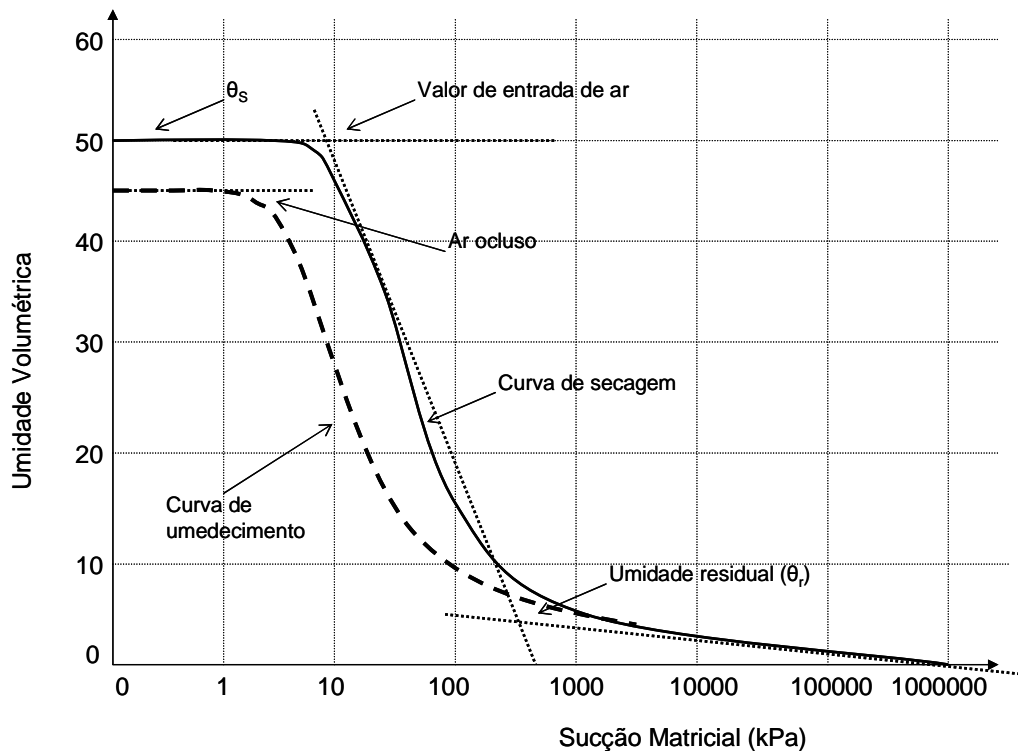


Figura 2.8: Procedimento gráfico para obtenção de pontos notáveis na Curva de Retenção (FREDLUND e XING, 1994).

Existem muitas técnicas que permitem medir ou inferir o valor da sucção. O uso da Curva Característica do material é uma grande ferramenta. Cada vez mais os ensaios estão sendo simplificados e o uso da Curva Característica tem se mostrado eficiente e rápido na avaliação de diversos aspectos do comportamento dos solos não saturados. Nesta tese, a partir do Capítulo 5, apresenta-se a utilização da Curva Característica, ou de retenção, para se inferir o valor da sucção a diversas profundidades do perfil de um pavimento rodoviário construído em um tanque-teste de concreto.

¹² Relação entre o volume de água na amostra e o volume total da amostra. Pode-se demonstrar que $\theta = \frac{U}{d}$, onde U é a umidade gravimétrica (relação entre a massa de água e a massa da amostra seca) e d a densidade do solo (g/cm^3).

2.4. O Estado de Tensão em Solos Não Saturados

O conceito da tensão efetiva estabelecido por Terzaghi em 1924 (Equação 2.6) para explicar o comportamento de solos saturados não é aplicável ao comportamento dos mesmos em seu estado não-saturado. Isto porque uma teoria para descrever o estado de tensão e ruptura de um solo não-saturado requer considerações de propriedades termodinâmicas da água nos poros, em termos de sucção, variáveis do material tais como tamanho e distribuições dos grãos, variáveis de estado como grau de saturação, e as conseqüentes forças interpartículas tais como a tensão efetiva induzida pela sucção ou tensão de sucção.

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (2.6)$$

σ' = tensão efetiva normal;

σ = tensão total normal;

u_w = poro-pressão da água.

Uma fórmula (Equação 2.7) para a tensão efetiva em solos não saturados foi inicialmente proposta por CRONEY *et al.* (1958)¹³ apud FREDLUND e RAHARDJO (1993).

$$\sigma' = \sigma - \beta' u_w \quad (2.7)$$

Em que:

σ' = tensão efetiva normal;

σ = tensão total normal;

β' = fator de união;

u_w = poro-pressão da água.

¹³ CRONEY, D., COLEMAN, J.D., BLACK, W.P.M., *Movement and Distribution of Water in Soil in Relation to Highway Design and Performance*, Water and its Conduction in Soils, Highway Research Board, Special Report, Washington, D.C., No. 40, pp. 226-252, 1958.

LU e LIKOS (2004) definem a Mecânica dos Solos Não-saturados como sendo a aplicação das leis da mecânica, hidráulica e física interfacial a problemas de engenharia que lidam com solos parcialmente saturados. Afirmam ainda que, nos solos não saturados as deformações são quase sempre causadas e governadas pelas variações na condição de umidade do solo. Concluem que as abordagens dos solos não-saturados com as bases de solos saturados são conservativas, ou seja, as resistências em solos não-saturados são maiores, para as mesmas condições.

LAMBE e WHITMAN (1976) afirmaram que a água no solo modifica a forma de associação das partículas de solo no esqueleto e influi na magnitude das forças transmitidas através deste esqueleto.

Dentre as diversas formulações para expressar a tensão efetiva em solos não saturados, a apresentada por Bishop em 1955, e publicada em 1959, é integralmente aceita pelo meio técnico, sendo representada pela seguinte expressão:

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi(u_a - u_w) \quad (2.8)$$

Na equação 2.8 tem-se:

σ' : tensão efetiva;

σ : tensão total;

u_w : poro-pressão da água;

u_a : pressão do ar;

χ : um parâmetro que depende do grau de saturação (S), conhecido como parâmetro de Bishop ($0 < \chi < 1$, $\chi = 1$ para solos saturados, recaindo na expressão de Terzaghi, e $\chi = 0$ para solos completamente secos).

A relação entre χ e S não é única e depende fortemente do tipo de solo, do seu estado e de sua trajetória de tensões, conforme observado pelo próprio Bishop.

AITCHISON (1961)¹⁴ apud FREDLUND e RAHARDJO (1993) propôs a formulação expressa pela Equação 2.9 numa conferência realizada em Londres sobre poro-pressão e sucção em solos:

$$\sigma' = \sigma + \psi p'' \quad (2.9)$$

p'' = deficiência da poro-pressão da água;

ψ = parâmetro variando de 0 a 1.

Na mesma conferência citada anteriormente JENNINGS (1961)¹⁵ apud FREDLUND e RAHARDJO (1993) também propôs uma equação para a tensão efetiva em solos não saturados, expressa pela Equação 2.10:

$$\sigma' = \sigma + \beta p'' \quad (2.10)$$

p'' = poro-pressão negativa da água tomada com valor positivo;

β = fator estatístico do mesmo tipo da área de contato, o qual pode ser medido experimentalmente.

MARINHO (2005) cita que o principal problema na aplicação da tensão efetiva em solos não saturados reside no fato de que a expressão da tensão efetiva não representa adequadamente nem o colapso nem a expansão de solos submetidos à absorção de água.

JENNINGS e BURLAND (1962)¹⁶ apud MARINHO (2005) já afirmavam que tão logo o ar entra nos poros a pressão da água passa a não agir em toda a seção transversal e o princípio proposto por Terzaghi já não pode mais ser usado.

¹⁴ AITCHISON, G.D., *Relationship of Moisture and Effective Stress Functions in Unsaturated Soils*, Pore Pressure and Suction in Soils Conference, British Nat. Soc. of Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng. At Inst. Civil Eng., pp. 47-52, Londres, 1961.

¹⁵ JENNINGS, J.E., *A Revised Effective Stress Law for use in the Prediction of the Behavior of Unsaturated Soils*, Pore Pressure and Suction in Soils Conference, British Nat. Soc. of Int. Soc. Soil Mech. Found. Eng. At Inst. Civil Eng., pp. 47-52, Londres, 1961.

¹⁶ JENNINGS, J.E., BURLAND, J.B., *Limitation to the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils*, Géotechnique, Vol. 12, pp. 125-144, 1962.

RICHARDS (1966)¹⁷ apud FREDLUND e RAHARDJO (1993) incorporou a componente sucção osmótica na equação da tensão efetiva (Equação 2.11):

$$\sigma' = \sigma - u_a + \chi_m (h_m + u_a) + \chi_s (h_s + u_a) \quad (2.11)$$

χ_m = parâmetro da tensão efetiva para a sucção matricial;

h_m = sucção matricial;

χ_s = parâmetro da tensão efetiva para a sucção osmótica;

h_s = sucção osmótica.

AITCHISON (1965a)¹⁸ apud FREDLUND e RAHARDJO (1993) apresentou uma formulação (Equação 2.12) para a tensão efetiva considerando a sucção osmótica ligeiramente diferente daquela apresentada por RICHARDS (1966).

$$\sigma' = \sigma + \chi_m p_m'' + \chi_s p_s'' \quad (2.12)$$

p_m'' = sucção matricial ($u_a - u_w$);

p_s'' = sucção osmótica;

χ_s e χ_m = parâmetros do solo normalmente entre 0 e 1, os quais são dependentes da trajetória de tensão.

WHEELER e KARUBE (1995) apresentam os diferentes modos de ação da sucção e da tensão externa. Na Figura 2.9 é apresentada a idealização de um solo não saturado representado por duas partículas esféricas. Neste exemplo a pressão do ar é a atmosférica e a pressão na água do menisco no contato entre as partículas é negativa. Uma tensão externa (σ) aplicada no contorno de um elemento de solo contendo diversas partículas irá produzir, nos contatos das partículas, tanto tensão normal quanto tangencial, mesmo que o estado de tensão externo seja isotrópico. Portanto, se a tensão

¹⁷ RICHARDS, B.G., *The Significance of Moisture Flow and equilibria in Unsaturated Soils in Relation to the Design of Engineering Structures Built on Shallow Foundations in Australia*, Symp. On Permeability and Capillary, Amer. Soc. Testing Materials, Atlantic City, New Jersey, 1966.

¹⁸ AITCHISON, G.D., *Soil Properties, Shear Strength, and Consolidation*, Proc. 6th Conf. Soil Mech. Found. Eng., Vol. 3, pp. 318-321, Montreal, Canadá, 1965.

externa é suficientemente aumentada, a força tangencial nos contatos poderá causar deslizamentos entre partículas e deformação plástica. Por outro lado, o efeito da sucção produz apenas um aumento da tensão normal nos contatos. Conclui-se assim que o aumento da sucção irá produzir apenas um aumento da força normal nos contatos, reduzindo a tendência de deslizamento entre partículas. Daí a razão da última parcela positiva na Equação 2.2 (devida a Bishop) relativa à tensão efetiva.

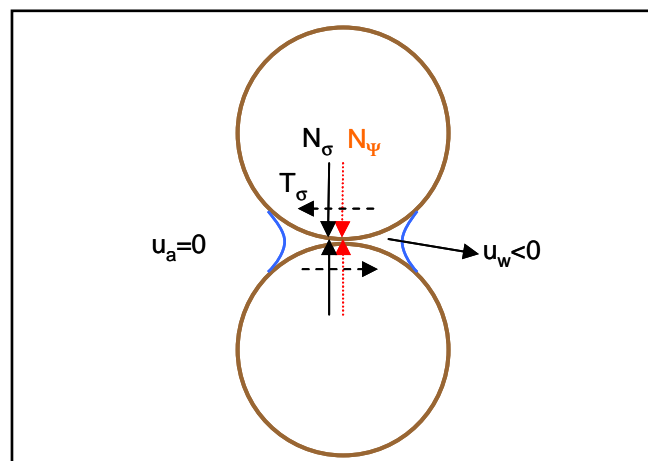


Figura 2.9: Influência da tensão externa e da sucção nas forças interpartículas (WHEELER e KARUBE,1995).

Na Figura 2.9 os símbolos mostrados são:

N_σ : Componente intergranular normal devido à tensão externa;

T_σ : Componente intergranular tangencial devido à tensão externa;

N_ψ : Componente intergranular normal devido à sucção.

Assim, define-se Força de Sucção como a força interpartícula gerada numa matriz de grãos não-saturados devido ao efeito da pressão negativa da água dos poros. O efeito macroscópico é o aumento da pressão entre os grãos como uma sobrecarga (LU e LIKOS, 2004).

2.4.1. Avaliação das tensões no interior de massa de solo – Utilização de Células de Carga ou Células de Tensão Total

DUNNICLIFF e GREEN (1993) dividem as medições de tensões totais em solos em duas categorias:

- Medições no interior de uma massa de solo; e,
- Medições na face de um elemento estrutural.

Os autores afirmam que a principal razão para se usar células de pressão são confirmar considerações de projeto e fornecer informações que aperfeiçoem futuros projetos.

Outra importante conclusão dos autores é que a maioria das células de pressão é dimensionada para medir pressões estáticas ou com variações muito lentas. Quando as células são requeridas para se medir cargas dinâmicas ou sísmicas, elas devem ser projetadas de modo a possuírem resposta suficientemente rápida.

DUNNICLIFF e GREEN (1993) e DANZIGER (2008) concordam que tentativas de se medir tensões totais numa massa de solo são carregadas de erros resultantes de acomodação imprópria, ou seja, a presença da célula em si e o método de instalação geralmente usado criam alterações significativas no estado de tensão no entorno da mesma. É difícil e caro conceber uma célula com módulo elástico similar ao do solo a ser medido. É também muito difícil instalar a célula no campo e garantir que o material ao seu redor, assim como aquele em íntimo contato com as faces da mesma possua a mesma densidade da massa de solo.

DUNNICLIFF e GREEN (1993) comentam o quanto é difícil e caro executar uma verdadeira e representativa calibração em laboratório a fim de se determinar a resposta da célula e o fator de calibração. Afirmam ainda ser praticamente impossível medir tensão total com boa acurácia. Isto porque medições de tensão total num ponto da massa de solo requerem:

- Uma célula de tensão total que não altere consideravelmente o estado de tensão em seu entorno devido à sua presença (conformação);

- Uma área sensitiva suficientemente grande para evitar desuniformidades locais;
- Sensibilidade mínima para aterros não uniformes;
- Um método de instalação que não altere significativamente o estado de tensão.

A Tabela 2.5 mostra os principais fatores que afetam as medições com células de tensão.

Tabela 2.5: Principais Fatores que afetam medições com células de carga e seus métodos de correção (DUNNICLIFF e GREEN, 1993).

Fatores	Descrição do Erro	Método de Correção
<i>Razão entre espessura e diâmetro</i>	A espessura da célula altera o campo ao redor da mesma	Use células relativamente finas ($T/D < 1/10$)
<i>Razão entre a rigidez do solo e da célula</i>	Pode causar medidas além ou aquém da real. O erro mudará se a rigidez do solo alterar.	Projetar células para alta rigidez e utilizar fator de correção.
<i>Tamanho da célula</i>	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).
<i>Comportamento tensão-deformação do solo</i>	Medidas influenciadas pelas condições de confinamento.	Calibrar as células em condições próximas às de uso.
<i>Efeitos de instalação</i>	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.
<i>Excentricidade, não uniformidade e carregamentos pontuais</i>	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 com espessuras texturizadas preferencialmente a outros tipos. Tomar bastante cuidado em uniformizar ao máximo o local de assentamento da célula.
<i>Proximidade de estruturas e outros instrumentos de aterro</i>	Interações com campos de tensão de instrumentos e estruturas próximas causam erros.	Usar o espaçamento adequado.
<i>Orientação da célula (dependendo da célula)</i>	Alterar a orientação enquanto instala causa mudança de leitura	Usar método de instalação que minimize alterações de orientação. Adaptar medidores de ruído às células.
<i>Concentração de tensões normais na base da célula</i>	Causa super ou sub-registros dependendo da rigidez da célula relativamente ao solo.	Para células diafragma usar anel de redução da área sensível ($d/D = 0,6$). Para células hidráulicas, usar fina camada de líquido.
<i>Tensões de instalação</i>	Excesso de tensão durante a compactação do solo pode permanentemente causar danos à célula.	Checar a célula e o projeto do transdutor para a tensão esperada. Células hidráulicas com transdutores pneumáticos possuem capacidade maior de sobrecarga.
<i>Corrosão e umidade</i>	Pode causar falha na célula por danificar	Usar materiais apropriados e à prova d'água.

	seus componentes.	
<i>Temperatura</i>	Alterações de temperatura causam alterações de leitura.	Projetar células para o mínimo de sensibilidade à temperatura. Se oscilações de temperatura são esperadas, medir as temperaturas e aplicar fator de correção na calibração.
<i>Medidas de tensão dinâmicas</i>	Tempo de resposta, frequência natural e inércia da célula causam erros.	Usar tipos apropriados de células e transdutores juntos com calibração dinâmica.
<i>Deflexão da face ativa</i>	Excessiva deflexão da face ativa altera a distribuição da tensão pela célula devido ao arqueamento.	Projetar células para deflexões baixas: para células diafragma, o diâmetro do diafragma/deflexão do diafragma no centro > 2000-5000; para células hidráulicas, usar fina camada de líquido.

DUNCAN e SEED (1986) afirmam que, não obstante o grande número de pesquisas em escala real realizadas nos últimos 50 anos, dos níveis de tensões e deformações induzidas pela compactação, os dados existentes ainda são de uso limitado. Os recentes avanços das técnicas de medição de pressão “*in situ*” são insuficientes para se obter medidas com acurácia maior que 20%, mesmo sobre condições ideais. Os autores ressaltam, entretanto, a existência de um banco de dados suficientemente grande para se obterem procedimentos analíticos de cálculo da tensão e deformação induzidas pela compactação.

GONÇALVES (2002), a partir de instrumentação e ensaios acelerados afirma que há inúmeras dificuldade em se obter medidas confiáveis de tensões verticais e horizontais no interior das camadas do pavimento. Tais dificuldades devem-se principalmente aos seguintes aspectos:

- A relação existente entre a rigidez da célula de tensão total e a rigidez do solo;
- Uso de técnicas inadequadas de instalação dos instrumentos.

O citado autor expõe a opinião de alguns pesquisadores 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.

O autor discute ainda, com relação à instalação de sensores em camadas de pavimento para registros de tensão e deformação, que a mesma pode ser realizada

durante ou após a conclusão do processo construtivo, mas alerta que a instalação durante a fase de construção permite um melhor desempenho dos instrumentos. O autor chama atenção para algumas características necessárias na seleção dos instrumentos:

- Os instrumentos devem possuir fiação sem emendas;
- Os sensores precisam ter rigidez mínima para assegurar bom desempenho, no entanto não devem introduzir níveis de tensão nos materiais;
- Os sensores devem possuir durabilidade, acurácia, repetibilidade, magnitude das respostas, resistência mecânica (para resistir à construção), configuração geométrica, vida de fadiga e estabilidade adequados ao local e tipo de medida a ser realizada.

Adicionalmente às dificuldades elencadas anteriormente, o uso de células de tensão total em pavimentos, possui ainda dois desafios:

- Adaptação à velocidade que ocorrem as solicitações de carga, da ordem de décimo de segundo;
- Materiais suficientemente resistentes para suportarem os esforços da compactação na época de construção.

Apesar de todas estas ponderações optou-se, nesta tese, pela instalação de células de carga no tanque-teste simplesmente como um meio para analisar as reduções das tensões com a profundidade e com o afastamento da vertical que passa pelo centro da carga. Os resultados serão apresentados no Capítulo 5.

Capítulo 3

Revisão Bibliográfica - A Questão da Umidade, da Sucção e da Poro-pressão em Pavimentos Rodoviários

3.1. A Água no Pavimento

O efeito indesejado da presença da umidade na diminuição das propriedades mecânicas de interesse da engenharia rodoviária não é preocupação recente dos engenheiros. Projetos e construções de pavimentos são elaborados com a intenção de evitar o contato danoso da água à estrutura do mesmo. Pode-se afirmar serem a umidade e a temperatura as duas variáveis ambientais que mais significativamente afetam as propriedades das camadas e do subleito do pavimento e, conseqüentemente, a capacidade da estrutura de suportar o carregamento imposto pelo tráfego.

A água penetra no pavimento de várias maneiras. A origem dessa água pode ser diretamente da própria precipitação pluviométrica ou através do meio circundante à estrutura do pavimento (infiltração lateral ou ascensão de águas subterrâneas).

A Figura 3.1 mostra um esquema das possibilidades gerais de entrada de água no pavimento.

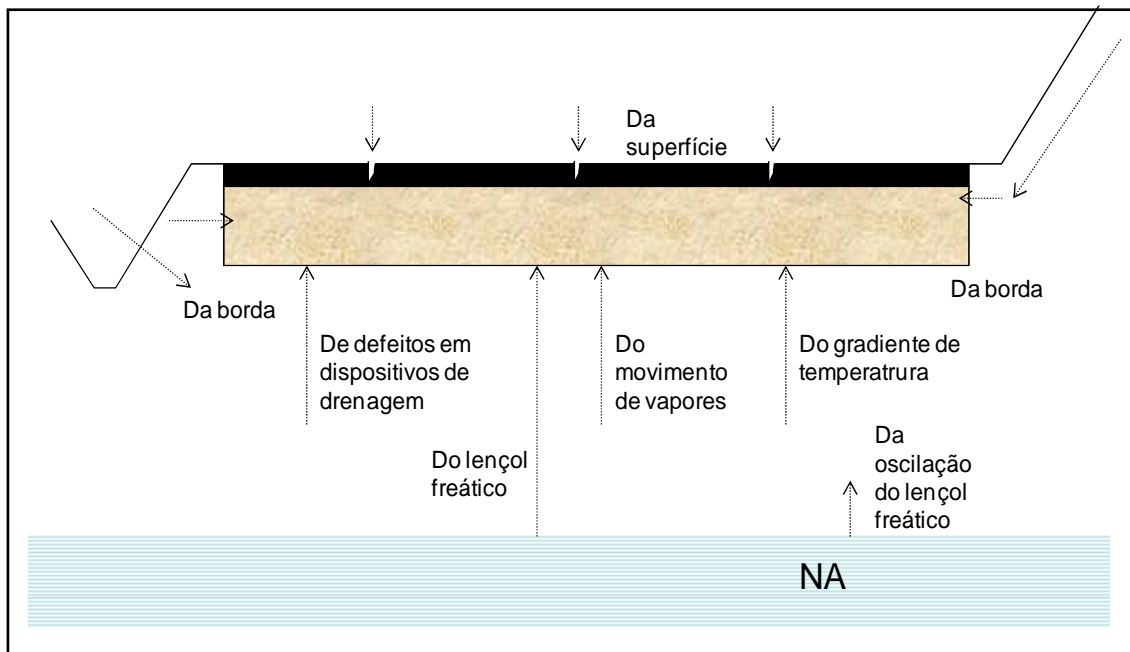


Figura 3.1: Possíveis acessos de água no pavimento.

Inúmeros autores, entre eles SWEERE (1990), MOTTA (1991), DAWSON *et al.* (1996), HORNYCH *et al.* (1998), KOLISOJA *et al.* (2002), YANG *et al.* (2005) e LIANG e RABAB'AH (2007) constataram a conseqüente redução do módulo resiliente pelo aumento do teor de umidade.

Devem-se sempre considerar as diferenças climáticas e suas conseqüências no comportamento mecânico dos pavimentos conforme o clima em que o mesmo está inserido. As variações sazonais em países de clima temperado decorrem não só da precipitação pluviométrica como também das baixas temperaturas apresentadas, as quais podem congelar a água do solo. Esta mesma água, durante o degelo primaveril satura o material subtraindo muito de sua rigidez, o que é detectado por grandes variações de deflexões medidas em campo.

Outro efeito das baixas temperaturas é que a água apresenta sua máxima densidade a 4°C; ao congelar (0°C) sua estrutura molecular é, então, expandida, fazendo com que as altas pressões induzidas tenham o efeito desagregador da estrutura do solo (MEDINA, 2008).

LU e LIKOS (2004) afirmam que as condições atmosféricas, tais quais a umidade relativa, temperatura, velocidade do vento e precipitação, agem para influenciar mudanças transientes na permeabilidade e distribuição da água superficial presente nos poros.

Os autores citados acima concluem que a distribuição vertical da sucção matricial em um aterro não saturado (como é o caso dos pavimentos) depende entre outros fatores das propriedades hidrológicas estabelecidas pela Curva Característica do material e condutividade hidráulica, dos fatores ambientais e geométricos e do nível do lençol freático.

MOTTA (1991) estabelece que o clima é um dos fatores que mais afeta o desempenho de um pavimento. Esta influência se dá por diversos mecanismos, tais como a intemperização dos materiais, a alteração dos módulos resilientes ou ainda a alteração das umidades de equilíbrio. A temperatura do ar atua diretamente nas propriedades resilientes dos materiais asfálticos devido à natureza viscosa dos ligantes, fato não observado nos materiais constituintes das demais camadas do pavimento.

MOTTA (1991) conclui ainda que a precipitação age aumentando a umidade nas camadas inferiores do pavimento, significando uma variação no comportamento resiliente, fato que já não ocorre no revestimento asfáltico, onde a água atua apenas intemperizando os materiais constituintes das misturas.

SADASIVAM e MORIAN (2006) realizaram análise de sensibilidade dos efeitos da profundidade do nível do lençol freático no desempenho de pavimentos americanos para seis diferentes tipos de solo, em especial de materiais granulares e solos de subleito. Os autores buscaram determinar a significância do nível do lençol freático utilizando as previsões de desempenho de pavimentos existentes no software NCHRP 1-37. Os parâmetros de desempenho considerados foram as trincas de cima para baixo, de baixo para cima e os afundamentos das trilhas de roda. A deformação do subleito foi comparada com o modelo de Ayres. Neste estudo dois tipos de estrutura de pavimento foram analisadas utilizando-se o *software* NCHRP 1-37 para um período de projeto de 20 anos. Os locais dos estudos foram Youngsville e Pittsburgh na Pennsylvania. Os níveis de NA considerados foram 1,52 m; 3,05 m; 6,10 m e 9,15m, e os solos foram classificados pelo método de classificação da AASHTO como A-2-4, A-3, A-4, A-5, A-6 e A-7-5. Os valores dos módulos resilientes eram os assumidos pelo próprio guia do *software*, de acordo com o tipo de solo e NA.

A estrutura do pavimento de Youngsville era constituída por 4 camadas de concreto asfáltico sobre uma camada de concreto de cimento e sobre o subleito. Três tipos de subleito foram considerados neste estudo (A-3, A-2-4 e A-5).

A estrutura do pavimento de Pittsburgh consistia de três camadas de concreto asfáltico sobre um pavimento de concreto de cimento fraturado com 20,3 cm, uma sub-base de pedra britada e subleito (A-4, A-6 e A-7-5).

Para as condições do experimento, os autores concluíram que:

- O NA é um fator do meio ambiente que afeta substancialmente o desempenho do pavimento;
- O nível do lençol freático sazonal, ou seja, aquele medido a cada época do ano é mais influente nos efeitos dos parâmetros de desempenho do que o nível do lençol freático constante;

- Com a elevação do NA, o trincamento da superfície de cima para baixo diminui, enquanto a fissuração por fadiga na base do revestimento aumenta;
- O NA não influi significativamente no afundamento de trilha de roda do revestimento, considerando apenas a parcela da mistura asfáltica;
- A deformação permanente do subleito é muito sensível à variação do NA, dependendo do tipo de material (silte ou argila). De maneira geral a deformação permanente do subleito aumenta a medida que o NA se aproxima da superfície. Este comportamento foi observado para todos os tipos de material do subleito. Tendo o modelo de Ayres como parâmetro de comparação, os autores afirmam que a deformação permanente do subleito obtida pelo software NCHRP 1-37 é sub-avaliado para solos siltosos e arenosos quando o nível do lençol freático se encontra acima de 3,05m. Para solos argilosos essa anomalia não ocorre.

MEDINA e MOTTA (2005) citam o Índice de Umidade (Im) – Thornthwaite Moisture Index (TMI) como um indicador do balanço hídrico anual num solo natural e sugerem que em regiões com IM entre 20 e 100 (clima úmido e úmido-perúmido) o equilíbrio da umidade no solo e eventualmente nas camadas do pavimento podem oscilar bastante a partir da construção da rodovia.

MEDINA (2008) cita algumas curiosidades acerca do Índice de Thornthwaite. Tal índice quantifica o equilíbrio hídrico de solos de diferentes capacidades de retenção de água em função da pluviometria e da temperatura do ar, mês a mês.

MEDINA (2008) obteve diretamente do pesquisador C.W. Thornthwaite, do Drexel Institute of Technology, laboratório de Climatologia, Centertown, New Jersey, as publicações da década de 40 e 50 as quais incluíam as tabelas desenvolvidas para o cálculo do índice de umidade. Baseado nesta metodologia, cita uma curiosidade: a cidade de Belém do Pará é de clima úmido-perúmido e possui um TMI de +80; e Curitiba, ao sul do país, possui um TMI de +75. Isto se dá porque o equilíbrio hídrico depende conjuntamente da pluviosidade e do regime de temperaturas atmosféricas ao longo do ano. A pluviosidade mensal máxima é de 200 mm em janeiro em Curitiba e

450 mm em março na cidade de Belém; mas a evapotranspiração varia de 100 mm a 50 mm em Curitiba e é quase constante e igual a 120 mm em Belém.

Os autores citados comentam ainda que a oscilação do lençol freático em razão do acesso da água de chuva (seja por defeitos de superfície ou pela lateral de rodovias com acostamento não revestido) pode acarretar variações da umidade do subleito, caso o lençol se encontre a pequena profundidade (cerca de 1 metro ou menos).

MEDINA e MOTTA (2005) mostram a pesquisa PAEP, de avaliação estrutural em pavimentos, desenvolvida pelo IPR de 1979 a 1983, a qual contemplou o estudo da sazonalidade das deflexões medidas em provas de carga com rodas pneumáticas de caminhão nos estados da Paraíba, Pernambuco, Alagoas, Bahia, Goiás, Minas Gerais, Rio de Janeiro, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Concluiu-se do referido estudo que a maioria dos solos possuía umidades de equilíbrio abaixo da ótima do ensaio Proctor nos solos do subleito, porém em alguns casos a umidade de equilíbrio apresentou-se maior que a de compactação. Vale ressaltar ainda que ambientes com clima perúmido (região amazônica) e alguns pontos da região centro-oeste (pantanal) não foram contemplados no citado estudo, e são regiões onde, por força da grande umidade relativa do ar e de altos índices pluviométricos, tendem a apresentar elevados teores de umidade de equilíbrio das camadas do pavimento ou, ainda, grandes e freqüentes variações dos mesmos. Esta é uma das motivações principais da presente pesquisa.

O efeito do teor de umidade no comportamento resiliente de solos argilosos foi estudado pela primeira vez no Brasil por SVENSON (1980). O módulo de resiliência é o principal fator considerado nos métodos racionais ou mecanísticos de projetos de pavimentos.

DAWSON *et al.* (1996) estudaram o comportamento de materiais granulares em altos níveis de saturação, reportando uma notável dependência do módulo de resiliência com o teor de umidade, com o valor do módulo diminuindo com o aumento da saturação. Os autores concluíram ainda que, em moldagens abaixo do teor de umidade ótimo a rigidez tende a aumentar com o aumento do teor de umidade na moldagem, aparentemente devido ao aumento do nível de sucção advinda de um melhor arranjo do esqueleto do solo, redução dos vazios e formação de canalículos. A partir do teor de

umidade ótima, o aumento da poro-pressão induz a um comportamento oposto, ou seja, a rigidez e a sucção diminuem com o aumento da umidade.

HICKS e MONISMITH (1971) mostraram que o valor do módulo de resiliência diminui a uma taxa constante quando o teor de umidade aumenta acima de seu valor ótimo. Materiais granulares saturados desenvolvem excesso de poro-pressão sob carregamento repetido. Quando se desenvolvem poro-pressões, as tensões efetivas no material diminuem com uma consequente redução na resistência ao cisalhamento e na rigidez do material.

Uma vertente de pesquisadores acredita que não é o grau de saturação que influencia o comportamento resiliente do solo, e sim a forma como a água se apresenta no material, seja apenas presente nos agregados lubrificando o contato entre eles, ou seja em excesso nos vazios do solo. Por exemplo, um estudo desenvolvido por RAAD *et al.* (1992) demonstrou que o efeito da umidade no comportamento resiliente de agregados é mais significativo em agregado bem graduado e com bastante presença de finos, por facilitar que a água fique presa no interior dos poros, do que em materiais uniformemente graduados, os quais permitem uma drenagem mais rápida da água.

A AASHTO recomenda, desde 1986, o módulo resiliente como propriedade característica dos materiais empregados em pavimentação, o qual está submetido às variações sazonais conforme a suscetibilidade dos materiais constituintes das camadas do pavimento à variação da umidade. Anteriormente a esta data todas as versões do guia de dimensionamento da AASHTO eram baseadas em equações de desempenho empíricas fundamentadas no CBR dos materiais, limitadas às condições desenvolvidas no *AASHTO Road Tests*, na década de 50. Após esta data, até 1993 as equações, embora ainda empíricas, passaram a se basear nos valores do módulo resiliente.

O *AASHTO Road Tests* foi uma série de experimentos de campo conduzidos no estado americano de Illinois, entre 1958 e 1960. Um estudo onde se avaliou um total de 10 trechos experimentais, sob cargas de eixo simples variando de 9,0 KN até eixo tandem de 215 KN, num total de 1.114.000 passagens de carga.

O que se buscava era o aspecto funcional do pavimento, como deformações permanentes e afundamentos de trilhas de roda, através do PSI (*Present Serviceability Index*), o qual varia de 0 a 5, sendo 5 a condição de excelência. Dependendo do volume

de tráfego, quando o PSI atinge um determinado valor surge, então, a necessidade de reabilitação do pavimento.

A equação original obtida a partir dos resultados *AASHO Road Tests*, encontra-se expressa pela Equação 3.1, que correlaciona a carga de eixo de 80 KN com a espessura das camadas do pavimento e o subleito:

$$\log(W_{t18}) = 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left[\frac{4,2 - P_t}{4,2 - 1,5}\right]}{0,40 + \left[\frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}\right]} \quad (3.1)$$

W_{t18} = número total de aplicação de carga de 80 KN ao final do período de tempo t;

SN = número estrutural do pavimento;

P_t = índice de serventia final do pavimento.

Como o tipo de solo utilizado no estudo original do *AASHO Road Test* contemplava apenas o A-6 (pela classificação HRB), adicionou-se um termo de suporte do solo (S_i) para torná-la válida para outros tipos de materiais. Incorporou-se também um fator denominado de fator regional (R), para a consideração de outros tipos de clima diferentes daquele encontrado no local dos testes iniciais. Tais alterações resultaram na formulação expressa pela Equação 3.2:

$$\log(W_{t18}) = 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left[\frac{4,2 - P_t}{4,2 - 1,5}\right]}{0,40 + \left[\frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}\right]} + \log\left(\frac{1}{R}\right) + 0,372 \cdot (S_i - 3,0) \quad (3.2)$$

W_{t18} = número total de aplicação de carga de 80 KN ao final do período de tempo t;

SN = número estrutural do pavimento;

P_t = índice de serventia final do pavimento;

R = fator climático regional;

S_i = valor de suporte do solo.

Em 1986, no Guia de Dimensionamento da AASHTO, o valor de suporte (S) do solo foi substituído pelo módulo de resiliência efetivo (M_R) do subleito, resultando na Equação 3.3:

$$\log(W_{t18}) = 9,36 \cdot \log(SN + 1) - 0,20 + \frac{\log\left[\frac{4,2 - P_t}{4,2 - 1,5}\right]}{0,40 + \left[\frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}\right]} + 2,32 \cdot \log(M_R) - 8,07 \quad (3.3)$$

W_{t18} = número total de aplicação de carga de 80 KN ao final do período de tempo t;

SN = número estrutural do pavimento;

P_t = índice de serventia final do pavimento;

M_R = módulo de resiliência efetivo do subleito.

A introdução do módulo resiliente efetivo do subleito na Equação 3.3 eliminou o Fator Regional (R) e esse valor de (M_R) a ser usado é tal que produza a mesma quantidade de danos anual à estrutura do pavimento quando comparado com o dano obtido com o uso de diferentes módulos do subleito determinados ao longo do ano. Esse dano relativo (u_f) é calculado, segundo o guia da AASHTO de 1986, por meio da Equação 3.4:

$$u_f = 1,18 \cdot 10^8 \cdot M_r^{-2,32} \quad (3.4)$$

u_f = dano relativo;

M_r = módulo de resiliência.

Assim com um valor de dano individual para um determinado valor de módulo resiliente, obtém-se o valor médio dos danos para cada valor de módulo resiliente apresentado pelo subleito em um ano. Com esse valor médio dos danos obtém-se o módulo resiliente efetivo, estimado a partir de ábacos ou por intermédio da Equação 3.5:

$$M_R = 3005 \overline{u_f}^{-0,431} \quad (3.5)$$

$\overline{u_f}$ = dano relativo médio;

M_R = módulo de resiliência efetivo.

Uma série de pesquisas vêm sendo desenvolvidas no sentido de se avaliar a variação sazonal do módulo de resiliência, ou seja, a influência da variação de umidade no módulo de resiliência, constituindo-se esta a característica mecânico-empírica do Guia de Dimensionamento da AASHTO até a versão de 1993 conduzida pelas expressões 3.3 a 3.5.

A partir de 2000 foi desenvolvido o projeto NCHRP 1-37A (Guide for Mechanistical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures), o qual teve seu relatório final apresentado em 2004 com o novo Guia de Dimensionamento da AASHTO para pavimentos novos e reabilitados (não incluídos nos procedimentos do *AASHTO Road Tests*), flexíveis ou rígidos. Este guia é baseado em procedimentos de projetos de pavimentos que usam tecnologias mecanísticas-empíricas existentes, incluindo metodologias para calibração, validação e adaptação às condições locais. O guia emprega parâmetros de projetos comuns para tráfego, meio ambiente e segurança para todos os tipos de pavimento. São fornecidas recomendações para a estrutura (espessura e materiais das camadas) de pavimentos novos e reabilitados, incluindo procedimento para seleção de espessura das camadas do pavimento, tratamentos de reabilitação, drenagem sub-superficial e estratégias de melhoria de fundação. Inclui-se ainda, opcionalmente, uma análise de ciclo de vida.

O NCHRP 1-37A (2004) afirma que quanto maior o teor de umidade menor é o módulo de resiliência dos materiais não-tratados. Mas define a atuação da umidade de duas maneiras diferentes:

- Afetando o estado de tensões através da sucção, possibilitando que materiais grossos ou finos possuam um aumento de até 5 vezes no módulo com a secagem dos mesmos;

- Destruindo a cimentação entre as partículas do solo quando do degelo primaveril, criando vazios na matriz do material, afetando assim a estrutura do mesmo.

Para TAKEDA (2006) alguns dos motivos da grande aceitação desse guia são relacionadas às limitações das versões anteriores, das quais citam-se:

- A não consideração de procedimentos de projeto para reabilitação;
- A dificuldade de se considerar as diferenças climáticas no desempenho dos pavimentos com relação àquela localidade original dos testes do *AASHO Road Tests*;
- A utilização de apenas um tipo de subleito;
- Apenas uso de bases granulares não estabilizadas (para pavimentos flexíveis incluiu o uso de base estabilizada quimicamente);
- A enorme mudança sofrida pela frota de veículos entre a década de 50 e os dias atuais, assim como as cargas dos mesmos;
- Materiais e métodos construtivos da época do *AASHO Road Test*;
- Não havia drenagem sub-superficial;
- Curta duração dos testes (2 anos), não contemplando os efeitos de longo prazo do clima e do envelhecimento dos materiais.

Como nesse guia os efeitos mecânicos do clima, do envelhecimento dos materiais, das cargas atuais dos veículos e adição de materiais modernos são melhor considerados, variações de desempenho durante a vida útil do pavimento são menos esperadas, trazendo maior efetividade ao projeto.

O projetista inicialmente considera as condições locais (tráfego, clima, subleito, as condições do pavimento existente no caso de reabilitação) e as condições de construção, chegando a um dimensionamento inicial para o pavimento novo ou reabilitado. A partir daí, uma análise cíclica se inicia avaliando a adequação da tentativa inicial, devendo ser revisada caso a mesma não atenda aos critérios de desempenho adotados, repetindo-se o processo de avaliação quantas vezes forem necessárias.

Assim, o projetista possui liberdade de escolher, entre as condições existentes no local, características de projeto e materiais, otimizando e conferindo maior confiança ao projeto com relação a defeitos específicos.

O guia requer uma caracterização dos materiais baseada nas características de deformabilidade como resposta a determinado estado de tensão. No sistema mecanístico-empírico do guia as propriedades adotadas são o módulo de resiliência (MR) e o coeficiente de Poisson (μ) para cada camada do pavimento. Há também critérios de aceitação a serem conhecidos associados a alguma medida de resistência (cisalhamento, compressão ou ruptura) ou à manifestação de algum defeito (deformação permanente, fadiga, etc.).

O guia estabelece uma hierarquia, por níveis de acurácia esperada, para a seleção dos parâmetros de projeto relacionados ao tráfego, materiais e meio ambiente expressa pelo esquema indicado na Figura 3.2.

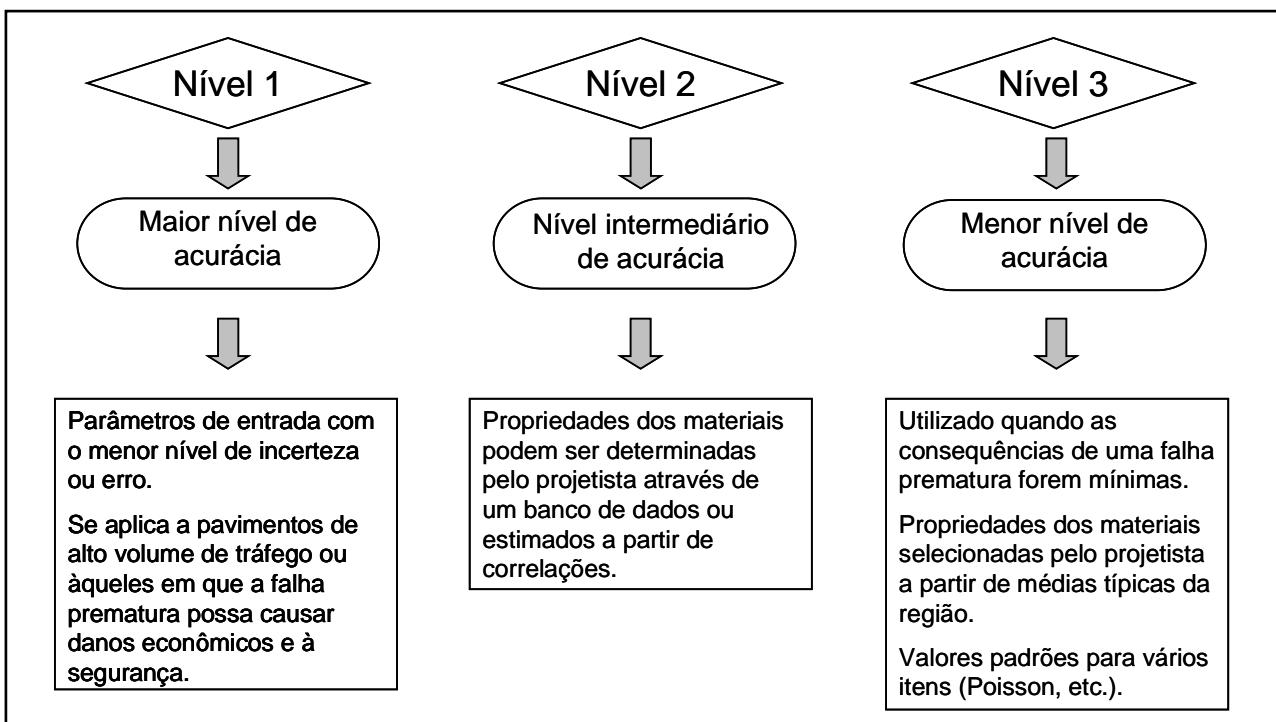


Figura 3.2: Níveis de acurácia esperada para a seleção de projetos do guia da AASHTO (TAKEDA, 2006).

O módulo de elasticidade é tido como módulo de resiliência para o caso de materiais de bases não-tratadas, sub-bases e subleitos a partir de um modelo não-linear.

O guia da AASHTO possui uma ferramenta de modelagem climática chamada *Enhanced Integrated Climatic Model* – EICM, constituindo-se de um programa que simula alterações no comportamento e características do pavimento e materiais de subleito em conjunto com as condições climáticas ao longo de vários anos de operação.

O EICM possui a capacidade de calcular e prever as seguintes informações ao longo de todo o perfil do pavimento (flexível ou rígido):

- Temperatura;
- Fatores de ajuste do módulo de resiliência;
- Sucção;
- Teor de água;
- Profundidades de congelamento e descongelamento;
- Inchamento provocado pelo congelamento; e,
- Desempenho da drenagem.

Alguns dos efeitos ambientais em materiais de pavimentação citados no NCHRP (2004) estão relacionados abaixo.

- Os valores dos módulos de materiais asfálticos variam de 14.000 a 21.000 MPa nos meses mais frios a algo em torno de 700 MPa nos meses mais quentes do ano, em função do tipo de ligante;
- Quanto maior a umidade em materiais não estabilizados, menor será seu módulo de resiliência. A presença da água pode tanto afetar o estado de tensão com a alteração na sucção ou afetar a estrutura do solo destruindo a cimentação entre as partículas;
- Quando o material é estabilizado com algum tipo de ligante (asfáltico ou não) não são afetados diretamente pela presença de água, embora esta possa, ao longo do tempo, afetar a integridade estrutural de materiais estabilizados com cimento ou acelerar o desgaste em misturas asfálticas.

LIANG *et al.* (2007) concluíram que fatores ambientais, tais como precipitação, temperatura, ciclos de gelo-degelo e profundidade do lençol freático são os principais fatores, em adição ao tráfego, que exercem maior influência no desempenho do pavimento. Os autores analisaram as respostas obtidas pelo software EICM (*Enhanced Integrated Climatic Model*) em comparação com medições de campo em diferentes materiais de bases drenantes nas rodovias de Ohio. Constataram ainda que:

- O EICM mostrou boa capacidade de prever o teor de umidade no interior do pavimento. Esta capacidade foi boa para os materiais de base e sub-base. Para os materiais de subleito foi encontrada uma pequena variação entre as medições pelo EICM e os resultados de campo. Melhoria na acurácia da previsão do teor de umidade pode ser encontrada dividindo o subleito em subcamadas, cada uma das quais com suas propriedades obtidas de medição no campo, incluindo densidade seca e teor de umidade inicial. Melhor desenvolvimento do EICM é necessário no que diz respeito à previsão do aumento do teor de umidade durante o degelo primaveril.
- São três as principais entradas relacionadas às propriedades térmicas dos ligantes utilizadas no programa: a absorção de ondas curtas pela superfície, condutividade térmica e capacidade térmica. A previsão da temperatura pelo EICM não foi significativa, particularmente para perfis de temperatura próximos à superfície do pavimento. A análise de sensibilidade mostrou que a absorção de ondas curtas em materiais de pavimentação é a propriedade térmica mais crítica para a previsão acurada da temperatura;
- A capacidade do EICM de prever a profundidade do congelamento mostrou ser boa para as seções do pavimento construídas com materiais de base coesivos e permeáveis. Entretanto, foi difícil encontrar boas previsões para seções de pavimento construídas com materiais de base com graduação aberta e não coesivos. Os autores recomendam um melhor desenvolvimento da capacidade do modelo na previsão da profundidade de congelamento, no intuito de servir para diferentes tipos de materiais de base de graduação aberta.

NAKASHIMA *et al.* (2008), preocupados com as consequências danosas das frequentes enchentes urbanas no Japão, estudaram 3 estruturas típicas que visam a redução do escoamento de pico e dos efeitos de longas precipitações pluviométricas: a) pavimentos permeáveis, b) vala de infiltração e c) a combinação de ambas. No entanto os autores se referem a alguns problemas oriundos das soluções acima adotadas:

- A ação do tempo na capacidade de infiltração e o método de recomposição desta;
- O efeito da infiltração de água na durabilidade do pavimento e na estabilidade do material;
- A poluição do solo e do lençol freático por substâncias carregadas pela água das chuvas.

Os estudos de NAKASHIMA *et al.* (2008) se concentraram na segunda consequência da adoção de soluções de drenagem em pavimentos urbanos, ou seja, a influência da presença da umidade na vida útil dos pavimentos. Os autores realizaram dois tipos de ensaios: a) injeção de água num modelo de vala de infiltração para verificação da magnitude da área saturada, e b) medição das alterações nas características elásticas do subleito frente a um aumento do grau de saturação utilizando um FWD (*Falling Weight Deflectometer*) portátil.

Para o estudo da área saturada no entorno da vala de infiltração, os autores procederam à execução de uma vala de infiltração num tanque de concreto. Esta vala possuía um tubo perfurado com 40,0 cm de diâmetro, envolto em britas com 20 a 30 mm de tamanho e envelopados com uma manta-filtro. Três tipos de material de subleito foram ensaiados, com coeficientes de permeabilidades distintos, e analisadas as magnitudes das regiões saturadas no entorno da vala de infiltração, medidas com medidores de umidade *in situ*. Os resultados mostraram que o avanço da saturação se dá a até 3,5 metros da vala de infiltração após 5 horas de chuva para os três materiais ensaiados.

Para a análise da variação da capacidade de suporte dos materiais frente à infiltração da água pela vala de infiltração, os autores alertam que ensaios de laboratório são limitados por não considerar as particularidades de confinamento e de drenagem nas

condições reais sob carregamento do tráfego. Desta forma, os autores procederam à análise da variação do módulo de elasticidade devida à saturação valendo-se de ensaios em tanque de concreto com a utilização de FWD portátil (FWD-Light).

O FWD-Light é um equipamento cujo princípio de funcionamento segue o do FWD convencional porém em escala reduzida. Pesos de 5, 15 e 25 kg são deixados cair de alturas não superiores a 50,0 cm sobre uma placa rígida de 30,0 cm de diâmetro. Um acelerômetro e uma célula de carga, instalados no centro da placa rígida medem a onda de aceleração e a carga impulsiva respectivamente. O deslocamento da placa é obtido integrando-se duas vezes a aceleração, e o módulo de elasticidade (E) é obtido da teoria da elasticidade por intermédio da fórmula expressa pela Equação 3.6.

$$E = (1 - \nu^2) \frac{P_{m\acute{a}x}}{d_{m\acute{a}x} \cdot B} \quad (3.6)$$

$P_{m\acute{a}x}$ = máxima carga (kgf);

$d_{m\acute{a}x}$ = máximo deslocamento da placa rígida (mm);

ν = coeficiente de Poisson;

B = diâmetro da placa rígida.

Para calibração e validação dos resultados obtidos pelo FWD-Light os autores procederam a outros dois tipos de ensaios de placa (dinâmico e estático), concluindo que os resultados mostrados pelo FWD-Light possuem boa correlação com aqueles obtidos pelos DPL (*dynamic plate load*) e SPL (*static plate load*).

Os testes com o FWD-Light iniciaram-se a partir da maior altura do lençol freático, decrescendo-se o mesmo em seguida. Esses testes mostraram um acréscimo do módulo com o abaixamento do lençol freático de até 75%. A taxa de drenagem dos materiais também varia com a percentagem de finos contida no solo. Os autores alertam que reduções do módulo dessa magnitude devem ser consideradas em projetos estruturais de pavimentos permeáveis ou daqueles com valas de infiltração.

Os autores também concluíram que o alcance do equipamento FWD-Light atinge uma profundidade de até 2 vezes o diâmetro da placa rígida utilizada.

PING *et al.* (2005) estudaram a influência do nível do lençol freático na construção de pavimentos rodoviários. Os autores preocuparam-se em como os aspectos de oscilação do nível de água local influem no método construtivo das rodovias. Os autores realizaram ensaios em laboratório e em campo para validarem suas conclusões sob condições reais de construção.

Os autores construíram dois tanques-teste de seção retangular com dimensões de 7,20 m x 2,70 m x 2,10 m e neles construíram uma seção de pavimento composta de quatro camadas, sendo a primeira (de baixo para cima) constituída de um cascalho de rio com espessura de 22,5 cm. A segunda camada construída é constituída de uma areia de construção e possui também 22,5 cm, sendo separada da primeira por um filtro permeável de tecido. Ambas as camadas são constituídas de materiais que absorvem bem a umidade. Uma terraplanagem de 90,0 cm foi compactada a cada 30,0 cm sobre a areia de construção numa densidade correspondente a 100% da energia Proctor Normal. No topo da terraplanagem foi construído 30,0 cm de um subleito estabilizado, o qual será utilizado para análise. Quatro tipos de estruturas (terrapleno + subleito) comumente empregadas em rodovias da Flórida foram estudadas, e as características dos solos empregados estão mostrados na Tabela 3.1. Para cada tipo de material do terrapleno, foram ensaiados dois tipos de material do subleito.

Tabela 3.1: Principais estruturas empregadas na Flórida e estudadas por PING *et al.* (2005).

CAMADA	CARACTERÍSTICAS	
<i>Terraplanagem</i>	A-2-4, 12% Pass. #200, Wót. = 12,2%	A-3, 5% Pass. #200, Wót. = 10,9%
<i>Subleito estabilizado</i>	A-2-4, 12% Pass. #200, Wót = 12,7%, LBR (=1,25 x CBR) = 44	A-2-4, 12% Pass. # 200, Misturado com 25% de pó-de-pedra, Wót. = 12,5%, LBR = 39

Na Tabela 3.1 a sigla LBR vem do inglês *Limerock Bearing Ratio*.

Para o estudo acima descrito cinco níveis diferentes de equilíbrio do lençol freático foram utilizados:

1. a 60,0 cm abaixo da interface entre a terraplanagem e o subleito;
2. a 30,0 cm abaixo da interface entre a terraplanagem e o subleito;
3. a 15,0 cm abaixo da interface entre a terraplanagem e o subleito;

4. a 15,0 cm abaixo da interface entre a terraplanagem e o subleito, tendo atingido previamente a própria interface;
5. novamente a 30,0 cm abaixo do topo da terraplanagem.

Para simular as possíveis condições de compactação de campo, os materiais foram submetidos a dois tipos de compactação: estática e dinâmica. O controle da compactação foi feito pelo densímetro nuclear a 15,0 cm e a 30,0 cm de profundidade. A densidade seca desejada para o subleito foi de 98% da máxima obtida pelo ensaio Proctor Modificado.

No mesmo local do ensaio do densímetro nuclear (a 15,0 cm e a 30,0 cm) uma amostra de solo era extraída para verificação do teor de umidade pelo método “Speedy” para determinar a densidade seca. A umidade na estufa foi medida para se calibrar aquela obtida pelo “Speedy”. Para verificar o teor de umidade ao longo da terraplanagem PING *et al.* (2005) utilizaram equipamentos TDRs.

A compactação do subleito só era realizada após o total avanço e equilíbrio da franja capilar no terraplano, o que era controlado pelos equipamentos TDRs. A energia de compactação era controlada pelo número de “coberturas” que o equipamento precisava submeter o material para obter a densidade desejada. Após um certo número de coberturas a densidade e o teor de umidade eram medidos para conferir os resultados, devendo-se parar a compactação quando atingida a densidade desejada. Após este ciclo o material do subleito era escavado e retirado, sendo substituído por um novo material no qual, após o ajuste do equilíbrio do lençol freático iniciava-se novo ciclo de compactação. Repetiu-se o processo para cada um dos cinco níveis de equilíbrio do lençol freático estudados.

Os resultados laboratoriais dos estudos de PING *et al.* (2005) foram analisados com base no grau de compactação atingido e número de coberturas necessários para isso, ou seja, se após um suficiente número de coberturas o grau de compactação desejado (98% Proctor Modificado) era alcançado. Concluiu-se, então, que:

- Para o nível d’água a 60,0 cm do topo do terraplano a capilaridade levou 14 dias para estabilização. Os dois materiais de subleito foram colocados e submetidos a uma compactação com placa vibratória (Figura 3.3a).

Uma tendência ao crescimento do grau de compactação com o aumento do número de coberturas foi verificado até mesmo após 50 coberturas. Os dois materiais de subleito atingiram o grau de compactação desejado;

- Para o nível d'água a 30,0 cm do topo do terrapleno a capilaridade levou 26 dias para estabilização. A mesma placa compactadora (Figura 3.3 a) foi utilizada. O grau de compactação mostrou-se crescente com o número de coberturas e as quatro condições do solo atingiram a máxima densidade desejada após 17 coberturas;
- Para o nível d'água a 15,0 cm do topo do terrapleno a capilaridade levou 28 dias para estabilização. A mesma placa compactadora (Figura 3.3 a) foi utilizada. O grau de compactação mostrou-se crescente com o número de coberturas e as quatro condições do solo atingiram a máxima densidade desejada após 20 coberturas;
- Para o nível d'água drenado para 15,0 cm do topo do terrapleno, apenas o solo do terrapleno tipo A-3 foi estudado. O nível d'água havia sido estabilizado a 5,0 cm acima da interface do terrapleno como subleito e mantido por 2 meses antes de ser rapidamente drenado para a posição de estudo. Imediatamente após essa rápida drenagem os materiais do subleito eram colocados e compactados. Para o rolo compactador estático, a tendência do grau de compactação era decrescer após 32 coberturas. Um compactador vibratório foi posto para retomar a compactação após o rolo estático. Entretanto, após mais 30 coberturas, a densidade desejada ainda não havia sido atingida. A curiosidade é que os 15,0 cm superiores atingiram a densidade desejada, porém todos os 30,0 cm da camada não. A umidade também variou entre os 15,0 cm superiores e os 30,0 cm totais, mostrando que nos 15,0 cm superiores o teor de umidade tendeu a ser menor que o ótimo e permaneceu constante ao longo da compactação. Já nos 15,0 cm restantes a umidade foi bem maior que a ótima, o que os autores atribuem ao tipo de compactação (vibratória) empregado;

- Para o nível d'água drenado a 30,0 cm do topo do terrapleno apenas o subleito do tipo A-3 foi estudado. Como no item anterior, antes da rápida drenagem à posição de estudo, a água foi mantida por 2 meses a 5,0 cm acima do terrapleno. Após 15 horas de drenagem os materiais do subleito foram então colocados e compactados para análise. As 2 primeiras coberturas foram compactadas com a placa compactadora. Um rolo compactador pé-de-carneiro foi empregado nas 4 coberturas seguintes para o subleito A-2-4 e nas 10 coberturas seguintes para o subleito A-2-4 com pó-de-pedra. As últimas 4 coberturas foram feitas com a placa compactadora. O subleito A-2-4 atingiu a densidade desejada após as primeiras 10 coberturas, enquanto o subleito A-2-4 com pó-de-pedra tendeu a diminuir o grau de compactação após 16 coberturas. Para o subleito com pó-de-pedra, o grau de compactação do 15,0 cm superiores foi geralmente maior do que para os 30,0 cm totais, mostrando novamente a capacidade dessa mistura de obter a densidade desejada mesmo a elevados níveis de água. Para o subleito A-2-4 as densidades medidas nos 15,0 cm e nos 30,0 cm totais foram as mesmas, e todas atingiram 98% do grau de compactação após 10 coberturas.

PING *et al.* (2005) ainda apresentaram, como dito, resultados experimentais de campo. O local para os ensaios foi escolhido de forma a possuir alto nível de equilíbrio do lençol freático, um tipo de terrapleno adequado e materiais de subleito estabilizados, além de uma fácil acessibilidade para operações de campo. Os testes de campo se desenvolveram de 21 a 24 de outubro de 2002 em Lake Worth a oeste de Palm Beach, Flórida. O lençol freático situava-se a 150,0 cm abaixo da superfície do pavimento e a 30,0 cm abaixo do topo do terrapleno (Figura 3.4).

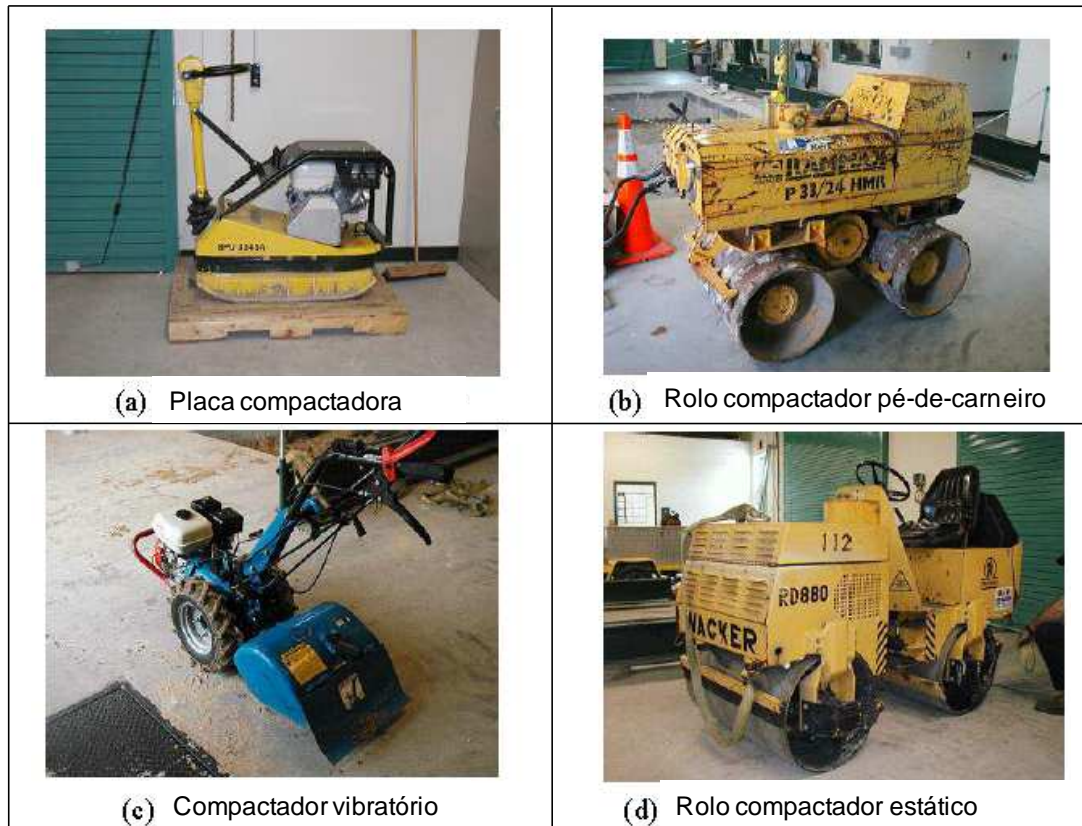


Figura 3.3: Compactadores utilizados no programa de ensaios de PING *et al.* (2005).

O material do terrapleno era um solo tipo A-3 com umidade ótima de 14,5%. Um material A-3 também foi utilizado para se estabilizar o subleito. Um compactador vibratório liso da marca BOMAG (BM-213D-3) foi empregado na compactação (Figura 3.4) e os resultados do programa de campo são descritos a seguir:

- Para o nível d'água a 30,0 cm do topo do terrapleno um total de 40,0 cm de material solto foi homogenizado com água e imediatamente compactado com duas passagens completas (ida e volta) do rolo, sendo uma estática e outra vibratória (a 1800 rpm com amplitude alta). Após as duas coberturas a camada de subleito saturou-se e a franja de saturação foi verificada a 5,0 cm abaixo da superfície. O grau de compactação de 98% não foi atingido. 12 horas após o primeiro ciclo de compactação procedeu-se a mais 3 coberturas de compactação estática, a qual atingiu o grau de compactação desejado;

- Para se obter o próximo nível a ser estudado, procedeu-se à retirada de 15,0 cm de material da camada obtida pelo procedimento anterior e colocou-se 40,0 cm de material de subleito sobre os remanescentes 15,0 cm, fazendo com que a base do novo subleito ficasse a 45,0 cm do nível d'água. O grau de compactação de 98% foi alcançado utilizando a compactação vibratória e, segundo os autores, caso se utilizasse a compactação estática o grau de compactação também seria atingido. Melhoria adicional no grau de compactação não foi possível mesmo aumentando-se o número de coberturas;
- Para o próximo nível estudado, o material foi escavado até a cota de 5,0 cm acima do nível d'água. Novos 40,0 cm de material (A-3) foi colocado e compactado estaticamente. Verificou-se que 13 coberturas foram suficientes para se atingir o grau de compactação desejado. Compactações adicionais pioravam o grau de compactação;
- O próximo nível de água estudado foi a 45,0 cm abaixo do topo do subleito, o qual se obteve colocando-se mais 15,0 cm do material solto sobre a camada anteriormente estudada. Os resultados mostraram que o grau de compactação não foi atingido para a compactação vibratória;

Para o nível de água localizado na interface entre o terrapleno e o subleito, escavou-se todo o material até o limite do lençol freático e colocou-se 37,5 cm de material solto (A-3). O grau de compactação não foi atingido para a compactação estática e a compactação dinâmica não foi testada devido ao insucesso obtido anteriormente.

Assim, em resumo às conclusões de campo de PING *et al.* (2005): para atingir o grau de compactação desejado do subleito o nível d'água não pode nunca ser inferior a 30,0 cm a partir do terrapleno, ou seja, o NA deve estar a mais de 30,0 cm do topo da cota final de terraplanagem. Ainda, compactar preferencialmente com o nível de água a 45,0 cm abaixo do topo do terrapleno. Compactações estáticas são preferenciais para elevados níveis de água e o teor de umidade do subleito é fundamental para o sucesso da compactação em campo.

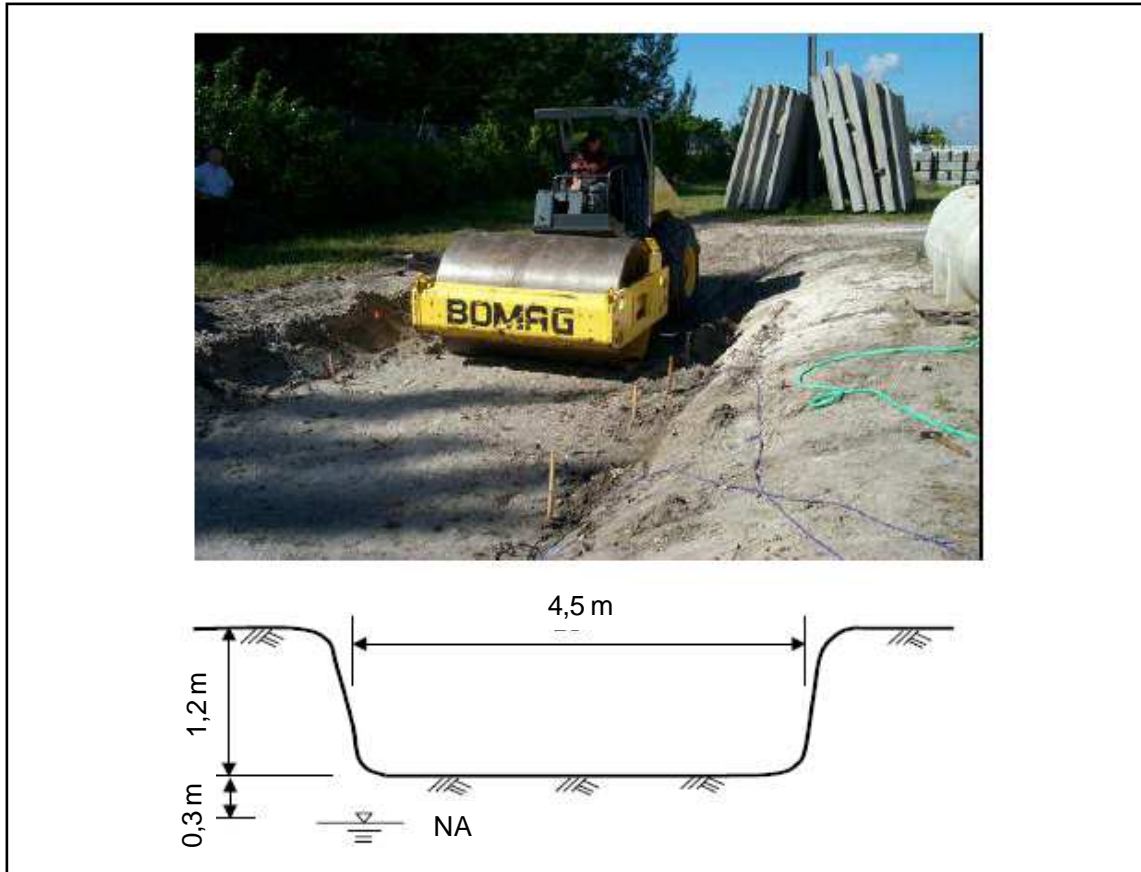


Figura 3.4: Testes de campo realizados por PING *et al.* (2005) em Lake Worth, Flórida, EUA.

LIANG e RABAB'AH (2007) afirmam que o módulo resiliente de solos coesivos de subleito sob estruturas de pavimentos flexíveis é altamente dependente da umidade assim como do estado de tensão. Eles utilizaram a teoria da mecânica dos solos não saturados e realizaram uma série de experimentos com o intuito de se obter correlação do módulo resiliente com o teor de umidade e estado de tensão. Os autores utilizaram a técnica do papel filtro para traçar as curvas características dos materiais. A equação de correlação utilizada foi:

$$MR = K_1 P_a \left(\frac{\theta + \chi_w \Psi_m}{P_a} \right)^{K_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{K_3} \quad (3.7)$$

P_a : pressão atmosférica;

θ : $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ (tensões principais);

χ_w : parâmetro de Bishop ($0 < \chi_w < 1$);

ψ_m : sucção matricial;

τ_{oct} : tensão octaédrica cisalhante.

Os autores validaram a equação 3.7 através de uma série de experimentos controlados e concluíram que a sucção é uma excelente variável de estado para prever a dependência do módulo de resiliência com o teor de umidade em solos coesivos.

Diversos autores, motivados pela observação da existência de uma relação entre os valores de módulo resiliente e os teores de umidade dos solos, estudaram em campo e em laboratório as dependências dessas duas grandezas.

ELLIOT e THORNTON (1988) relatam que a maioria dos solos finos tem seus módulos resilientes decrescentes com o aumento da umidade. Na Figura 3.5 são apresentadas as variações de deflexão de acordo com os meses do ano para um material de subleito argiloso. Os autores realizaram ensaios triaxiais cíclicos em corpos-de-prova, compactados na umidade ótima, e em seguida submetidos a três teores de umidade por secagem e umedecimento por imersão: $W_{ót} - 2,4\%$, $W_{ót} + 3,1\%$ e na $W_{ót} + 5,6\%$ para uma determinada energia de compactação. As Figuras 3.6 e 3.7 mostram, respectivamente, as curvas das relações entre tensão desvio e módulo resiliente para os diversos teores de umidade, assim como a variação do módulo resiliente com o teor de umidade.

SUZUKI *et al.* (2004) apresentam resultados deflectométricos efetuados com *Falling Weight Deflectometer* (FWD) num trecho de rodovia submetido a um ciclo de variação de umidade do subleito. Essas medições de deflexões foram efetuadas numa época de chuva e no período de estiagem subsequente, e estão relacionados à deficiência no sistema de drenagem. Com base nos resultados obtidos, estimou-se o Fator de Severidade para diferentes condições pluviográficas e foram calibrados Fatores de Ajuste de Drenagem que são propostos para serem incorporados nos procedimentos de dimensionamento de pavimentos flexíveis vigentes no Brasil.

TIAN *et al.* (1998) testaram um material granular em umidade acima e abaixo da ótima. Em umidades acima da ótima, reduções de até 20% no módulo de resiliência foram observadas. Esta redução foi atribuída à redução na sucção matricial embora não se tenha mostrado neste artigo o valor da medição da sucção.

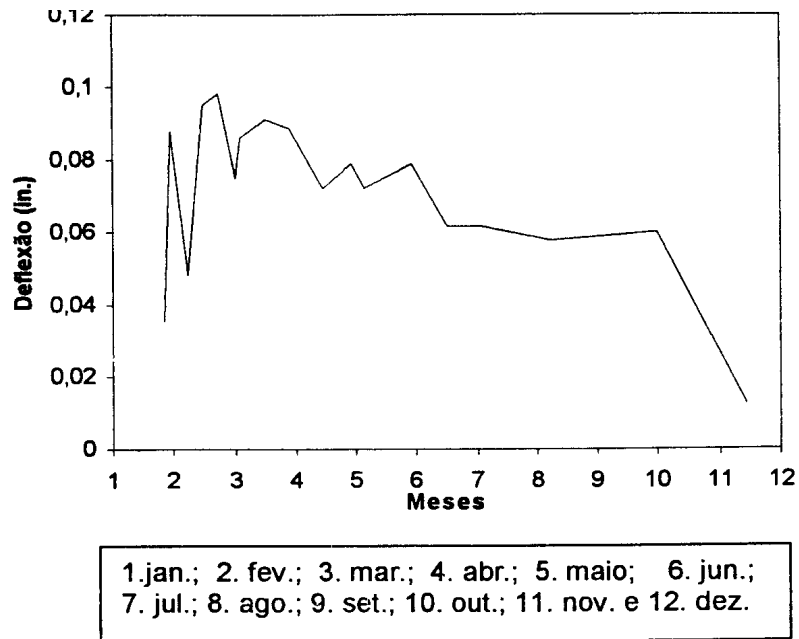


Figura 3.5: Deflexões medidas ao longo do ano (Elliot e Thornton, 1988).

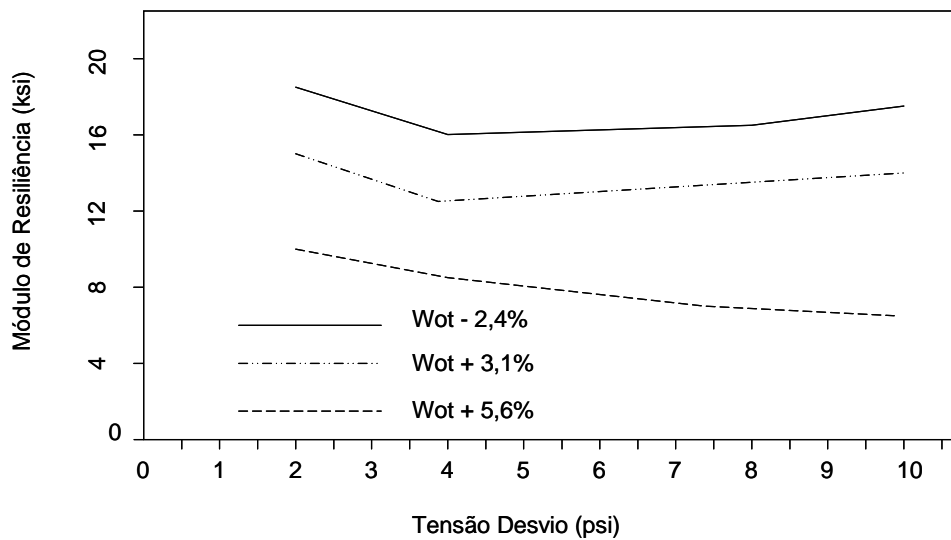


Figura 3.6: Módulo de resiliência de um solo argiloso para diversos teores de umidade (ELLIOT e THORNTON, 1988).

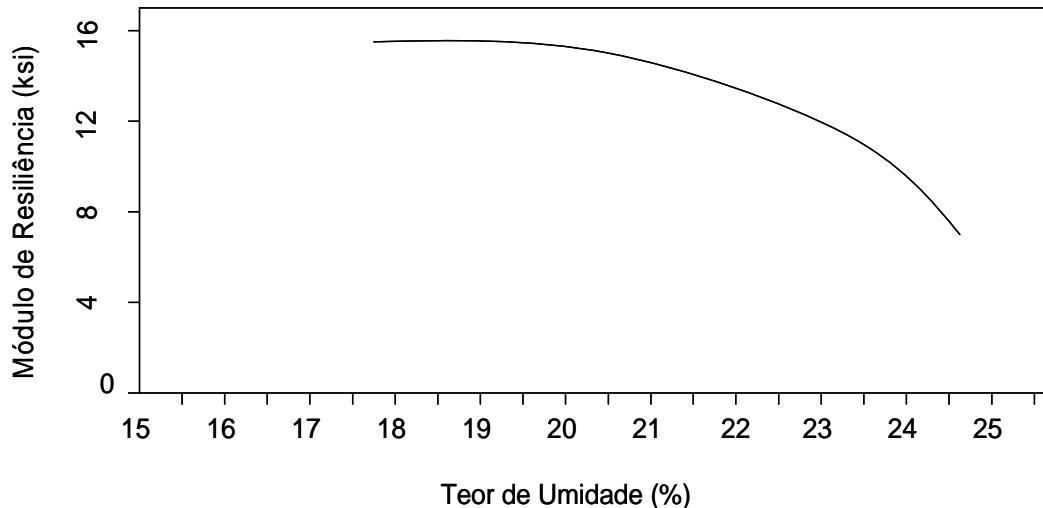


Figura 3.7: Módulo resiliente de um solo argiloso para diversos teores de umidade. (ELLIOT e THORNTON, 1988).

EKBLAD (2007) estudou a influência da água nas propriedades de solos granulares em duas séries de testes: 1) alterando a distribuição granulométrica e 2) modificando a concentração de mica livre no solo. O autor realizou o estudo a partir de corpos-de-prova com 50,0 cm de diâmetro e 100,0 cm de altura e usando pressões confinantes constantes e aumentando-se a quantidade de água no solo até a quase total saturação.

Os resultados obtidos constatarem que as propriedades resilientes dependem da distribuição granulométrica do material. Quanto mais graúdo, contendo menos finos, apresenta menor redução de módulo resiliente quando trazidos próximos à saturação. Corpos-de-prova com maiores concentrações de finos tendem a reduzir seus valores de módulo resiliente à medida que aumentam seus teores de umidade.

EKBLAD (2007) concluiu também que a taxa de redução do módulo resiliente causada pela água decresce com o aumento da concentração de mica e ainda, elevados teores de umidade causam redução na rigidez. Dessa forma as curvas características dos materiais são influenciadas pela granulometria e pela concentração de mica. A capacidade de retenção de água pelo solo aumenta com a diminuição da granulometria e com o aumento da concentração de mica.

JONES e WITCZAK (1996) realizaram ensaios com solo de subleito em argila siltosa no projeto experimental de San Diego e mostraram a influência da umidade no

módulo de resiliência do material realizando ensaios com variação da umidade de compactação de 11% para 20% (sendo 15% o teor de umidade ótimo), obtendo em consequência uma diminuição do módulo de resiliência de 275MPa para 52 MPa.

Os autores mostraram relações entre o módulo resiliente (MR), o teor de umidade (W) e o grau de saturação (S). Ensaios de campo e de laboratório com as diferentes condições de umidade de compactação foram suficientes para a obtenção das equações 3.8 e 3.9.

$$\text{LogMR} = -0,132.w + 0,013405.S + 2,31909 \text{ - Obtida em laboratório} \quad (3.8)$$

$$\text{LogMR} = -0,111109.w + 0,021699.S + 1,17869 \text{ - Obtida em campo} \quad (3.9)$$

Conforme relatam os autores citados, as correlações das Equações 3.8 e 3.9 chegam a valores próximos para graus de saturação elevados ($S > 90\%$), enquanto para $S < 85\%$ os valores de MR obtidos em laboratório expressam valores maiores.

EDIL E MOTAN (1977) realizaram ensaios cíclicos em corpos-de-prova compactados em equipamento Harvard na umidade ótima e a 2% acima e abaixo desta. Concluíram os autores que o solo em estudo (um CL da região de Wisconsin - EUA) é mais sensível à variação de umidade no ramo seco do que no ramo úmido, ou seja, para teores crescentes de $w_{ót}-2\%$ até $w_{ót}$, os valores de módulo decresceram exponencialmente 75%, e a partir daí até $w_{ót}+2\%$ decresceram 25%. Essas conclusões são muito familiares quando comparadas com as curvas de grau de saturação no gráfico $\gamma_{smáx} \times h$ da curva de compactação. O ramo úmido tem a forma aproximada de uma curva de saturação elevada.

SILVA (2003) estudou a possibilidade de utilização de solos finos de subleito como camada de base em pavimentos rodoviários. Estudou dois solos de subleito típicos da região centro-oeste do Brasil, no município de Sinop situado ao norte do estado de Mato Grosso. Denominou os solos de A e B, os quais encontram-se classificados na Tabela 3.2. Em virtude da grande influência da umidade e da sucção nos valores de módulo de resiliência em solos daquele tipo, realizou uma série de ensaios para constatar as alterações sofridas nas capacidades mecânicas dos solos em função das alterações ambientais de umidade.

Tabela 3.2: Classificação dos solos A e B estudados por SILVA (2003).

	Solo A	Solo B
CLASSIFICAÇÃO "HRB"	A-6	A-7-6
CLASSIFICAÇÃO "USCS"	ML	ML
CLASSIFICAÇÃO "MCT"	LA' - LG'	LG'

A análise físico-química dos solos A e B estão mostradas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Análise físico-química dos solos A e B estudados por SILVA (2003).

Amostra	PH		ΔP %	Ataque Sulfúrico						M.O. (%)
	H ₂ O	KCl		SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	Ki	Kr	Res.%	
A	4,28	4,92	21,1	16,6	33,4	6,0	0,85	0,76	20,8	1,5
B	4,63	4,50	23,1	15,0	28,2	1,5	0,90	0,88	30,7	3,0

O autor realizou ensaios confeccionando 06 (seis) corpos-de-prova de cada um dos solos e fazendo-os alterar seus teores de umidade para cima e para baixo por capilaridade e secando ao ar livre respectivamente pelos períodos de 0, 2, 4, 7, 15 e 25 dias. Os resultados dos ensaios de módulo resiliente dos solos estudados por SILVA (2003) a partir dos ciclos de secagem e umedecimento citados para os dois solos A e B estão mostrados nas Figuras 3.8, 3.9, 3.10 e 3.11.

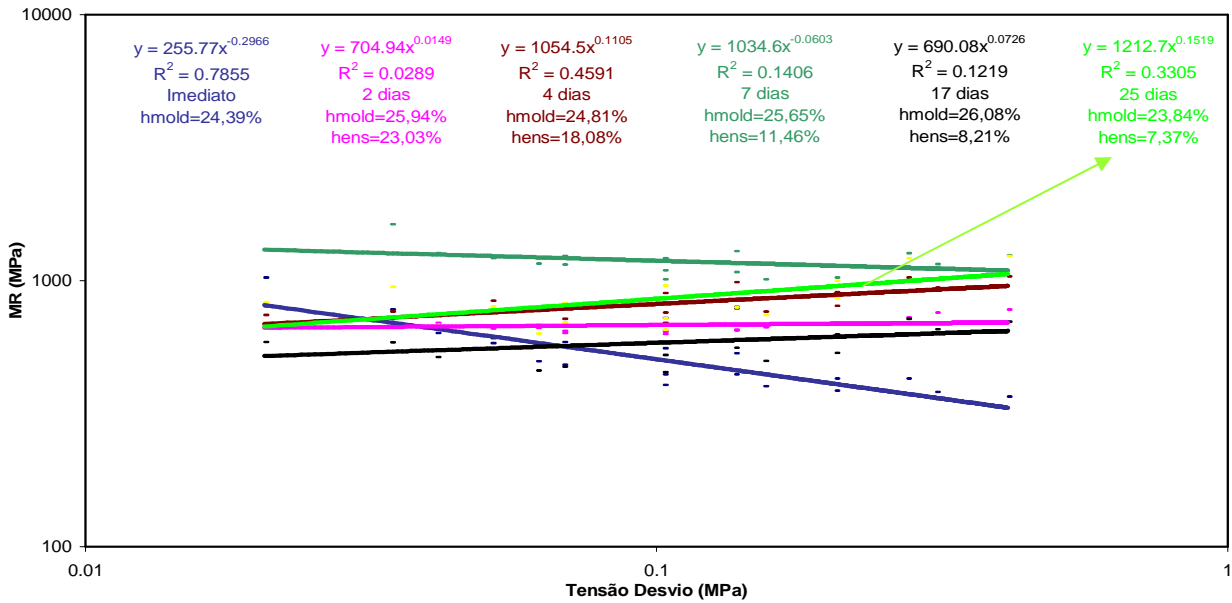


Figura 3.8: Solo A, moldado na umidade ótima, energia intermediária e seco ao ar por 0, 2, 4, 7, 15 e 25 dias (SILVA, 2003).

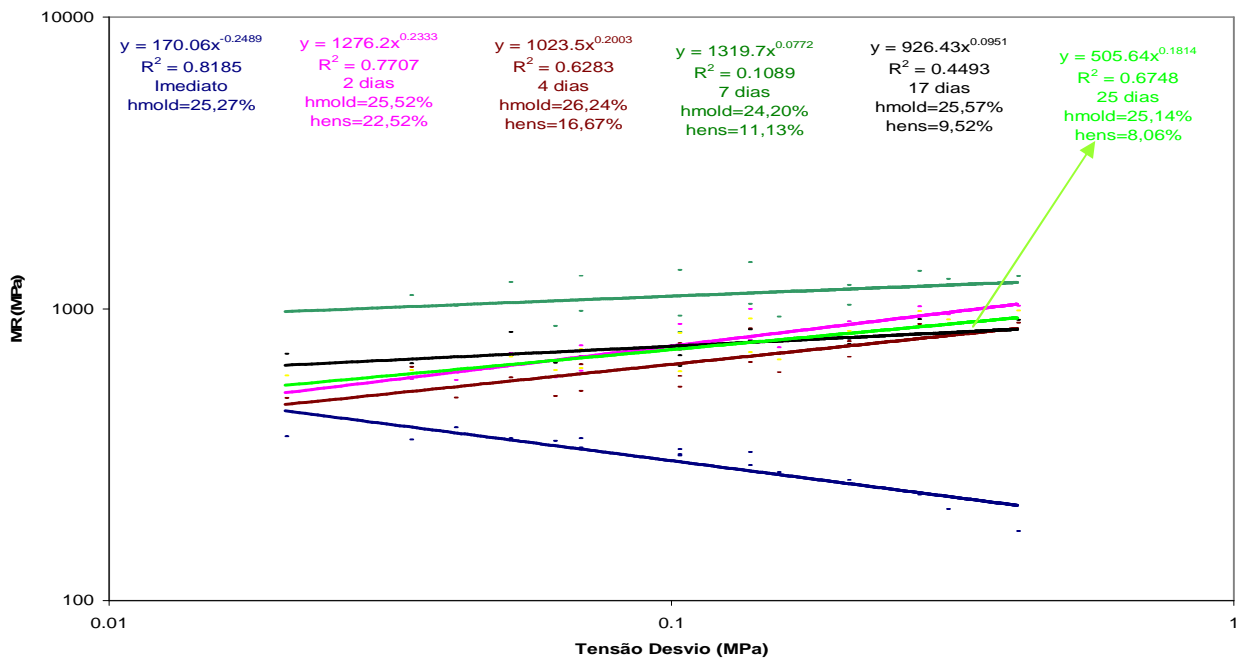


Figura 3.9: Solo B, moldado na umidade ótima, energia intermediária e seco ao ar por 0, 2, 4, 7, 15 e 25 dias (SILVA, 2003).

Observe que para ambos os solos há uma discreta alteração no comportamento do módulo resiliente em função da tensão desvio (de decrescente para crescente com a mesma) para os corpos-de-prova submetidos à secagem. Ainda, há um aumento dos valores de módulo para ambos os solos com a secagem dos mesmos ao ar livre, fato que o autor atribui ao aumento da sucção.

Ressalta-se que os gráficos apresentados no estudo de SILVA (2003) mostram a variação do módulo resiliente apenas com a tensão desvio (ou desviadora). Isto poderia acarretar uma conclusão errônea relacionada com o aparente crescimento do módulo resiliente com o aumento da tensão desvio. Ocorre que o Método de Ensaio Triaxial de carga repetida prevê pares específicos de tensão σ_3 (confinante) e σ_d (desvio), tendo como resultado ideal um “modelo composto” que contemple as influências de ambas tensões no valor do MR, modelo este não utilizado pelo autor. Assim, o modelo mostrado no gráfico trata do MR função apenas da tensão desvio, não contemplando a parcela da tensão confinante no valor do MR.

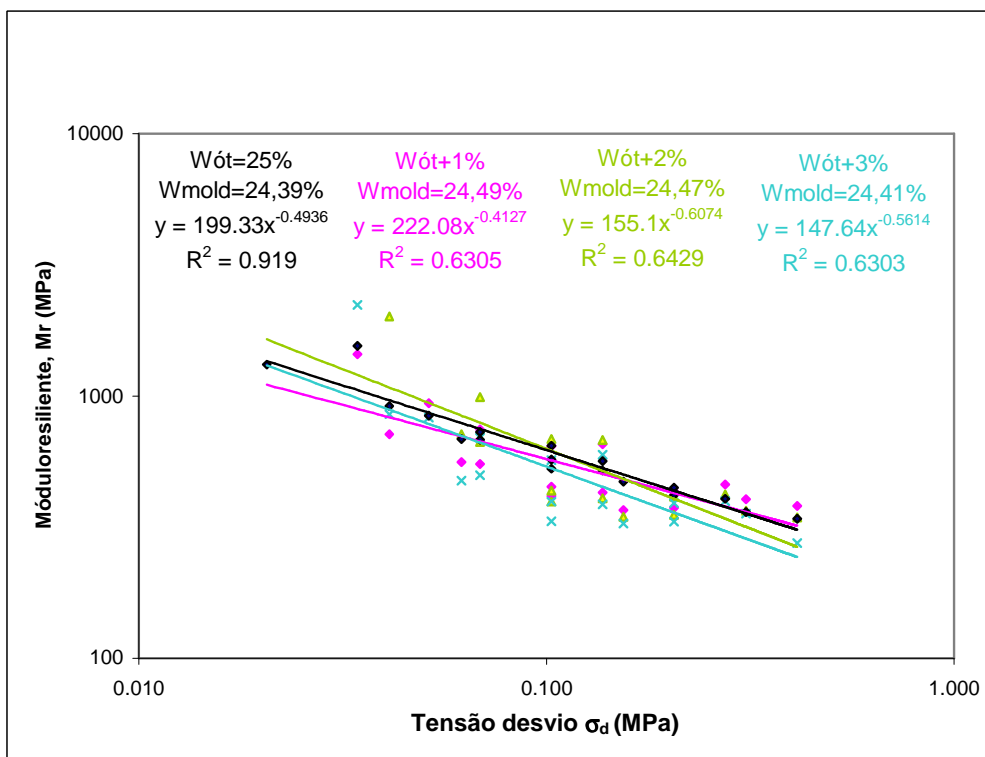


Figura 3.10: Variação do módulo resiliente com a umidade a partir da saturação do solo A (SILVA, 2003).

Analisando os gráficos das figuras 3.11 e 3.12 observa-se uma discreta redução dos módulos resilientes com o aumento da umidade por saturação dos corpos-de-prova, sendo esta redução bem pequena para o solo A. O autor afirma que isto se deve à maior resistência deste solo à presença de umidade devido à maior cimentação ocasionada pela

presença de óxidos de ferro e alumínio no material devido à laterização. Esta é, inclusive, a mola mestra da Metodologia MCT¹⁹.

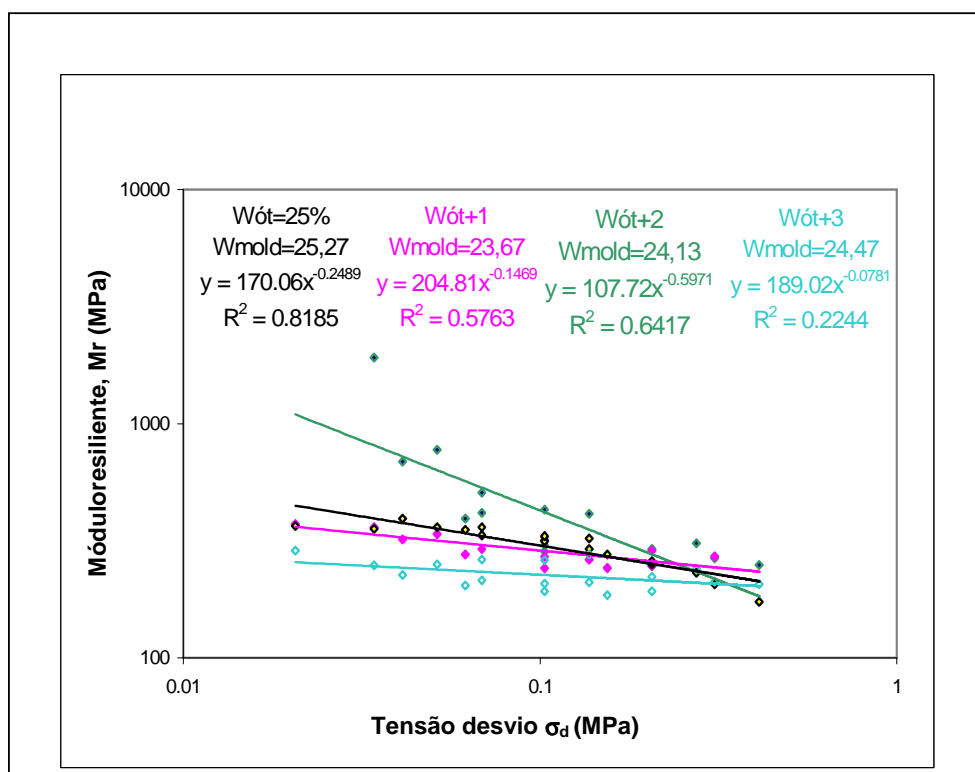


Figura 3.11: Variação do módulo resiliente com a umidade a partir da saturação do solo B (SILVA, 2003).

As Curvas Características, obtidas por secagem, dos Solos estudados por SILVA (2003) encontram-se na Figura 3.12.

¹⁹ Idealizada por dois engenheiros paulistas: Job Suji Nogami e Douglas Fadul Villibor. Vale-se das características de formação química e física de solos tropicais, as quais conferem bom desempenho mecânico a alguns solos com origem em locais de clima tropical. Sua sigla significa Miniatura, Compactado e Tropical, já consagrada no meio técnico-rodoviário, vem sendo aplicada no Brasil desde a década de 70. A melhor fonte de consulta desta prática construtiva é o livro de autoria dos próprios idealizadores, NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F., *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*, Ed. Villibor, São Paulo, 1995.

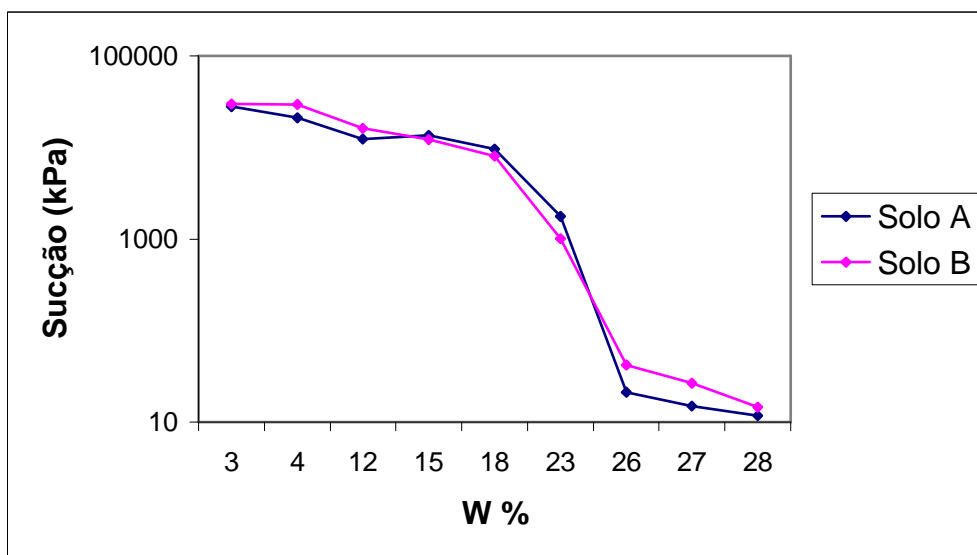


Figura 3.12: Curvas característica dos solos A e B estudados por SILVA (2003).

LYTTON *et al.* (1993) afirmam, diante de estudos para apresentar melhorias nos catálogos de pavimentos da AASHTO, que os danos relacionados à água em pavimentos resumem-se em:

- Redução da resistência de subleitos, sub-bases e bases;
- Recalques diferenciais em solos expansivos de subleito;
- Trincamento no revestimento asfáltico;
- Endurecimento durante o congelamento seguido de amolecimento dos materiais durante o degelo;
- Movimento de partículas finas do subleito para a base e sub-base granulares resultando em redução da condutividade hidráulica.

SALEM *et al.* (2003) utilizaram os dados disponibilizados em janeiro de 2002 pelo *Long Term Pavement Performance* (LTPP) para avaliar a variação da umidade e do módulo de resiliência com o tempo. O estudo foi desenvolvido em regiões americanas consideradas livres do congelamento com 7 solos distintos, divididos em dois grupos: solos plásticos e não-plásticos. Os dados indicaram que o M_R retrocalculado poderia ser relacionado com o teor de umidade. Os autores verificaram ainda que os valores máximos de módulo e mínimos de umidade foram medidos durante o verão (época mais

seca), enquanto os valores mínimos de módulo e máximos de umidade foram obtidos durante o inverno (época de chuvas). Os autores ainda contribuíram com a elaboração do Guia de Projeto da AASHTO desenvolvendo o modelo apresentado na Equação 3.10, o qual estima a variação do módulo de resiliência devido às mudanças no teor de umidade do solo.

$$\log\left(\frac{M_R}{M_{R-opt}}\right) = a + \frac{(b-a)}{1 + \exp[c + d.(S - S_{opt})]} \quad (3.10)$$

M_R = módulo de resiliência para qualquer grau de saturação S ;

M_{R-opt} = módulo de resiliência do material na umidade ótima;

S = grau de saturação do solo;

S_{opt} = grau de saturação no teor ótimo de umidade;

a, b, c, d = parâmetros de regressão do modelo.

Os estudos climáticos utilizados pelos autores foram extraídos do LTPP IMS (*Long Term Pavement Performance Information Management System*) realizados em 258 corpos-de-prova confeccionados com 7 tipos de solos diferentes (aproximadamente 3870 valores de módulo resiliente), coletados de 19 estados de New England (USA) e vizinhanças, assim como de duas províncias do Canadá.

Os estudos do LTPP iniciaram-se em 1987 como um programa estratégico de pesquisa em rodovias (*Strategic Highway Research Program – SHRP*). Trata-se de 20 anos de observação das condições de uso de pavimentos rígidos e flexíveis que contemplam um total de 2513 seções de pavimentos distribuídos pelos Estados Unidos e Canadá, financiados pela FHWA (*Federal Highway Administration*) e feitos em forma de parceria entre diversas entidades técnicas do meio rodoviário da América do Norte (AASHTO, TRB, *Canadian Strategic Highway Research Program*, etc.). Os resultados desses estudos se propõem a responder melhor o “como” e o “porquê” do comportamento dos pavimentos.

THADKAMALLA e GEORGE (1995) investigaram o efeito do grau de saturação sobre o módulo de resiliência do subleito em dois materiais granulares e dois materiais finos, para três métodos de saturação: capilaridade, contrapressão e

compactação na umidade desejada. Os autores concluíram que em solos granulares, o M_R é reduzido em apenas 20% devido à saturação. Para o caso dos solos finos a redução é de 50% a 75% dependendo do grau de saturação e do método usado para saturar. A queda do M_R com o grau de saturação é exponencial para o método da contrapressão e linear para o método da capilaridade e moldagem na umidade desejada. Vale lembrar as diferenças de comportamento frente à presença de umidade dos solos finos provenientes de regiões de clima temperado e regiões de clima tropical. SILVA (2003), por exemplo, mostrou dois solos finos lateríticos provenientes de regiões de clima tropical, que apresentaram discretas perdas de M_R com a saturação por capilaridade.

LI e SELIG (1994) desenvolveram um procedimento para estimar os efeitos do tipo de solo, do estado físico do solo (umidade e massa específica), e estado de tensão. Este procedimento foi usado para prever valores de M_R para altos teores de umidade a partir de valores conhecidos de M_R obtidos de corpos-de-prova compactados na umidade ótima.

No estudo os autores concluíram que o estado físico do solo é fator determinante no valor do módulo de resiliência e que suas variações podem ser expressas através da associação de duas trajetórias: a) amostras que apresentam mudanças no teor de umidade, mas com massa específica seca constante e, b) amostras que apresentam mudanças no teor de umidade e variação na massa específica seca. A diferença entre essas duas trajetórias deve-se ao fato que a variação da massa específica seca máxima pode conduzir a uma alteração significativa do módulo de resiliência e, portanto, a consideração do efeito de variações da umidade no M_R devem ser acompanhadas pelas informações sobre variação na massa específica seca máxima.

Os autores criaram o fator R_m , como sendo a relação entre o M_R e o $M_{R(h \text{ ótima}, \gamma_{sec \text{ máx.}})}$, e minimizaram os efeitos de outros fatores nas relações entre o módulo de resiliência e as variações de umidade.

Assim, para a situação (a) acima descrita os autores analisaram 27 resultados de ensaios dinâmicos executados com variação de umidade em onze solos finos, chegando a uma função polinomial expressa pela Equação 3.11 cujo coeficiente de determinação (R^2) é igual a 0,76:

$$R_m = 0,98 - 0,28.(w - w_0) + 0,029.(w - w_0)^2 \quad (3.11)$$

$R_m = M_R/M_{R(\text{ótimo})}$ para o caso de massa específica seca constante;

MR = módulo de resiliência numa dada umidade $w(\%)$ e mesma energia de compactação do $M_{R(\text{ótima})}$

$M_{R(\text{ótimo})}$ = módulo de resiliência determinado na umidade ótima (w_0) e massa específica seca máxima para uma energia de compactação qualquer.

Para a condição (b) os autores analisaram 26 resultados de ensaios dinâmicos com variação de umidade em 10 solos finos de subleito. Verificou-se que a função polinomial que melhor se ajustava aos resultados experimentais foi dada pela Equação 3.12, que apresentou um coeficiente de determinação (R^2) igual a 0,83.

$$R_m = 0,96 - 0,18.(w - w_0) + 0,0067.(w - w_0)^2 \quad (3.12)$$

$R_m = M_R/M_{R(\text{ótimo})}$ para o caso de energia de compactação constante;

MR = módulo de resiliência numa dada umidade $w(\%)$ e mesma energia de compactação do $M_{R(\text{ótima})}$

$M_{R(\text{ótimo})}$ = módulo de resiliência determinado na umidade ótima (w_0) e massa específica seca máxima para uma energia de compactação qualquer.

Assim, as equações 3.11 e 3.12 mostram que para um aumento do teor de umidade uma consequente redução do módulo de resiliência é esperada. E mais, ao se comparar as duas condições, o caso (a), em que a massa específica seca é constante, causa maiores variações no módulo de resiliência do que o caso (b) em que a massa específica não é constante, para teores de umidade abaixo da ótima.

BERNUCCI (1997) verificou que para diferentes solos lateríticos brasileiros o efeito da variação da umidade sobre o valor do módulo de resiliência por imersão em água é caracterizado por uma pequena redução em seu valor e a perda de umidade produz um aumento significativo no mesmo. Resultados similares foram encontrados por outros autores.

Observa-se sensibilidade do módulo resiliente dos solos em relação à variação de umidade para cima ou para baixo da umidade ótima, em especial quando se trata de solos finos muito empregados em pavimentos de baixo custo. Aspectos como drenagem, temperatura do pavimento, permeabilidade do solo e nível do lençol freático são fatores importantes a serem considerados no projeto e execução de obras rodoviárias. A existência de acostamentos imprimados e com materiais devidamente escolhidos aumentam a distância de percolação da água. Fluxos não saturados de água em bases de pavimentos construídos com solo arenoso fino laterítico (SAFL) foi um assunto estudado por CAMACHO (2002), conforme será visto adiante, no item 3.1.1.

KSAIBATI *et al.* (2000) desenvolveram um estudo em rodovias estaduais da Flórida para avaliar a redução do módulo de resiliência da base, da sub-base e do subleito devido à proximidade do lençol freático. Ensaios com equipamentos tipo Dynaflect e FWD foram realizados por um período de 5 anos para determinação da resistência das camadas em diferentes pontos da rodovia, assim como em diferentes períodos do ano (diferentes níveis do lençol freático).

Os autores observaram que à medida que se diminui a profundidade da superfície até o lençol freático um aumento significativo dos teores de umidade das camadas de base e sub-base ocorre. Os resultados podem ser expressos da seguinte forma:

- Com a utilização do Dynaflect, os módulos da base e da sub-base apresentaram redução de 5% a 35% devido ao aumento das umidades nessas camadas;
- Com o uso do FWD os resultados obtidos mostraram maior influência da umidade nas referidas camadas, apresentando em alguns casos redução de até 96% do módulo de resiliência.

Acredita-se que essas diferenças de resultados entre os equipamentos são devidas à diferentes formas de aplicação da carga e de medição dos deslocamentos.

Os autores verificaram também que para pequenos aumentos de umidade (da ordem de 1%), na camada de base, esta apresentou reduções da ordem de 8,5% com o uso do Dynaflect e 29,4% utilizando-se o FWD. Para os valores de módulo de

resiliência do subleito, as reduções mais significativas para o Dynaflect e o FWD foram de 4,6% e 7,8%, respectivamente.

ABO-HASHEMA *et al.* (2002) desenvolveram uma pesquisa com o objetivo de quantificar o impacto de fatores ambientais sobre o desempenho de pavimentos novos e reabilitados, visando inclusão dos resultados no processo de elaboração de projetos. A característica da camada escolhida para este estudo foi o módulo de resiliência, visto que o mesmo se altera influenciado pelo meio que o circunda.

O objetivo foi alcançado instrumentando cinco trechos de rodovias do estado americano de Idaho para se medir umidade e temperatura do pavimento. O monitoramento abrangeu todas as quatro estações do ano (primavera, verão, outono e inverno), e se mediu a variação do módulo do subleito, obtido com o uso do equipamento FWD (*Falling Weight Deflectometer*). A análise dos dados coletados, adicionalmente aos dados do LTPP-SMP (*Long-term Pavement Performance Program – Seasonal Monitoring Program*) para a região em questão levou ao desenvolvimento de equações de regressão que correlacionam o teor de umidade e o módulo de resiliência do subleito para vários tipos de solos e regiões climáticas. Tais equações podem ser usadas para ajustar o M_R do subleito de uma estação para a outra, conhecido o teor de umidade médio no período.

HEYDINGER (2003) apresenta uma análise dos dados coletados durante o programa SMP (*Seasonal Monitoring Program*) desenvolvido em 18 trechos de uma rodovia no estado americano de Ohio. Os solos dos subleitos desses trechos foram classificados como A-6 e CL pelos sistemas de classificação da AASHTO e Unificada, respectivamente. Durante o programa foram coletadas informações sobre o clima (temperatura do ar e precipitação), temperatura do pavimento em três profundidades (inclusive o subleito) e umidade do solo. Verificou-se nesta pesquisa que o módulo de resiliência varia sazonalmente devido a alterações no teor de umidade dos solos, diminuindo o valor de M_R com o aumento da umidade. O pesquisador relata que é difícil determinar relações entre esses fatores por serem dependentes do tipo de material e sua história, mas destaca que o M_R pode alterar por um fator de 2 ou mais para alterações no grau de saturação da ordem de 10% a 15%.

TAKEDA (2006) estudou a influência da gênese e da granulometria na variação do módulo resiliente de 73 solos do interior paulista e avaliou a consequência da variação de umidade sobre estes para solos lateríticos e não lateríticos. Afirma que o clima influencia o comportamento do subleito, por intermédio da chuva e do lençol freático, e que a constituição mineralógica é importante para as propriedades e comportamento dos solos, porém a identificação mineralógica apresenta dificuldades, por exigir equipamento e pessoal especializados. Para este fim o autor usou quatro diferentes métodos: classificação MCT, difração de raios-x (DRX), microscopia eletrônica de varredura (MEV), e adsorção do azul de metileno pelo método da mancha. O autor cita ainda outros métodos de identificação do comportamento laterítico dos solos: análise térmica diferencial, análise química quantitativa, etc., enfim, métodos geralmente fora do alcance dos laboratórios geotécnicos rotineiros para finalidades viárias. Para contornar esta dificuldade o autor sugere que as características de laterização ou não sejam obtidas através de ensaios simples de laboratório (compressão simples e propriedades físicas dos solos).

De posse do mapa pedológico do local de coleta das amostras, da gênese dos solos estudados, o autor procurou confirmar o caráter laterítico ou não, auxiliado pelos resultados dos ensaios de classificação MCT, difração de raios-x (DRX), microscopia eletrônica de varredura (MEV) e adsorção do azul de metileno. Inicialmente, para o universo das amostras, analisam-se os resultados da classificação MCT e a proposta por Vertamatti²⁰ (1988), buscando relação entre o comportamento previsto pela MCT e a pedologia dos solos. Em seguida, para os mesmos solos, são analisados os ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e a compatibilidade dos mesmos com o comportamento dos solos previstos pela classificação MCT. Finalmente, para um conjunto de trinta amostras selecionadas para o estudo do comportamento mecânico dos materiais, são analisados comparativamente os resultados dos ensaios de difração de raios-x e adsorção de azul de metileno com os resultados obtidos na etapa anterior do estudo.

Dos estudos de TAKEDA (2006), o autor concluiu que:

²⁰ VERTAMATTI, E., *Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente*, tese de doutorado, ITA, São José dos Campos, SP, 1988.

- A análise dos ensaios de difração de raios-x indicou a presença de quartzo e goetita em praticamente todos os solos estudados, independentemente da gênese. Porém, a gibsitita só foi encontrada em alguns solos lateríticos. Os solos lateríticos também mostraram possuir na sua constituição argilominerais menos ativos, do grupo da caulinita, o contrário ocorrendo com os solos não-lateríticos, onde argilominerais mais ativos (grupo das illitas) foram detectados isolados ou em associação com argilominerais do grupo das caulinitas. E apenas para as amostras lateríticas identificou-se a presença de óxidos e/ou hidróxidos de ferro e alumínio;
- O ensaio de adsorção de azul de metileno se mostrou eficiente na caracterização dos argilominerais presentes na fração fina dos solos, possibilitando a distinção entre solos lateríticos e não-lateríticos;
- Na análise conjunta dos ensaios MCT, MEV, DRX e Azul de Metileno, 83% dos casos houve concordância entre as respectivas indicações de comportamento laterítico ou não. Nos outros 17%, pelo menos três dos quatro ensaios apresentaram tal congruência de resultados. O autor sugere que as incongruências seriam devidas ou aos ensaios de MEV ou aos ensaios de Azul de Metileno.

LING *et al.* (2006) desenvolveram um estudo para previsão do valor do módulo resiliente para solos finos silto-argilosos marrom-amarelados levemente plásticos estabilizados com cal e com cimento-cal situados em Shanghai, China. Os autores consideraram primeiramente a variação do módulo resiliente com o tempo de cura, depois com a variação do grau de saturação e finalmente o efeito de ciclos de secagem-umedecimento sobre o valor do módulo. Os estudos foram feitos em laboratório e em campo, e serviram para a criação de um modelo de previsão do módulo resiliente com o tempo de cura, com o grau de saturação e com ciclos de secagem-molhagem.

Os autores utilizaram a formulação para a “consistência natural” do solo prevista pelas Especificações Chinesas para Projeto de Pavimentos Asfálticos Rodoviários (JTJ014-97), dada pela Equação 3.13, a qual deve ser maior que 0,80, fato que não ocorreu com o solo estudado. Para este solo os autores mediram um valor de “consistência natural” bem abaixo daquele limite, ou seja, 0,19, sendo caracterizado como estado supra-úmido. A umidade natural média do subleito foi de 32,1%, muito

maior que o valor ótimo (19,1%), dificultando muito a compactação do material. A evidência da necessidade de tratamento do material antes da compactação leva a dois tipos de solução amplamente adotadas e estudadas pelos autores: a adição de 2,5% de cimento com 4% de cal ou apenas a adição de 7% de cal.

$$W_c = (w_L - w)/(w_L - w_p) \quad (3.13)$$

W_c = índice de consistência;

w_L = limite de liquidez;

w_p = limite de plasticidade;

w = teor de umidade.

Ainda, os autores citam o trabalho de XIE (2000), onde é mostrada a variação do nível do lençol freático e sua influência direta no teor de umidade e no MR do material de subleito. XIE (2000) também mostra que os ciclos de secagem e umedecimento também alteram o valor do MR do subleito.

LING *et al.* (2006) definiram o seguinte planejamento do experimento:

- 1º Estágio: preparação dos corpos-de-prova com solo-cimento e solo-cal-cimento, com dimensões de 10,0 cm x 10,0 cm de altura compactados estaticamente na umidade ótima e determinados seus módulos resilientes a 7 dias (d), 14d, 28d, 60d, 90d e 180d. Desenvolve-se então a relação entre MR e o tempo de cura (Equação 3.14 e Equação 3.15);
- 2º Estágio: preparação de um certo número de corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal-cimento. Após 60 dias de cura coloca-se o corpo-de-prova para secar ao ar livre por 1 dia e na sequência coloca-o sobre uma pedra porosa para saturação dentro de um vaso com água até 1,0 mm do topo da pedra, fazendo-se o controle da umidade pelo tempo que o corpo-de-prova permanece nesta situação. Realiza-se, então, o teste do MR a diferentes teores de umidade. Como no inverno alguns subleitos podem ficar submersos, coloca-se alguns corpos-de-prova mergulhados em água controlando-se também o tempo de exposição à água, e realizando o

ensaio de MR em seguida, obtendo-se o relacionamento entre o MR, o tempo de cura e o teor de umidade (Equação 3.16 e Equação 3.17);

- 3º Estágio: preparação de um certo número de corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal-cimento. Após 60 dias de cura coloca-se o corpo-de-prova para secar ao ar livre por 1 dia e na sequência coloca-o sobre uma pedra porosa para saturação dentro de um vaso com água até 1,0 mm do topo da pedra, permanecendo nesta situação por 2 dias. Coloca-o ao ar livre para secagem por 2 dias também, fechando 1 ciclo de secagem-molhagem. Realiza-se, então, o ensaio de MR e teor de umidade para os corpos-de-prova de solo-cimento e solo-cal-cimento para N ciclos de secagem-molhagem (N=1, 2, 5, 7 e 14). Relaciona-se em seguida o MR com o tempo de cura, o teor de umidade (saturação inicial e final) e ciclos de secagem-molhagem (Equação 3.18 e Equação 3.19).

$$\ln MR = 4,3222 + 0,0957 \ln T \quad \text{para solo-cal-cimento} \quad (3.14)$$

$$\ln MR = 3,9224 + 0,0683 \ln T \quad \text{para solo-cal} \quad (3.15)$$

$$\ln MR = 4,3222 + 0,0957 \ln T + 2,1362 \ln \left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}} \right) \quad \text{para solo-cal-cimento} \quad (3.16)$$

$$\ln MR = 4,3222 + 0,0957 \ln T + 3,8311 \ln \left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}} \right) \quad \text{para solo-cimento} \quad (3.17)$$

$$\ln MR = 4,3222 + 0,0957 \ln T + 2,1362 \ln \left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}} \right) - 0,0518 \ln(N + 1) \quad (3.18)$$

para solo-cimento

$$\ln MR = 4,3222 + 0,0957 \ln T + 3,8311 \ln \left(\frac{S_{r0}}{S_{r1}} \right) - 0,1144 \ln(N + 1) \quad \text{para} \quad (3.19)$$

solo-cimento

S_{r0} = Saturação inicial

S_{r1} = saturação

N = número de ciclos de secagem e umedecimento

Os autores concluíram, a partir de comparações entre ensaios de campo e de laboratório, que os resultados apresentados em laboratório eram ligeiramente maiores. Eles atribuíram essa diferença às condições distintas de cura entre o laboratório e o campo, e sugerem a aplicação de fatores campo-laboratório para aproximar o modelo do real.

TOROS e HILTUNEN (2008) estudaram a influência do meio ambiente, tais como umidade e tempo, na rigidez de materiais provenientes de 5 jazidas de agregados comumente utilizados como base no estado da Flórida (EUA). Os autores afirmam que a seleção de um valor para o MR apropriado para um projeto de pavimento, ou a aceitação de uma compactação de campo é prejudicada pela influência ambiental no comportamento dos materiais.

Os autores utilizaram o teste de coluna ressonante, descrito detalhadamente em MENQ²¹ (2003), o qual calcula o módulo de Young (E) a partir de leituras de acelerômetros que medem a propagação de uma onda de compressão imposta a um corpo-de-prova suspenso por fios, submetido ao impacto de um pequeno martelo.

Os corpos-de-prova cilíndrico com dimensões 15,24 cm x 30,48 cm eram preparados por compactação Proctor na umidade ótima e submetidos a 4 tipos de condições que os autores denominaram de “ambientais”:

²¹ MENQ, F.Y., *Dynamic Properties of Sandy and Gravelly Soils*, PhD Dissertation, University of Texas at Austin, pp. 363, 2003.

- Ambiente: os corpos-de-prova após compactação ficavam submetidos às condições ambientais dentro e fora do laboratório. O teste de coluna ressonante e o peso do corpo-de-prova eram verificados periodicamente;
- Umidade constante: os corpos-de-prova permaneciam após compactação selados e em câmara úmida. Avaliam-se, periodicamente, o teste de coluna ressonante e o peso do corpo-de-prova;
- Secos em estufa: os corpos-de-prova eram secos em estufa a 110 °F (45 °C). O teste de coluna ressonante e o peso do corpo-de-prova eram monitorados periodicamente;
- Umedecimento: os corpos-de-prova eram postos em banheiras de água envolvidos por um cilindro plástico provido de pequenos orifícios laterais próximos à base do mesmo (1,6 mm de diâmetro). O teste de coluna ressonante e o peso do corpo-de-prova eram periodicamente monitorados;

As principais conclusões dos autores relativamente aos ensaios em laboratório são:

- Para os corpos-de-prova submetidos à umidade constante observou-se que o módulo a pequenas deformações de todos os materiais testados não é constante, aumentando com o tempo. A taxa desse aumento é considerada razoável até o 100º dia, idade que o módulo atinge o dobro do valor obtido no dia da compactação. Não obstante diversas explicações citadas pelos autores e encontradas na literatura para este fenômeno (tixotropia por AFIFI e WOODS²² – 1971, envelhecimento mecânico por SCHMERTMANN²³ - 1992, processo químico (cimentação) por MITCHELL e SOGA²⁴ - 2005), os autores preferem particularmente especular que este fato se deva ao aumento da sucção devido a uma melhor redistribuição da umidade pós-compactação;

²² AFIFI, S.S., WOODS, R.D., *Long-term Pressure Effects on Shear Modulus of Soils*, Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No. 10, pp. 1445-1460, 1971.

²³ SCHMERTMANN, J.H., *The Mechanical Aging of Soils*, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol 117, No. 9, pp. 1288-1330, 1992.

²⁴ MITCHELL, J.K., SOGA, K., *Fundamentals of Soil Behavior*, 3rd Edition, John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, 577 pp., 2005.

- Para os corpos-de-prova submetidos ao processo de secagem em estufa (45°C) os autores afirmam que os resultados seriam similares para processos de secagem a temperaturas brandas ou ao ar livre dentro ou fora do ambiente de laboratório. Para todos os materiais estudados, embora a taxas diferentes, os módulos cresceram com a perda de umidade a taxas maiores no início do que no final do processo de secagem. A explicação dos autores corrobora a teoria comumente adotada pelo meio científico, delegando à sucção a responsabilidade por tal enrijecimento do esqueleto mineral do solo;
- Para corpos-de-prova submetidos ao umedecimento, pode-se observar que à medida que a água penetra no material, o módulo a pequenas deformações diminui drasticamente, sendo a taxa de diminuição maior no início do processo de umedecimento. Além disso os autores observaram que os caminhos de secagem e umedecimento não são iguais, apresentando histerese;
- Os corpos-de-prova submetidos a ciclos de secagem e umedecimento apresentaram um comportamento repetitivo, mostrando valores muito próximos do processo inicial. Os autores sugerem então que o mecanismo seja reversível e que a explicação pela teoria da sucção seja plausível.

TOROS e HILTUNEN (2008) procederam alguns ensaios em material intacto extraído do campo, consolidado a 10 anos. Suas conclusões foram que o comportamento do módulo dos materiais frente às oscilações de umidade, a partir do material seco, foram próximas à dos materiais moldados em laboratório. Mesmo após 10 anos de serviço a perda de módulo quando umedecido e o ganho quando drenado pareceram repetitivos e reversíveis como os corpos-de-prova de laboratório, ou seja, o envelhecimento não alterou significativamente a resposta dos materiais. Estes resultados parecem demonstrar que o fenômeno da sucção e da poro-pressão é reversível e repetitivo.

FERNANDO *et al.* (2008), baseados em evidências de que o método adotado pelo Departamento de Transporte do Texas (EUA) era conservador para regiões de clima seco, estudaram a possibilidade de se alterar o referido método levando em consideração os efeitos da umidade baseados na curva característica de solos do

subleito. Esses estudos conduziram ao desenvolvimento do programa computacional chamado “*Loadgage*” para estimar a capacidade de carga do pavimento.

Os referidos autores procederam os estudos de clima, umidade do solo e ensaios de carga estática (placa) em 254 regiões do estado do Texas (EUA), assim como em laboratório, e utilizaram o procedimento de projeto triaxial modificado do Texas para avaliar e conferir o programa utilizado pelo Departamento, conhecido como FPS (*Flexible Pavement System*), baseado em retroanálise de levantamentos com FWD (*Falling Weight Deflectometer*).

Os autores veem um conservadorismo excessivo no método triaxial existente no que diz respeito à forma como o subleito é classificado, a partir do “*Texas Triaxial Class*” (TTC). Ele é obtido da saturação por capilaridade do material do subleito previamente ao ensaio. TTCs maiores apontam para materiais de subleito de baixa qualidade, exigindo estruturas de pavimento mais espessas. O fato é que em algumas regiões do estado, sobretudo no leste, o clima é mais seco e os solos são menos susceptíveis à influência da umidade.

FERNANDO *et al.* (2008) concluíram então que, da comparação da capacidade de carga determinada pelas curvas obtidas pelo método triaxial modificado do Texas (Tex-117E), com os resultados do ensaio de placa em escalas reais, as curvas daquele ensaio triaxial aparentaram ser mais conservativas. Ainda, os resultados obtidos no ensaio de placa em laboratório demonstraram a importância de se considerar a variação de umidade na determinação da capacidade de carga.

As capacidades de carga determinadas pelo programa “*Loadgage*” são mais comparáveis com as estimativas obtidas do ensaio de placa do que daquelas obtidas pelo método de projeto triaxial modificado do Texas (Tex-117E). Para projetos de pavimentos com camadas estabilizadas, os estudos de campo sugerem que não devam ser regidos pelo método de projeto triaxial, sendo mais recomendada a opção de rodar o programa “*Loadgage*” para estimar a capacidade de carga do material, corrigindo-se a resistência do subleito de acordo com a diferença entre a umidade apresentada em campo e aquela do ensaio triaxial.

3.1.1. Sucção e Poro-pressão em Pavimentos

Como visto anteriormente, e analisando a Equação 2.8, devida a Bishop, pode-se concluir que a sucção do solo é uma forma de se medir o efeito total do meio ambiente nas propriedades do mesmo. Ainda, o princípio da tensão efetiva provê uma forma de relacionar, em termos numéricos, propriedades de interesse da engenharia ao meio ambiente onde o solo se insere. Assim pode-se dizer que os problemas de projeto rodoviário poderiam se resumir em descobrir as propriedades geotécnicas dos solos na faixa de valores esperados de sucção na estrutura do pavimento.

CRONEY (1952) introduziu o conceito de sucção no solo (muitas vezes referida à energia da água do solo) como sendo um fator fundamental no comportamento mecânico de materiais de subleito. A partir daí diversos autores [CRONEY *et al.* (1952), CRONEY e COLEMAN (1954), CRONEY *et al.* (1958), BLACK *et al.* (1958), CRONEY e COLEMAN (1961)] começaram a investigar métodos de medição de sucção e relataram conclusões preliminares relacionando esta característica à propriedades de engenharia.

SHACKEL²⁵ (1973) apud MOTTA (1991) constatou que a sucção, a qual está ligada diretamente ao potencial da água total no solo, diminui com o aumento do número de repetições de carga em ensaios dinâmicos, para uma determinada combinação de densidade e saturação. As deformações axiais resiliente e permanente decrescem rapidamente com o aumento da sucção, para um determinado grau de saturação na moldagem dos corpos-de-prova e, com isso, o módulo de resiliência aumenta com o acréscimo da sucção.

CAMACHO (2002) apresenta um estudo dos fluxos não saturados de água em bases de pavimentos construídos com solo arenoso fino laterítico (SAFL). O autor utilizou material da região de Ilha Solteira, no estado de São Paulo, e os ensaios foram realizados na mesma localidade para, segundo o autor, submetê-los às mesmas condições ambientais do local de extração. O objetivo do trabalho é constituir uma ferramenta útil para projeto e execução de obras com base de SAFL, conforme

²⁵ SHACKEL, B., *Changes in Soil Suction in a Sand-clay Subjected to Repeated Triaxial Loading*, HRR Technical Paper, 1973.

apresentado por NOGAMI e VILLIBOR (1995), assim como diagnóstico e intervenção em trechos com problema.

CAMACHO (2002) estudou a ação de dois fenômenos responsáveis pela variação de umidade em pavimentos: a sucção matricial e o gradiente térmico. Os fluxos decorrentes de sucção matricial foram medidos a partir de suas Curvas de Retenção (ou Característica) e de ensaios de infiltração horizontal em amostras compactadas em laboratório. Os fluxos induzidos por gradientes térmicos foram avaliados a partir da instrumentação de corpos-de-prova submetidos às condições térmicas naturais.

O autor também realizou um estudo de campo num pavimento existente, medindo as temperaturas e os gradientes de umidade ao longo do perfil do mesmo, assim como em uma área gramada adjacente à pista de rolamento.

CAMACHO (2002) concluiu que os fluxos verticais de água para cima podem alcançar a camada de base. Esses fluxos dão-se por aumento de umidade nas camadas subjacentes à base, e são mais importantes que aqueles induzidos por temperatura, os quais ocorrem principalmente à noite.

YANG *et al.* (2005), num estudo da variação do Módulo Resiliente com a Sucção dos solos de subleito compactados, afirmam que a umidade nas camadas do pavimento muda constantemente como resultado de fatores ambientais, particularmente quando o sistema de drenagem não se encontra corretamente dimensionado ou adequadamente em funcionamento. Comentam ainda que a umidade do subleito é sensível aos níveis d'água do lençol freático, da infiltração e da evaporação.

Os autores citados afirmam que a sucção nos solos não saturados dita o estado de tensão nos mesmos, e que influencia tanto o Módulo Resiliente quanto a Deformação Permanente, observando que quanto maior o valor de sucção, maior o MR. Eles citam que o efeito da sucção sobre o MR é tão maior quanto mais seco estiver o solo. Ao contrário, o efeito da tensão desvio sobrepõe-se ao da sucção quanto mais úmido estiver o solo.

PING e LING (2000), baseados nas observações de construtores no Estado da Flórida (EUA) de que os solos de subleito acumulavam muita água e com isso dificultava a secagem e a compactação dos mesmos, resolveram estudar a influência dos

fatores ambientais, das características granulométricas dos solos e da sucção nas taxas de secagem de seis tipos diferentes de solos granulares de subleito. Dois tipos de ensaios foram conduzidos: ensaio de sucção do solo utilizando psicrômetros (AASHTO T273-86); e ensaio de taxa de drenagem com o emprego de uma incubadora, onde uma série de combinações de umidade relativa do ar e temperatura foram simuladas.

Para os ensaios de sucção, os autores preparavam os corpos-de-prova compactando cada solo na umidade ótima, em oito camadas, em um molde cilíndrico com dimensões 10,0 cm x 20,0 cm. A partir de então os corpos-de-prova eram extraídos e de cada um deles eram confeccionados 9 cubinhos com dimensões 3,8 cm x 3,8 cm x 3,8 cm os quais cabiam no compartimento de amostras. Das nove amostras, duas eram testadas na umidade ótima e em seguida seladas com borracha. Das demais amostras, três eram postas para secar ao ar livre por 1, 2 e 4 horas e seladas em seguida. As amostras remanescentes eram tratadas com água destilada nas seguintes quantidades: 0,5 ml, 1,0 ml, 2,0 ml e 4,0 ml, sendo seladas em seguida. As atividades de secagem e molhagem visavam estabelecer uma simulação da faixa de umidade de serviço, com vistas a se medir os valores de sucção obtidos.

PING e LING (2000) observaram uma variação nos valores de sucção obtidas nos solos tratados como explicado anteriormente, na faixa de 0 kPa a 4000 kPa.

Os autores constataram ainda, que para solos com fração argila maior que 10%, as interações dos argilo-minerais com o fluido dos poros foram determinantes nos valores medidos de sucção. Os valores da sucção variam substancialmente com a umidade quando a percentagem de argila é maior que 10% e a percentagem de finos maior que 20%. O valor da sucção reduz-se de 100 a 3000 kPa quando a percentagem de finos é menor que 20%.

Os autores investigaram ainda, a influência da temperatura e da umidade relativa do ar na taxa de drenagem. Para tanto eles definiram como “taxa de drenagem de um solo” como a unidade de água perdida (g), na unidade de tempo hora (h), dividida pela área do solo (m^2). Uma incubadora foi utilizada para se controlar as condições de umidade do ar e temperatura. Os mesmos solos utilizados para as medições de sucção foram compactados na umidade ótima mais 4%. Dois níveis de temperatura (10°C e 25°C) e dois níveis de umidade relativa do ar (75% e 95%) foram utilizados.

Em seguida os solos foram drenados até a umidade ótima menos 4%. O tempo de drenagem depende do teor de umidade, da temperatura e da umidade relativa do ar selecionados para cada teste, o qual variou de quatro a sete dias para a maioria dos solos estudados. A determinação da taxa de drenagem dos solos foi feita mediante a utilização da Equação 3.20:

$$DR = \frac{W_n - W_{n-1}}{(t_n - t_{n-1}) \cdot A} \quad (3.20)$$

$DR = \text{drying rate - taxa de drenagem (g/h/m}^2\text{)}$

$W_n = \text{peso na n-ésima medição (g)}$

$W_{n-1} = \text{peso na medição anterior à n-ésima (g)}$

$t_n = \text{tempo até a n-ésima medição (h)}$

$t_{n-1} = \text{tempo até a medição anterior à n-ésima (h)}$

$A = \text{área de exposição do solo ao ar (m}^2\text{)}$

Os testes de taxa de drenagem mostraram que a água evapora rapidamente nos primeiros instantes do ensaio, reduzindo substancialmente após os primeiros dias. Os testes mostraram ainda que um dos solos ensaiados, com 27,5 % de finos, continuava a drenar mesmo após o período estudado, e que este solo possui a menor taxa de drenagem para teores de umidades acima de 8%. Para teores abaixo desse valor outro solo, com 25,1 % de finos, possui menor taxa de drenagem. De maneira geral, o tempo de drenagem aumenta com o percentual de finos passando na peneira #200.

O efeito da temperatura e da umidade relativa do ar pode ser expresso da seguinte forma:

- Com a umidade relativa do ar de 75% a perda de água é rápida nos estágios iniciais e mostrou grande aumento a altas temperaturas;
- Com a umidade relativa do ar de 95% a perda de água é inversamente proporcional ao aumento da temperatura, ou seja, a água evapora levemente mais rápida a 10°C do que o faz a 25°C.

Assim, comparando os efeitos da temperatura e da umidade relativa do ar na secagem dos solos os autores concluíram que a influência desta é maior do que a da temperatura. Em altas umidades relativas do ar e para percentual de finos elevado a taxa de evaporação é menor. Num ambiente severamente úmido, altas temperaturas tendem a evitar a evaporação da água.

PERERA *et al.* (2004) estudaram o equilíbrio da umidade em pavimentos rodoviários existentes por todo o território dos Estados Unidos. O estudo se desenvolveu em 27 trechos do *long-term pavement performance* (LTPP). As Curvas Características dos materiais foram traçadas na Universidade do Arizona a partir de amostras coletadas nos locais estudados. Os autores afirmam que o excesso de umidade no pavimento é um problema crítico, pois afeta diretamente a rigidez e a resistência do “sistema pavimento”. Ainda, os autores concluem que a sucção matricial sob áreas cobertas depende de uma combinação entre fatores ambientais e tipo de solo.

Os autores afirmam ainda, que o teor de umidade flutua de acordo com a época do ano, em especial em duas situações particulares, no degelo primaveril em regiões frias e quando o nível do lençol freático atinge cerca de 1,0 m da superfície do pavimento. Para regiões áridas, onde o lençol freático raramente ultrapassa 1,80 m da superfície do pavimento, o efeito sazonal é desprezível.

O trabalho descrito foi desenvolvido a partir da coleta de material em 30 rodovias espalhadas pelos Estados Unidos. As amostras foram submetidas a ensaios de teor de umidade (w), Curva Característica (umidade x sucção), densidade seca (ρ_d), índice de plasticidade (IP), distribuição granulométrica, densidade real dos grãos (δ_g) e condutividade hidráulica saturada (K_{sat}), todos executados na Universidade do Arizona.

A sucção *in situ* foi obtida através das Curvas Características dos materiais e do grau de saturação (S) medido por intermédio de w , ρ_d , ρ_w e G_s , segundo a Equação 3.21:

$$S = \frac{w}{(\rho_w / \rho_d - 1 / G_s)} \quad (3.21)$$

Na procura de correlações, a sucção *in situ* foi confrontada com parâmetros ambientais incluindo umidade relativa, precipitação anual, temperatura média, número de dias de sol, profundidade do nível d'água, Índice de Thornthwaite e tipo de solo.

Os autores afirmam ainda que estudos anteriores que correlacionaram sucção com TMI (Índice de Thornthwaite) e tipo de solo exibiam larga variabilidade. Durante um projeto do NCHRP, realizado pelo TRB (*Transport Research Board*), e patrocinado pela FHWA (Federal Highway Administration), intitulado Efeitos Ambientais em Projetos Estruturais e Misturas de Pavimentos, amostras de solos foram recolhidas de pavimentos por todo o Estados Unidos. Assim, com as medidas de sucção *in situ* os autores apresentaram uma boa correlação entre TMI e o tipo de solo. Baseado em dados de campo e laboratório, dois modelos de previsão foram desenvolvidos para obtenção dos valores de sucção sob pavimentos, denominados de TMI-P₂₀₀ (para bases granulares) e TMI-P₂₀₀/wPI (para sub-bases e subleitos). Os autores afirmam que esses modelos, mostrados respectivamente nas Equações 3.22 e 3.23, possuem ajuste melhor do que os atuais utilizados pelo módulo EICM implementado no *NCHRP 2002 Design Guide*.

$$h_m = \alpha + e^{[\beta + \gamma(TMI + 101)]} \quad (3.22)$$

α , β e γ são constantes da regressão obtidas a partir dos valores de TMI para % Pass. na peneira 200 (P₂₀₀)= 4, 6, 8, 10 e 12.

$$h_m = \alpha \{ e^{[\beta / (TMI + 101) + \gamma]} + \delta \} \quad (3.23)$$

α , β , γ , δ são constantes da regressão obtidas a partir dos valores de TMI para P₂₀₀ = 5, 10, 20 e 50.

NAJI *et al.* (2003) mostram que o módulo de resiliência aumenta com o aumento da sucção matricial. Eles atribuem esse fenômeno ao fato de que maiores sucções produzem um endurecimento da amostra e maior integridade da estrutura do solo, conseqüentemente produzindo maior módulo de resiliência.

HUANG *et al.* (2006) comentam sobre o crescente interesse em se estudar a sucção em subleitos devido a influência desta sobre o estado de tensão de um material, influenciador direto do valor do módulo resiliente.

Os autores estudaram os efeitos da sucção matricial no módulo resiliente de solos compactados de subleito. Módulos resilientes foram calculados em dois solos coesivos e em três níveis de sucção matricial inicial (50 kPa, 150 kPa e 450 kPa)

utilizando a técnica da translação de eixos²⁶. O método AASHTO T292-91 foi utilizado para a determinação do módulo resiliente. Os solos estudados foram provenientes de subleitos de pavimentos do norte da Tailândia, e foram classificados como A-7-6 e A-6. Com os dados experimentais, extraídos a partir de ensaios em corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de 5,0 cm x 10,0 cm e compactados na umidade ótima, os autores concluíram que um aumento na sucção matricial gera uma redução da deformação resiliente, aumentando conseqüentemente o módulo resiliente. Segundo os autores, a sucção matricial mostrou ser um bom parâmetro para caracterizar o comportamento resiliente de solos coesivos sob cargas repetidas.

Os autores observaram, ainda, que o valor da sucção é pouco influenciado pelo número n de aplicação de carga dinâmica, mesmo com variação da tensão desvio (σ_d) nos valores 21, 34, 48, 69 e 103 kPa. Os ensaios atingiram 50000 aplicações de carga, e os valores da sucção matricial, a partir de seu valor inicial, decresceram pequeníssimos valores para os solos estudados (Figura 3.13 e Figura 3.14). Houve, entretanto, a mudança de comportamento resiliente dos solos estudados ao se aplicar tensão desvio em níveis diferentes de sucção matricial, ou seja, para o nível de 450 kPa de sucção o comportamento dos solos é de módulo resiliente crescente com os valores de tensão desvio, comportamento este contrário quando aplicada as tensões desvio nos níveis de 150 e 50 kPa de sucção matricial (Figura 3.15 e Figura 3.16).

Os corpos-de-prova, após compactados eram submetidos a processos de umedecimento conforme citado por YANG *et al.* (2005), mostrado anteriormente. Este procedimento visa aproximação às condições de influência da umidade em serviço.

²⁶ A técnica da translação de eixos refere-se à técnica empregada para transladar os valores das pressões da água dos poros e do ar nos poros para a faixa positiva, e ainda manter o mesmo valor da sucção matricial ($u_a - u_w$). Agindo desta forma evita-se que o sistema de medição cavite, impregnado-se de ar. Uma excelente referência para aprofundamento no emprego dessa técnica é FREDLUND e RAHARDJO (1993).

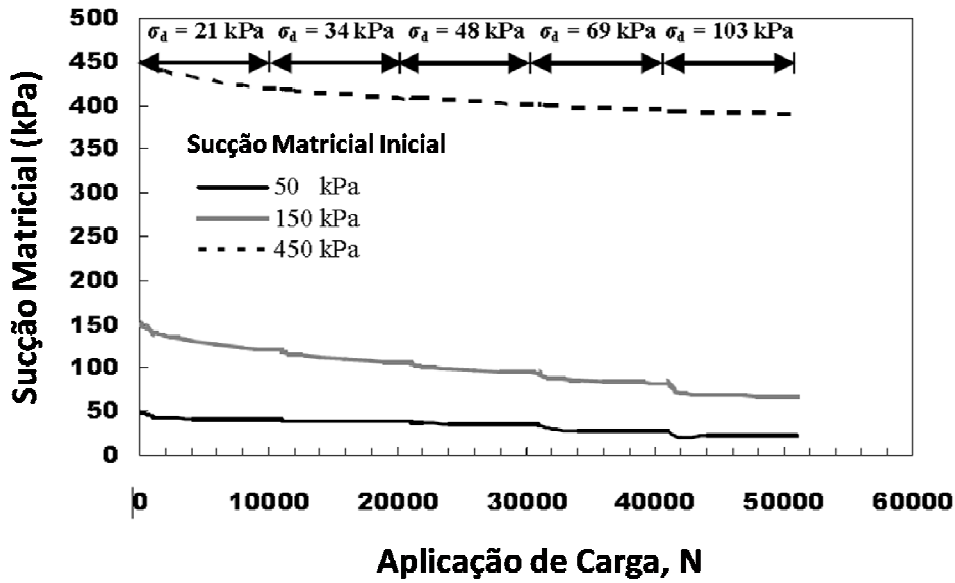


Figura 3.13: Variação da sucção com o número de aplicação de carga – Solo A-6 (HUANG *et al.*, 2006).

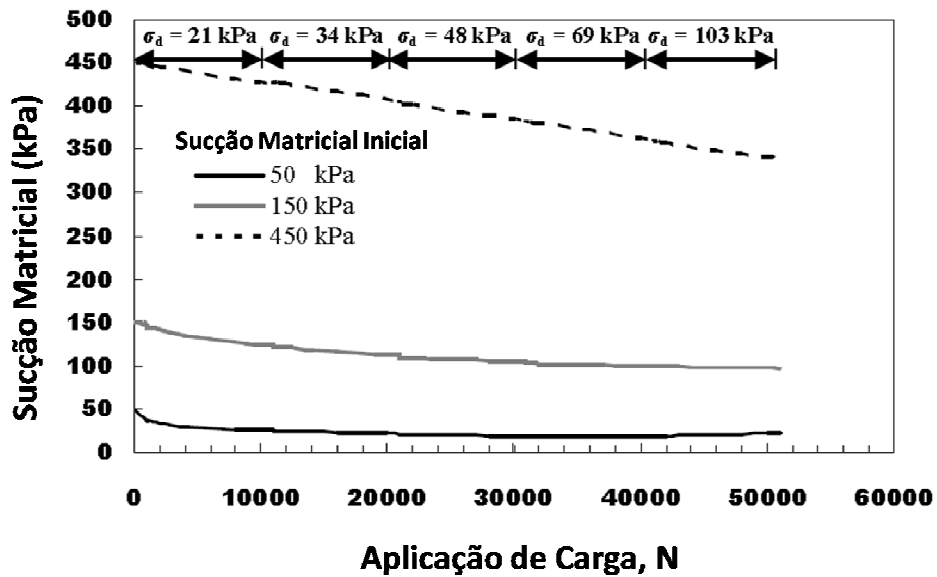


Figura 3.14: Variação da sucção com o número de aplicação de carga – Solo A-7-6 (HUANG *et al.*, 2006).

Os autores apresentam um modelo tensão-sucção matricial (Equação 3.24) com base no conceito de tensão efetiva, proposto para estimar o módulo resiliente de solos de subleito não saturados.

$$MR = K_3 (\sigma_d + \chi \psi_m)^{K_4} \quad (3.24)$$

ψ_m = sucção matricial ($u_a - u_w$);

χ = parâmetro em função do grau de saturação ($\chi = 0$ para solos secos e $\chi = 1$ para solos saturados);

K_3 e K_4 = parâmetros de regressão;

σ_d = tensão desvio.

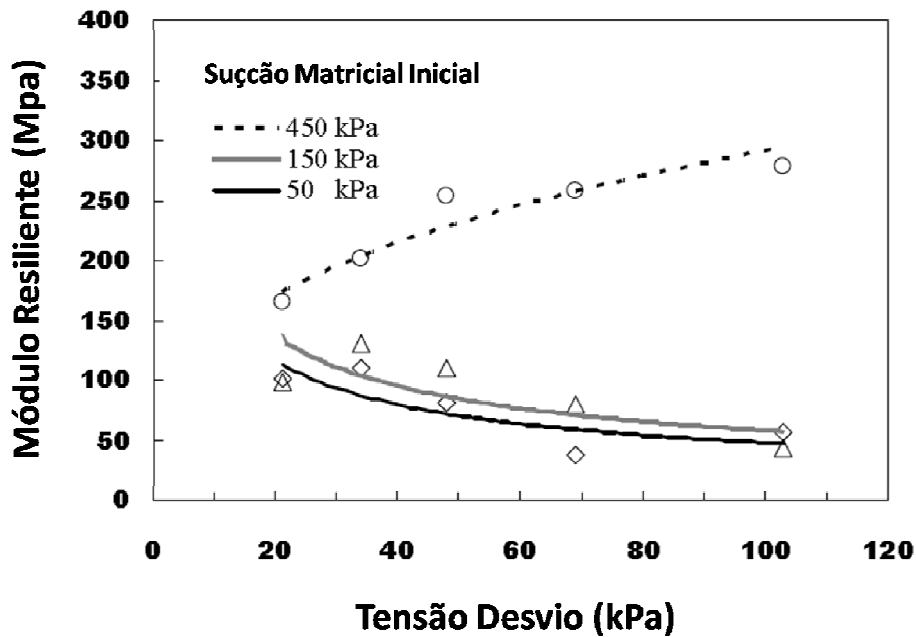


Figura 3.15: Variação do MR com σ_d para três níveis iniciais de sucção – Solo A-6 (HUANG *et al.*, 2006).

SAUER e MONISMITH (1968) estudaram a influência, no campo e em laboratório, da sucção no comportamento de tilitos glaciais (*glacial till*) submetidos a carregamentos dinâmicos. No campo, deflexões com carga padrão de 8,2 t foram medidas com Viga Benkelman ao longo de 10 milhas (16 km) numa rodovia ao sul de Saskatchewan (Canadá). Nos locais em que o pavimento estava em boas condições, 20 medidores de umidade foram instalados a 20 polegadas (50 cm) abaixo da superfície do mesmo, no subleito de tilito. Os resultados assim obtidos mostram que as deflexões geralmente acompanham as medições de sucção, ou seja, para níveis elevados de sucção as deflexões foram relativamente baixas.

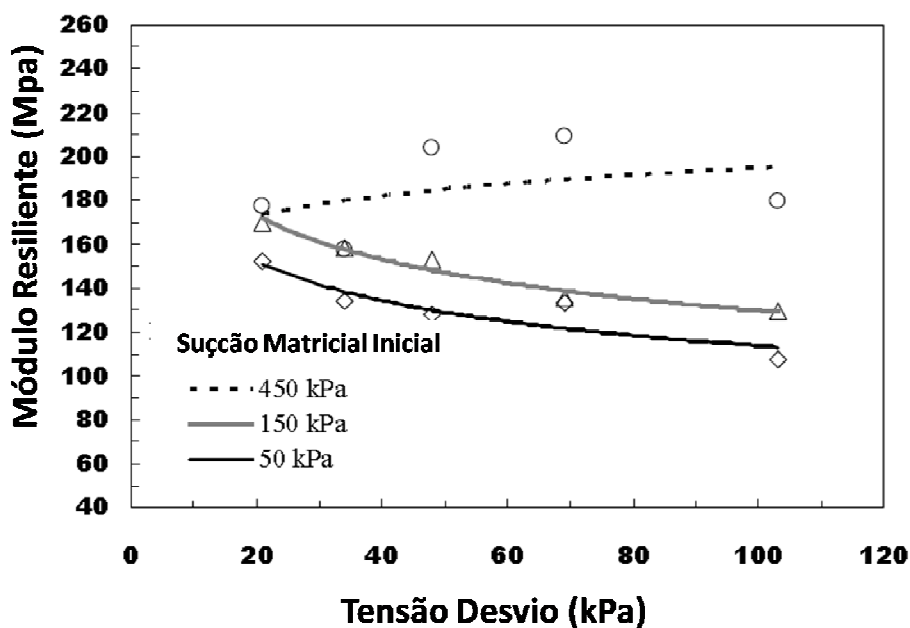


Figura 3.16: Variação do MR com σ_d para três níveis iniciais de sucção – Solo A-7-6 (HUANG *et al.*, 2006).

No laboratório o trabalho de medição de sucção e os ensaios triaxiais de cargas repetidas foram desenvolvidos em amostras de tilito compactadas estaticamente a diversos valores de umidade. Quando as amostras eram compactadas a umidades acima da ótima, os valores de sucção decresciam e os valores de módulo resiliente obtidos do ensaio de cargas repetidas eram baixos. Por outro lado, quando os corpos-de-prova eram compactados com teores de umidade abaixo do ótimo, os valores de sucção aumentavam, assim como os correspondentes módulos resilientes.

Em geral, os resultados mostraram que enquanto a variação de sucção no campo não fora muito elevada (0 a 110 psi – 0 a 760 kPa), a variação dos módulos resilientes correspondentes foram consideravelmente significativos (2000 a 22000 psi – 14 a 150 MPa). Os dados também enfatizam que para o projeto de pavimentos, não apenas deve ser considerada a escolha de materiais, mas também o significativo potencial de alteração na sucção para cada material.

Essas conclusões corroboram a necessidade do desenvolvimento de normas técnicas e procedimentos que considerem alterações ambientais (fatores regionais, TMI, precipitação pluviométrica, etc.).

SAUER e MONISMITH (1968) apresentaram dados de resistência e deformação característica de argilas compactadas, assim como seus comportamentos resilientes sob carregamentos cíclicos, em condições similares às aquelas ocorridas no campo, em estruturas reais de pavimentos rodoviários. Essas investigações mostraram a importância, particularmente no caso de solos finos de subleito, da umidade relativa, da densidade seca e da estrutura do solo nas propriedades mecânicas dos materiais utilizados na construção de rodovias.

PETRY *et al.* (2008) investigaram o módulo resiliente e outras propriedades do solo típico de subleito coletados de 10 distritos do Missouri Department of Transport (MoDOT) com a finalidade de calibrar os parâmetros de projeto usados no método de projeto de pavimento mecanístico-empírico.

Com a finalidade de determinar a condição mais razoável do ramo úmido no campo, a sucção total foi empregada como fator principal para os engenheiros decidirem que teor de umidade deveria ser usado nos ensaios de MR em laboratório. Para se medir a sucção total os autores utilizaram o potensiómetro WP4, cujo princípio de funcionamento é o do ponto de orvalho num espelho resfriado, um método preconizado pela ASTM D6836 Method D. Uma amostra do solo é colocada num recipiente selado e, no equilíbrio, o potencial da água no ar do interior do recipiente é o mesmo potencial da água da amostra. A determinação do exato momento que ocorre a condensação no espelho é indicada por uma célula fotoelétrica, pois há alteração da reflectância do feixe luminoso recebido quando aparece o primeiro sinal de condensação.

Em sua pesquisa, PETRY *et al.* (2008) utilizaram o solo solto (retido na #4) para as medições com o WP4, e observaram que os valores eram próximos daqueles obtidos com os solos compactados provenientes do ensaio de MR. Mostraram também que alguns conjuntos de solos apresentaram valores de sucção nulos antes que o teor de umidade atingisse a saturação, ou seja, para esses solos, o pior cenário de 100% de saturação é superestimada. Para outros conjuntos de solos o valor nulo de sucção se deu para teores de umidade de apenas 1% e 3% acima do teor ótimo. Para um determinado conjunto de solo a sucção nula ocorreu a teores de umidade igual ou mesmo acima dos 100% de saturação.

3.1.2. O uso de TDRs (Time Domain Reflectometry)

Segundo Henderson²⁷: “A habilidade de monitorar com acurácia parâmetros sub-superficiais do solo numa base contínua é extremamente benéfica para o projeto de pavimentos, análise e previsão de desempenho. Os dados coletados com auxílio do *Time Domain Reflectometry* (TDR) como parte do programa de monitoramento sazonal (SMP) do LTPP pode ser utilizado para se estimar teor de umidade, condutividade, reflectividade e densidade.”

TDR em português pode ser traduzido como reflectometria no domínio do tempo ou ainda reflectômetro no domínio do tempo. Trata-se de uma técnica eletromagnética que vem sendo utilizada desde os anos 30 para a determinação de falhas em cabo condutores elétrico ou não (MARINHO, 2005). Somente em 1980 o TDR passou a ser utilizado como ferramenta para a determinação do teor de umidade volumétrico em solos.

A técnica do TDR consiste em medir o tempo que um pulso eletromagnético leva para caminhar por uma guia de onda (composta de hastes) de comprimento conhecido (Figura 3.17).

A intensidade e o alcance desses pulsos eletromagnéticos é variável com a distância das hastes, sendo maior entre as mesmas e diminuindo exponencialmente a medida que se afasta delas. (Figura 3.17)

Na Figura 3.17 (direita) mostra-se o percentual de perda de densidade energética.

O tempo relaciona-se com a constante dielétrica do meio onde as hastes estão inseridas de modo que se pode determinar a constante dielétrica ϵ do material usando as seguintes expressões:

$$c = \frac{c_0}{\sqrt{\epsilon_r \cdot \mu}} \quad (3.25)$$

c = velocidade da onda

²⁷ GARY HENDERSON, Diretor do Escritório de Desenvolvimento e Pesquisa em Infra-estrutura do LTPP, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.

c_0 = velocidade da luz

ϵ_r = Permissividade relativa, $\epsilon_r = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}$, onde ϵ é a constante de permissividade do

meio em questão (solo) e ϵ_0 é a constante de permissividade do vácuo.

$\mu = 1$ (permeabilidade magnética)

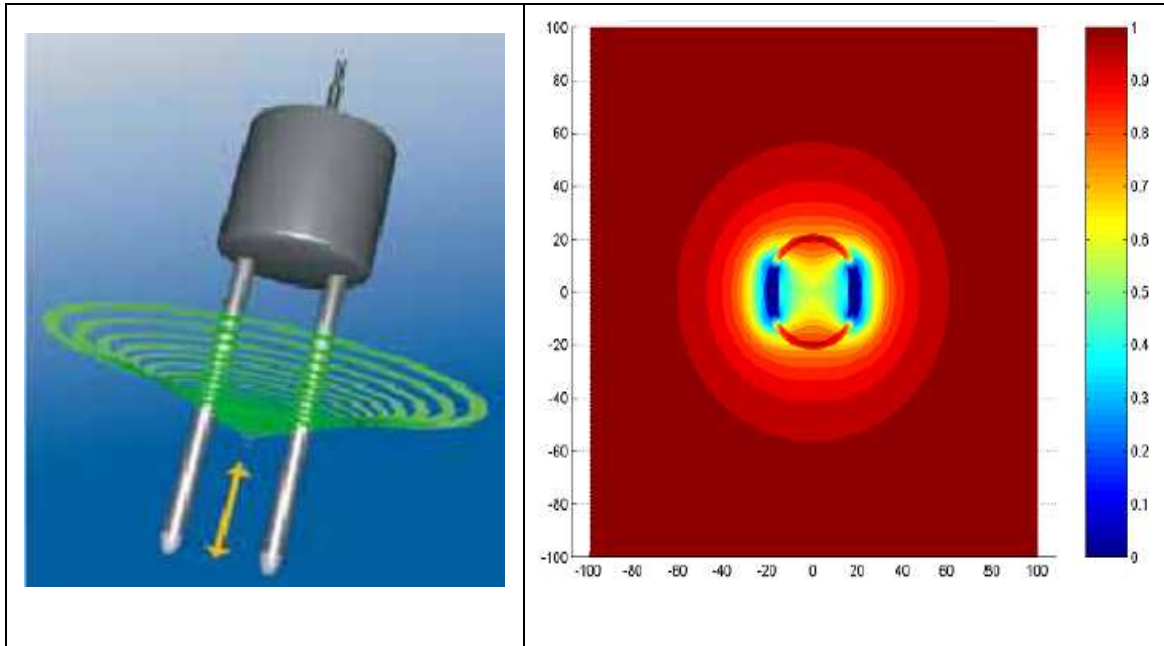


Figura 3.17: Desenvolvimento das ondas eletromagnéticas e intensidade do sinal ao redor das hastes do TDR (IMKO, 2008).

Mas, quando se usam hastes para guiar as ondas, a velocidade de propagação das ondas (c) pode ser expressa pelo comprimento das hastes $2L$ (ida e volta) e o tempo t para percorrer as mesmas.

$$c = \frac{2L}{t} \quad (3.26)$$

Combinando as Equações 3.26 e 3.27, e substituindo ϵ_r por ϵ_a (permissividade relativa aparente), tem-se:

$$\epsilon_a = \left(\frac{c_0 t}{2L} \right)^2 \quad (2.27)$$

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 (K_a) 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.

Quando a onda eletromagnética entra no solo tanto o seu comprimento de onda quanto a sua velocidade ficam reduzidos de $\sqrt{K_a}$. Na Figura 3.18 está ilustrado este efeito.

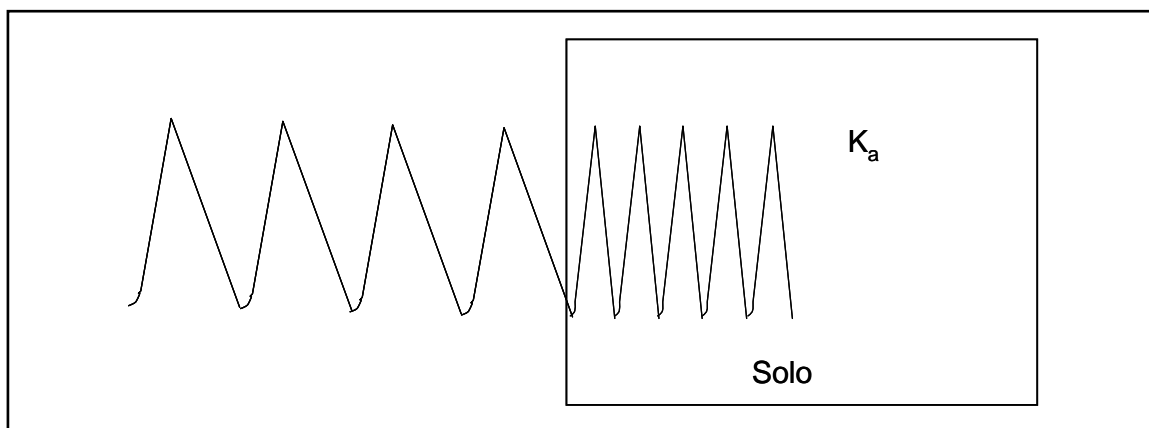


Figura 3.18: Efeito na onda eletromagnética devido à mudança de meio, medido por um equipamento tipo TDR.

A grande diferença existente entre a constante dielétrica da água com relação à constante dielétrica dos minerais e do ar sugere que a constante dielétrica do solo seja indiferente à composição do mesmo. No entanto têm-se observado variações na calibração de acordo com a natureza e o estado do solo. É por esta razão que no Capítulo 4 desta tese mostra-se a forma como foram feitas as calibrações dos TDRs empregados nas diversas camadas do pavimento deste estudo, tendo sido constatado que as curvas de calibração são realmente diferentes de acordo com o material empregado, sendo portanto influenciadas pela densidade e tipo de solo.

Como já comentado, o FHWA desenvolve uma grande pesquisa desde 1987 chamada de LTPP (*Long Term Pavement Performance*). Trata-se de um extenso estudo, com horizonte de análise de 20 anos, de estruturas de pavimentos rodoviários em serviço. Cerca de 2.400 seções de pavimentos (rígidos e flexíveis) ao longo dos Estados

Unidos e Canadá foram analisadas. A partir de 2007, uma série de publicações contendo conclusões fruto dessas análises foram disponibilizadas para o meio técnico em geral, dos quais, por afinidade com o assunto desta tese, destaca-se o *LTPP Computed Parameter: Moisture Content* – FHWA-HRT-08-035 (2008).

Para a execução do relatório sobre umidade nas camadas do pavimento foi desenvolvido um estudo empregando-se TDRs em 70 seções instrumentadas e pertencentes ao Programa de Monitoramento Sazonal (SMP), também assunto do LTPP. Dez sensores de TDR foram instalados nas camadas de base e de subleito de cada uma das 70 seções mencionadas. As sondas do TDR eram instaladas em poços perfurados sob a trilha de roda externa da rodovia, conforme mostrado na Figura 3.19.

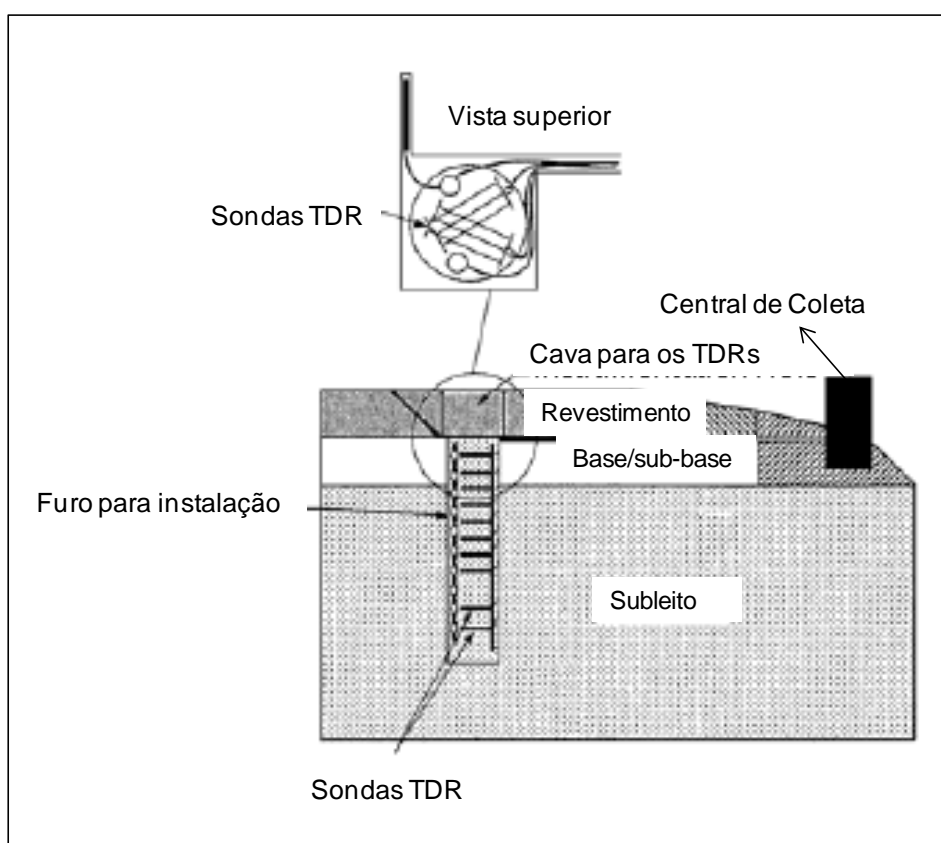


Figura 3.19: Esquema de instalação dos equipamentos TDRs no programa SMP do LTPP (LTPP, 2008).

Com base nos dados obtidos, foi desenvolvido um método para se estimar o teor de umidade, densidade seca, reflectividade e condutividade do solo a partir das respostas dos TDRs. Este método utiliza equações de transmissão de linha e modelos micromecânicos calibrados para as condições específicas de cada lugar e combinação de

camadas. Um total de 270.000 dados coletados com TDR e pertencentes ao banco de dados do LTPP foram analisados.

O conhecimento proveniente de metodologias empíricas existentes e reconhecidas foi utilizado para estimar o teor de umidade sub-superficial e também está documentado no referido relatório.

Desenvolveu-se ainda um programa de computador (MicroMoist) para ajudar no processamento dos dados dos solos obtidos dos TDRs e das informações de calibrações.

Os efeitos de congelamento foram avaliados e concluiu-se que, em geral, esperase um decréscimo do teor de umidade volumétrica à medida que a água do solo congela em ambas regiões de congelamento úmida e seca. Mas se espera também uma perda no desempenho das medições com TDR durante o inverno.

LIANG (2006), do Ohio Department of Transportation (ODOT), referindo-se a regiões onde ocorrem congelamento da água existente no subleito, conduziu estudos no sentido de se avaliar o comportamento de diferentes materiais de bases e sub-bases drenantes. Essas avaliações contínuas de umidade ao longo do perfil do pavimento foram feitas com o auxílio de instrumentos do tipo TDRs (Time Domain Reflectometry) e serviram para determinar a eficiência de drenagem dos materiais empregados, ao longo de 20 meses seguidos. Os TDRs foram instalados da fronteira entre a sub-base e o subleito a cada 15,0 cm até a profundidade de 1,75 m.

O autor utilizou uma sonda de TDR especial, elaborada pelo CRREL (*Cold Regions Research and Engineering Laboratory*) pertencente ao Corpo de Engenheiros do Exército Americano para as profundidades onde ocorria o congelamento da água presente no solo. O princípio de funcionamento desta sonda é baseado no fato da condutividade elétrica no gelo ser muito maior que na água em seu estado líquido. Assim, o ponto no perfil estudado que indicava uma grande variação da resistividade elétrica era a fronteira de congelamento do subleito.

O autor conduziu estudos em dois tipos de materiais, um tratado com cimento e outro com asfalto. Ele concluiu que as bases tratadas com cimento e asfalto desenvolveram melhores taxas de drenagens do que outros materiais granulares, e que o

período mais crítico para a estrutura do pavimento, onde se desenvolveram os maiores teores de umidade, foi a primavera.

EKBLAD (2007) conduziu estudos para verificar a influência da umidade e da concentração de mica na redução dos valores de módulo resiliente de solos granulares frente á variação de umidade. Neste estudo o autor utilizou TDRs (TDR-100 com hastes CS605 – Campbell Scientific) em caixas metálicas de 10,0 mm de espessura para garantir rigidez suficiente e 50,0 cm de largura, associados a tensiômetros (2100F da Soilmoisture Equipments) com vista a obter as curvas características (sucção x umidade) dos materiais (Figura 3.20).

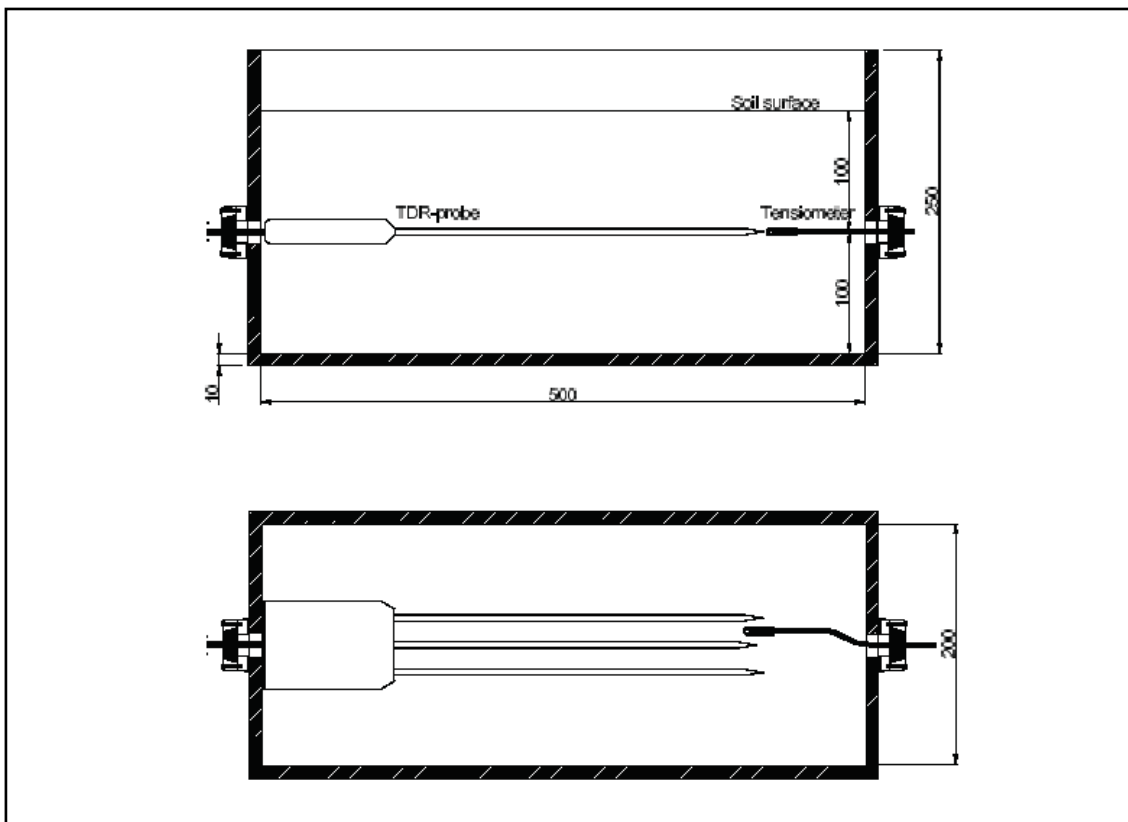


Figura 3.20: Caixa metálica utilizada para se determinar a curva característica do material com o uso do TDR (EKBLAD, 2007).

Como há um campo elétrico gerado pelas hastes do TDR, o espaço ao redor das mesmas exerce grande influência sobre o valor medido. A quantificação deste volume de influência é uma tarefa um tanto complexa. EKBLAD (2007) idealizou uma forma prática de se avaliar esta influência com uma série de testes em ar e em água em vários recipientes para se estimar a influência do tamanho dos mesmos, assim como das proximidades com o topo e com as paredes da caixa. Como nenhuma influência foi

detectada o autor julgou as dimensões da caixa empregada no citado estudo satisfatórias.

A literatura tem se referido ao volume de influência da sonda do TDR como uma grandeza de determinação difícil. Diversos autores divergem sobre o tal “campo de influência”.

TOPP e DAVIS (1985) indicaram que para uma sonda com duas hastes, o volume de influência é igual ao de um cilindro com diâmetro 1,4 vezes a distância entre as hastes.

DE CLERCK (1985) estabelece que 94% da energia elétrica está contida dentro de um diâmetro igual a duas vezes a distância entre hastes do TDR.

SUWANSAWAT e BENSON (1999) investigaram a influência da distância das hastes até as paredes e constataram que a partir de 3,0 cm não há mais campo elétrico detectado. Resultados similares também foram citados por PETERSEN *et al.* (1995).

Nesta Tese o uso dos TDRs terá especial atenção, visto que será a partir dos dados obtidos de suas medições, em confronto com as Curvas Características dos materiais obtidas através da técnica do papel filtro, que se avaliarão indiretamente os valores de sucção para as diversas camadas do pavimento sob as diferentes condições de equilíbrio do lençol freático. As informações do equipamento utilizado, sua calibração e uso estão descritos no Capítulo 4.

3.2. O Fenômeno da Capilaridade em Pavimentos

PINTO (2006) apresenta a equação seguinte, proveniente dos estudos de Laplace, que mostra a altura de ascensão capilar num tubo:

$$h_c = \frac{2.T}{r.\gamma_w} \quad (3.28)$$

T = Tensão superficial da água = 0,073 N/m² a 20 °C;

r = raio do tubo capilar;

γ_w = Peso específico da água.

Assim, pela Eq. 3.28 acima, conclui-se que a altura de ascensão capilar é inversamente proporcional ao raio do tubo, e que para $r = 0,1$ mm, h_c vale 30,0 cm. E para $r = 0,01$ mm, h_c toma o valor de 3,0 metros.

De maneira geral, dependendo da granulometria, os vazios formados nos solos são muito pequenos, tão pequenos que podem ser associados a tubos capilares. Porém, vale ressaltar que para o caso de ascensão capilar em solos outros fatores influenciam sobremaneira a mesma, entre eles o histórico do depósito (se for o caso), mineralogia, continuidade dos vazios, etc.

Na Figura 3.21, extraída de PINTO (2006) estão mostrados os perfis esquemáticos de ascensão capilar com relação ao histórico do nível de água. Existe uma altura máxima de ascensão capilar, indicada pelo ponto A, que depende da grandeza dos vazios, que, por sua vez, depende do tamanho das partículas. Esta altura é variável, portanto, com o tipo de solo: alguns poucos centímetros no caso de pedregulhos, um a dois metros no caso das areias, três a quatro metros para os siltes e dezenas de metros para as argilas.

Entretanto os vazios do solo são de dimensões muito irregulares, e, certamente, durante o processo de ascensão, bolhas de ar ficam enclausuradas no interior do solo. Até certa altura, indicada pelo ponto B, o grau de saturação é constante, ainda que não seja atingida total saturação.

Considere-se, por outro lado, um solo que esteja originalmente abaixo do nível d'água e totalmente saturado. Se este nível for rebaixado, a água dos vazios tenderá a descer. A esta tendência, se contraporá a tensão superficial, formando meniscos capilares. Se o nível d'água baixar mais do que a altura de ascensão capilar correspondente (mais do que a tensão superficial é capaz de sustentar), a coluna de água se romperá, com parte da água, acima desta cota, ficando nos contatos entre as partículas. Fixando-se a cota d'água no nível inferior indicado, até uma certa altura, ponto C, o solo permanece saturado. Do ponto C ao ponto D, a água estará em canais contínuos comunicados com o lençol freático. Acima do ponto D, a água retida nos contatos entre os grãos não mais constitui um filme contínuo de água.

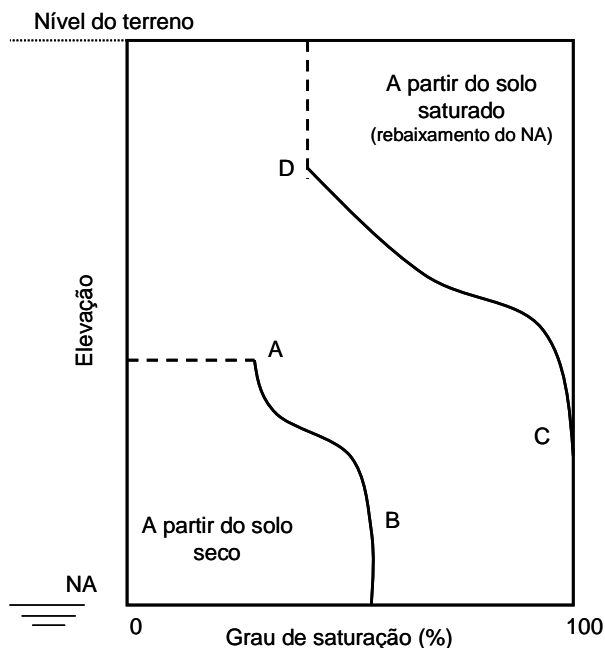


Figura 3.21: Perfis esquemáticos de ascensão capilar relacionados ao histórico do nível d'água (PINTO, 2006).

A situação da água acima do lençol freático dependerá, portanto, da evolução anterior do nível deste lençol. De qualquer forma, existirá uma faixa de solo, correspondente a certa altura, em que a água dos vazios estará em contato com o lençol freático e sua pressão negativa será determinada pela cota em relação ao nível d'água livre. Eventualmente, acima dela, ocorrerá água nos vazios, alojada nos contatos entre partículas, mas isolada do lençol.

MARINHO (2005) estudando a presença da água nos materiais porosos comenta que solos com minerais mais ávidos por água e com menor índice de vazios permitirão uma ascensão capilar maior. O fenômeno da ascensão capilar que, como visto depende da natureza e da distribuição dos grãos do material, em muitos casos atingem dezenas de metros.

LU e LIKOS (2004) constataram que para valores relativamente altos de concentração de água (baixos valores de sucção), o mecanismo dominante de retenção de água nos poros é a capilaridade, governada principalmente pelas partículas e pela distribuição dos poros. Eles ainda concluem que para tubos capilares a ascensão capilar máxima é de 10,0 m. Porém no solo, onde aspectos físico-químicos alteram as

propriedades químicas e físicas a cavitação pode não ocorrer na mesma pressão que a água livre no tubo capilar.

Os autores citados apresentam a compilação de três equações (Tabela 3.4) que definem as alturas capilares atingidas em solo, embora exponham a dificuldade de previsão devido às diferenças de diâmetros das partículas no solo, a distribuição dos poros, índices de vazios, etc. Essas equações utilizam algumas propriedades dos solos tais como distribuição dos poros, índice de vazios e ponto de entrada de ar. Em geral o efeito da histerese não é considerado nas relações empíricas. A maioria das equações empíricas assume um solo inicialmente seco sob um processo de umedecimento a partir de um nível d'água estacionário.

Tabela 3.4: Equações de previsão da altura capilar em solos (LU e LIKOS, 2004).

Autores	Equações
<i>PECK, HANSEN e THORNBURN (1974)²⁸</i>	$h_c = \frac{C}{eD_{10}}$
<i>LANE e WASHBURN (1946)²⁹</i>	$h_c = -990(\ln D_{10}) - 1540$
<i>KUMAR e MALIK (1990)³⁰</i>	$h_c = h_a + 134,84 - 5,16\sqrt{r}$

Na Tabela 3.4 os parâmetros das expressões são:

h_c = Ascensão capilar (mm)

C = Constante variando entre 10 e 50 mm², dependente das impurezas de superfície e forma do grão

e = índice de vazios

²⁸ PECK, R.B., HANSEN, W.E., THORNBURN, T.H., *Foundation Engineering*, 2^a Edition, Willy, New York, 1974.

²⁹ LANE, K.S., WASHBURN, S.E., *Capillary Tests by Capillarimeters and by Soil Filled Tubes*, Proceedings of Highway Research Board, 26, pp. 460-473, 1946.

³⁰ KUMAR, S., MALIK, R.S., *Verification of Quick Capillary rise approach for Determining Pore Geometrical Characteristics in Soils of Varying Texture*, Soil Science, 150(6), pp.883-888, 1990.

D_{10} = Diâmetro das partículas (mm) que na Curva Granulométrica corresponde à porcentagem que passa igual a 10%

h_a = Altura relativa à entrada de ar (cm)

FERNANDES (2007) estabelece uma tabela (Tabela 3.5) onde são mostradas, para os materiais de uso comum em obras de terra de maneira geral, as respectivas alturas capilares médias atingidas.

Tabela 3.5: Alturas capilares e materiais comumente empregados em obras de terra (Fernandes, 2007).

SOLOS	TAM. GRÃO (cm)	ALTURA CAPILAR (cm)
Cascalho fino	1,0	5,0
Areia grossa	0,1	20,0
Areia fina	0,01	100,0
Silte	0,001	180,0
Argila	0,0001	200,0

Capítulo 4 Materiais e Métodos

Neste capítulo serão descritos os materiais utilizados na presente pesquisa, assim como abordados todos os métodos empregados na tese: a concepção inicial do projeto do modelo físico para estudo da variação do lençol freático, denominado “tanque-teste”, a escolha dos materiais, os ensaios neles realizados, a instalação e calibração dos instrumentos empregados, a montagem da estrutura do pavimento dentro do tanque-teste, a compactação das camadas, os testes estáticos e dinâmicos realizados na estrutura do pavimento, a automação dos ensaios, a saturação e drenagem do tanque, assim como o controle da umidade ao longo do perfil do pavimento.

O tanque-teste, com dimensões internas 2,0 x 2,0 x 1,80 m (Figura 4.1), foi concebido de forma a conter um perfil em grandeza real de um pavimento flexível típico rodoviário, onde podem ser construídas as camadas de subleito, sub-base, base e revestimento, com o uso de materiais característicos de rodovias brasileiras.

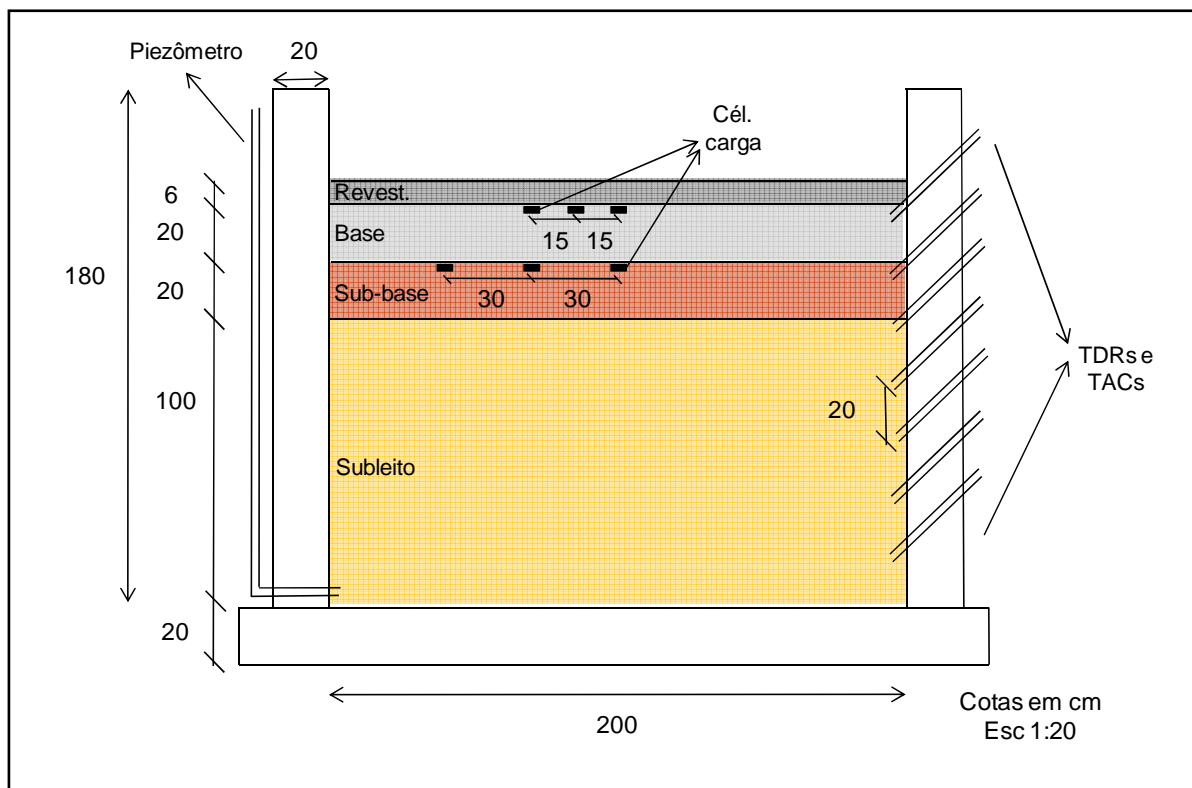


Figura 4.1: Projeto Básico do tanque de ensaios para perfis reais de pavimento. Detalhe da colocação dos aparelhos de medição (TDRs, Células de Carga e Piezômetro).

As espessuras das camadas do pavimento deste primeiro experimento realizado no tanque-teste, mostrada na Figura 4.2, foram concebidas a partir de estruturas típicas usuais. Não se efetuou um projeto de pavimento propriamente dito com estudos de tráfego, materiais, etc. O que se pretende é validar a utilização do tanque-teste como ferramenta para estudar o comportamento de um tipo de estrutura de pavimento rodoviário frente à variação de umidade de suas camadas constituintes.

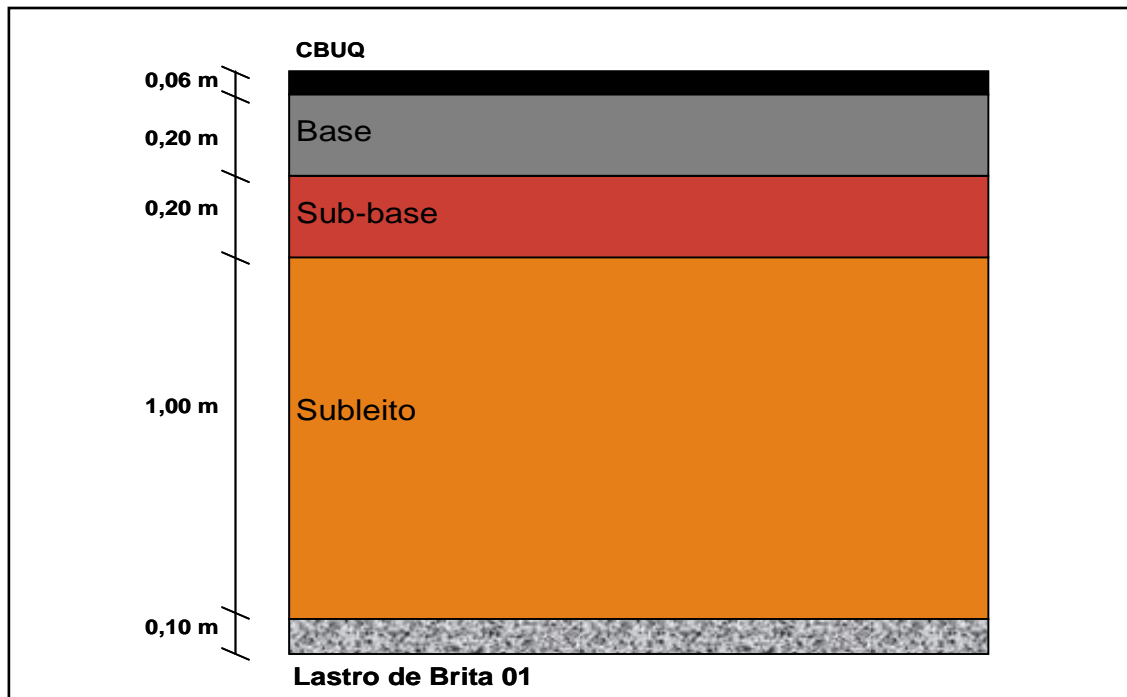


Figura 4.2: Estrutura proposta de pavimento para o estudo desta tese.

4.1. O tanque-teste - Construção

Em busca do objetivo proposto na presente pesquisa de se estudar a influência da oscilação do lençol freático no comportamento mecânico da estrutura do pavimento, concebeu-se um projeto de tanque-teste mostrado no desenho esquemático da Figura 4.3, confeccionado em concreto armado com paredes de 20,0 cm de espessura, para receber, em escala real o perfil de um pavimento típico rodoviário.

Na Figura 4.1 é também foi apresentado o *lay-out* da instalação dos instrumentos utilizados, os quais terão suas particularidades individualmente tratadas adiante.

A seqüência de fotos mostrada na Figura 4.3 ilustra as etapas do processo construtivo do tanque-teste, situado no Laboratório de Pavimentos da COPPE/UFRJ, no Rio de Janeiro.



Figura 4.3: Etapas da construção do tanque-teste.

A entrada da água por baixo da estrutura do pavimento foi viabilizada construindo-se duas paredes duplas (Figura 4.3 e Figura 4.4), sendo a interna com um vão inferior para a passagem do fluxo de água. Um piezômetro foi colocado externamente em uma das paredes para se controlar a altura do nível d'água (NA) no interior do tanque. O esgotamento da água do interior do tanque é realizado por intermédio de dois ralos construídos no piso inferior do tanque e protegidos contra entupimento pelos finos por uma manta geotêxtil e um lastro de brita com 10,0 cm de espessura.

Na Figura 4.4 é mostrada a estrutura metálica, em perfil I (8" x 4"), escolhida para suportar a aplicação de carga no pavimento, sendo esta estrutura metálica resistente a uma solicitação de até 200,0 t concentradas em seu ponto médio.

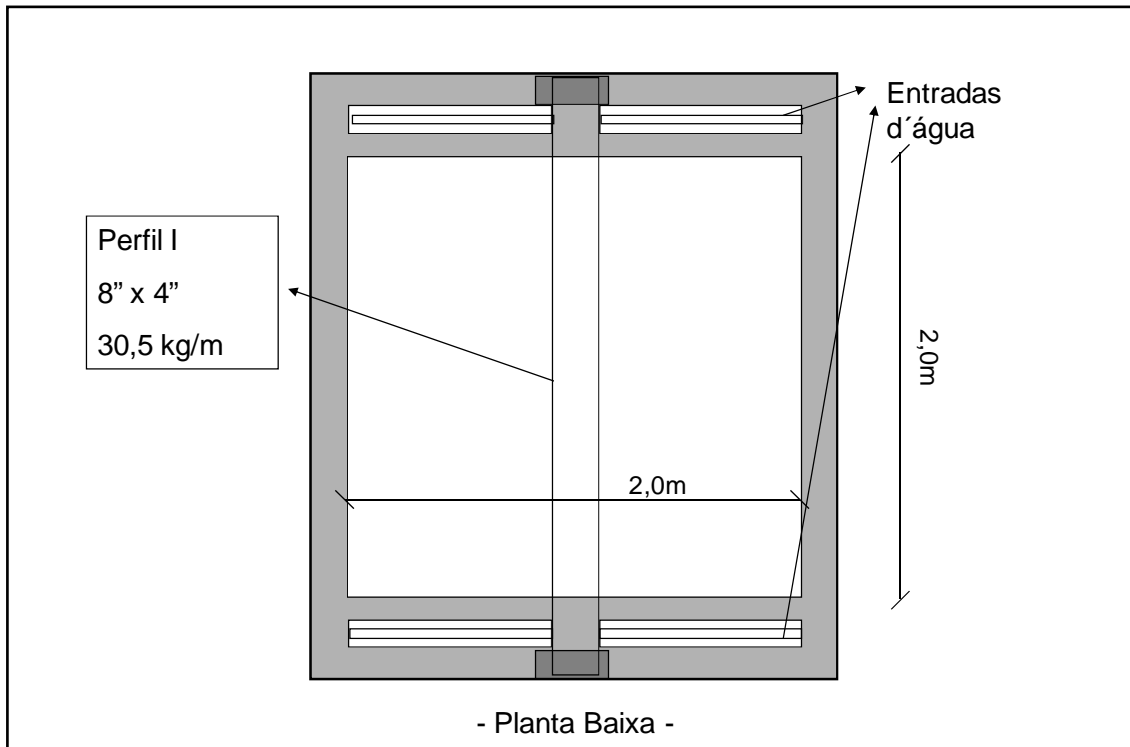


Figura 4.4: Projeto do tanque-teste mostrando as paredes duplas com entradas d'água e a viga metálica tipo I para suportar o sistema de aplicação de carga.

Na Figura 4.5 (a), (b), (c) e (d) é mostrado o tanque-teste completamente construído, assim como alguns detalhes da instalação dos instrumentos de medição de deslocamento (LVDT), do cilindro de aplicação de carga, das placas rígidas e dos TDRs.

Na Figura 4.5 (e) e (f), é mostrada a vista externa da sala (6,0m x 4,0m) onde se encontra toda a estrutura do tanque-teste. Como os ensaios mecânicos, sobretudo em materiais termo-visco-elásticos (asfalto), é em demasiado dependente da temperatura, procurou-se repetir as mesmas condições de temperatura ambiente em todos os ensaios. Essa temperatura ambiente era de aproximadamente 25°C, mantida por equipamento de ar-condicionado.



Figura 4.5: Detalhes do tanque-teste e da sala onde o mesmo se encontra.

4.2. Materiais empregados

A escolha dos materiais a serem utilizados como camadas do pavimento em estudo vêm de observações de práticas usualmente empregadas em pavimentação no Brasil. Procurou-se, por sugestão de MEDINA (2008), utilizar materiais de cada camada que apresentassem comportamento sucção-umidade-MR bruscamente diferentes. Esta escolha ajudará a acentuar as diferenças de comportamento frente à presença de umidade na estrutura proveniente da oscilação do lençol freático.

4.2.1. Subleito

Para compor a camada de subleito escolheu-se um típico material de subleito da região de Santa Cruz, no Rio de Janeiro (Figura 4.6): um solo residual (horizonte C), cuja aparência física é mostrada na Figura 4.7. Optou-se por um material mais granular para que se tivesse a certeza do desenvolvimento total da franja capilar dentro da espessura adotada no tanque-teste para esta camada, ou seja, 1,0m, e que este avanço se desse em um curto intervalo de tempo.

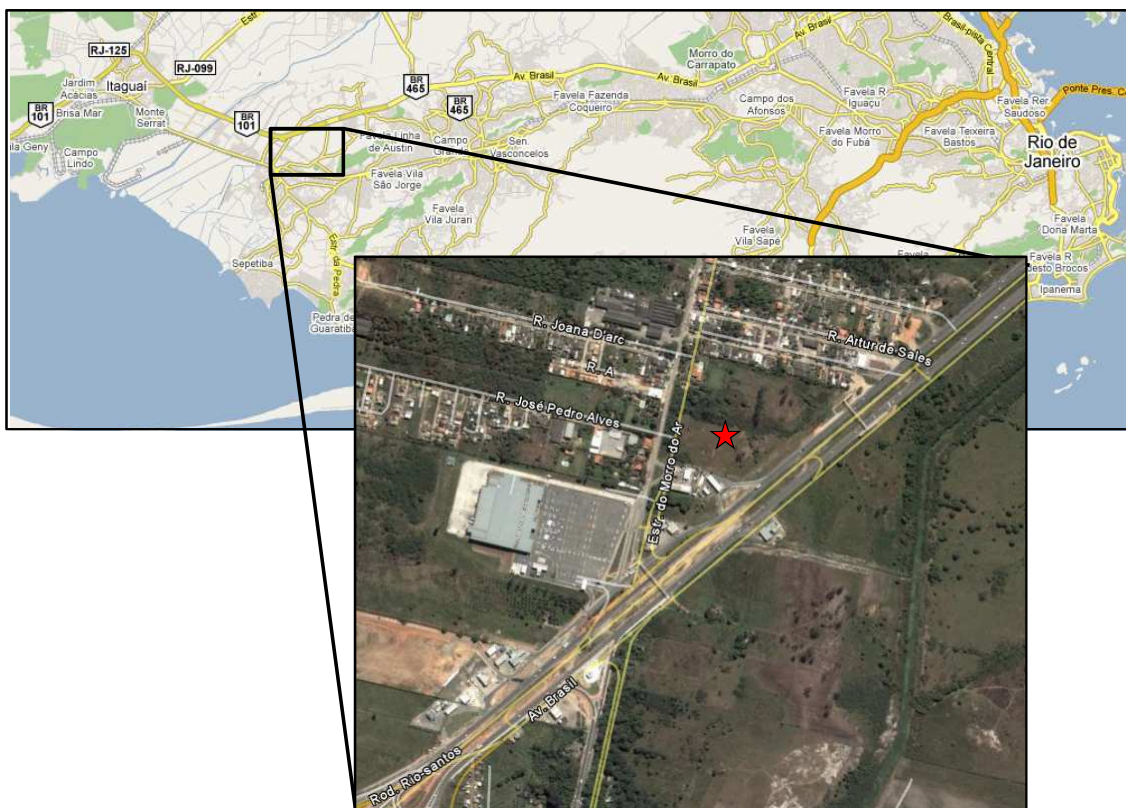


Figura 4.6: Localização da jazida do material utilizado como subleito nesta pesquisa.



Figura 4.7: Aparência física do material empregado como subleito nesta pesquisa.

GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO

A curva granulométrica do solo empregado como subleito é mostrada na Figura 4.8. Uma análise desta curva permite avaliar que se trata de um solo areno-pedregulhoso, informação muito útil para a constatação das características de avanço da franja capilar, níveis de sucção atingidos pelo mesmo e influência desta nos módulo resiliente do material, conforme visto no Capítulo 2.

A espessura do material de subleito dentro do tanque-teste foi estabelecida em 1,00 m. Para que houvesse uma avaliação completa da altura capilar atingida dentro dessa camada por intermédio das leituras dos TDRs (instalados no perfil a cada 20,0 cm), buscou-se um material para compor a mesma que não desenvolvesse grandes ascensões capilares. Por esse motivo a escolha de um material bem graduado, com grandes frações de pedregulho e areia, os quais tendem a evitar a formação de canalículos pequenos o suficiente para originar alturas capilares maiores que 1,0 m.

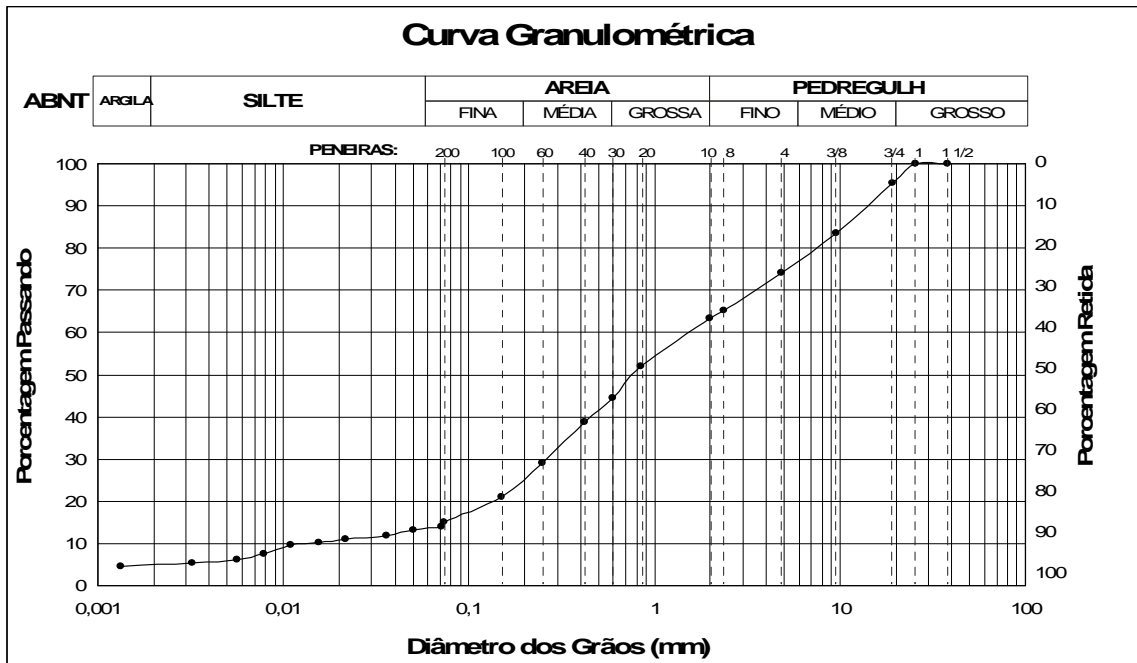


Figura 4.8: Curva Granulométrica do material utilizado como subleito no primeiro experimento realizado no tanque-teste.

O material utilizado como subleito foi inicialmente submetido a ensaios de caracterização, o que forneceu os dados mostrados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como subleito no tanque-teste.

HRB	SUCS	IP	δ_g
A-1b	SW	NP	2,68

COMPACTAÇÃO E CBR

A curva de compactação do material empregado como subleito está indicada na Figura 4.9. Para a obtenção desta curva utilizou-se a energia Proctor normal, com retirada da fração maior que 2,54cm (1”), e o cilindro de compactação utilizado foi o do ensaio triaxial de carga repetida, com dimensões 10,0 cm x 20,0 cm.

A Figura 4.9 indica uma umidade ótima de 10,0 % e massa específica aparente seca máxima de 1,97 g/cm³.

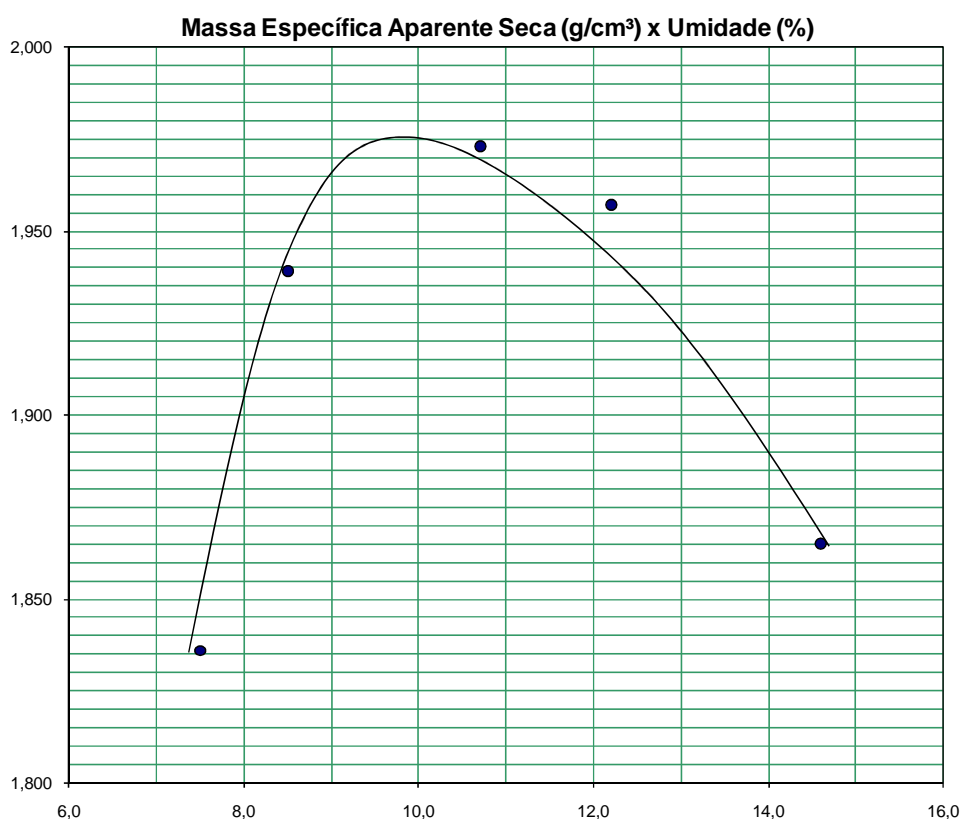


Figura 4.9: Curva de compactação (En. normal) do material utilizado como camada de subleito nesta pesquisa.

O CBR deste solo, feito convencionalmente embebido por 4 dias foi de 12% e não embebido foi de 14%. O valor do CBR do solo é apresentado somente para ilustrar este parâmetro corrente de projeto, utilizando o Método de Dimensionamento do DNIT.

ENSAIO DE PERMEABILIDADE

O estudo desta tese foca no comportamento da estrutura de um pavimento asfáltico típico rodoviário frente ao avanço de umidade a partir do lençol freático. Assim, a forma e os fatores que influenciam essa percolação são de máximo interesse. Dentre os fatores que explicam a percolação de água por uma massa de solo estão as interações físico-químicas. A mineralogia e análise físico-química deste solo são apresentadas mais adiante.

MITCHELL (1993) explica que o estudo das propriedades físico-químicas é de grande importância para a previsão do comportamento dos solos, uma vez que estas influenciam características tais como estrutura, plasticidade, contração, expansão, permeabilidade, compressibilidade, resistência ao cisalhamento, compactação, colapso, resistência à erosão, etc. Os solos são sistemas compostos predominantemente por minerais de carga superficial variável, e esta carga pode ser manipulada de modo a adequar estes solos a aplicações específicas (pavimentos, barragens de água ou de rejeitos, aterros, indústria, agricultura, perfuração de poços, etc.)

A permeabilidade é governada por fatores ligados ao líquido percolante e ao solo. Relacionados ao líquido percolante podem-se citar: a viscosidade, a massa específica, a temperatura, a constante dielétrica, o pH, a natureza e a concentração de íons dissolvidos. Dentre os fatores relacionados ao solo citam-se: a natureza dos cátions trocáveis, a capacidade de troca catiônica, a espessura da camada de água adsorvida, a espessura da dupla camada, o tamanho, a forma e o arranjo das partículas, o tamanho e a forma dos vazios, o índice de vazios, a composição mineralógica (para solos finos), a micro e a macroestrutura, o grau de saturação e o tipo de fluxo.

LAMBE e WHITMAN (1976) ressaltam a influência da composição de solos finos e do tipo de cátion adsorvido sobre a permeabilidade. Por exemplo, o íon sódio é o que confere menores valores de permeabilidade aos solos argilosos (10^{-7} cm/s para a montmorilonita sódica); a permeabilidade da caulinita é cerca de cem vezes maior que a da montmorilonita; a permeabilidade da montmorilonita com cálcio adsorvido é cerca de 300 vezes maior do que com potássio, para um índice de vazios igual a 0,70.

Para a determinação do coeficiente de permeabilidade dos solos existem dois métodos mais usados pelo meio técnico, os quais se baseiam na experiência de Darcy realizada em 1850:

- Permeâmetro de Carga Constante;
- Permeâmetro de Carga Variável.

Para o solo em questão (subleito) o coeficiente de permeabilidade, medido com carga constante, apresentou-se muito baixo. Este resultado provavelmente se deve às características do ensaio, que resulta de uma amostra compactada em cilindro proctor

normal, com a fração retida na peneira No. 4 (0,48 mm) retirada. Assim, embora o solo possua grandes frações de pedregulho, o “escalpo” da mesma aliada à boa graduação do material conferiu uma matriz de solo bastante fechada. Desta forma, o uso do permeâmetro de carga constante introduziu grande imprecisão. Optou-se, então, pelo uso do permeâmetro de carga variável, obtendo os resultados expressos na Tabela 4.2.

Para o caso do permeâmetro de carga variável, a fórmula que conduz ao coeficiente de permeabilidade é:

$$K = \frac{2,3 \cdot a \cdot L \cdot R_T}{A \cdot t} \cdot \text{Log}_{10} \frac{h_o}{h_f} \quad (4.1)$$

Tabela 4.2: Resultados do ensaio de permeabilidade no permeâmetro de carga variável do solo utilizado como subleito neste estudo.

Leitura		Valores					
Carga Inicial (cm)	h_o	133,90	133,90	133,90	133,90	133,90	133,90
Carga Final (cm)	h_f	123,90	113,90	123,90	113,90	123,90	113,90
Tempo Decorrido (s)	t	155,00	334,00	155,00	333,00	150,00	329,00
Temperatura da água (°C)	T	27,00	27,00	27,00	27,00	27,00	27,00
Fator de Correção	R_T	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Permeabilidade (cm/s)	K	7,38E-06	7,14E-06	7,38E-06	7,16E-06	7,63E-06	7,25E-06
Permeabilidade média (cm/s)	K_m	7,32E-06					
Índice de vazios	e	0,43					
Umidade final	h_f	19,52					

O ensaio de permeabilidade ocorre com o material completamente saturado, o que leva o coeficiente de permeabilidade (K) depender do índice de vazios do solo que, neste caso, é relativamente pequeno. No caso de solos não saturados o coeficiente de permeabilidade depende tanto do índice de vazios como do teor de umidade.

Quando o solo encontra-se saturado, todos os espaços entre as partículas participam do fluxo de água. No entanto, quando o solo dessatura-se os vazios maiores não possuem água, restringindo o fluxo apenas aos vazios menores, reduzindo-se consequentemente a condutividade hidráulica. Na condição do solo saturado, a água segue uma trajetória mais direta e como menor resistência ao fluxo. Após a dessaturação o caminho do fluxo fica mais tortuoso e restrito a uma área menor.

A percolação de água não remove todo o ar existente num solo não saturado. Permanecem bolhas de ar, contidas pela tensão superficial da água. Desta forma o coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado é menor do que o que ele apresentaria se estivesse totalmente saturado. PINTO (2006), entretanto, relata que esta diferença não é muito grande.

Mesmo diante dos aspectos acima citados, alguns autores afirmam que a Lei de Darcy é também aplicável a solos não saturados segundo MARINHO (1998).

Sabe-se que os pavimentos trabalham seguindo o comportamento dos solos não-saturados. Diversos autores estudaram os coeficientes de permeabilidade dos solos não-saturados, apresentando fórmulas empíricas mostradas na Tabela 4.3 (CAMACHO, 2002). Desta forma, o resultado apresentado para o coeficiente de permeabilidade dos solos utilizados nesta pesquisa possui, como única pretensão, uma comparação com materiais conhecidos, em termos de ordem de grandeza, para se estimar o tempo necessário para o equilíbrio do avanço da umidade para cada um dos níveis de lençol freático a serem estudados.

Tabela 4.3: Expressões empíricas para a determinação da condutividade hidráulica dos solos não-saturados (CAMACHO, 2002).

Autores	Expressão para a condutividade hidráulica
GARDNER (1958) ³¹	$K = K_0 / (1 + a h ^b)$
GARDNER (1958)	$K = K_0 e^{-b h }$
RICHARDS & CHAN (1966) ³²	$K = E + D / (A + B(\psi_m)^m + C(\psi_m)^n)$
IRMAY (1954) ³³	$K = K_0 [(S - S_r) / (1 - S_r)]^3$
COREY (1954) ³⁴	$K = K_0 [(S - S_r) / (1 - S_r)]^4$
SCOTT (1963) ³⁵	$K = K_0 [1 - n(1 - S)]$

³¹ GARDNER, W.R., *Some Steady State Solutions of the Unsaturated Moisture Flow Equation With Application to Evaporation From a Water Table*, Soil Science, 85(4), pp 228-232, 1958.

³² RICHARD, B.G., CHAN, C.Y., *Prediction of Pore Pressures in Earth Dams*, Proc.7th ICSMFE, V. 2, pp. 355-362, México, 1969.

³³ RICHARD, B.G., CHAN, C.Y., *Prediction of Pore Pressures in Earth Dams*, Proc.7th ICSMFE, V. 2, pp. 355-362, México, 1969.

³⁴ COREY, A.T., *Measurement of Water and Air Permeability in Unsaturated Soils*, Proc. Soil Sci. Soc. Amer., 21, pp7-10, 1957.

³⁵ SCOTT, R.F., *Principles of Soil Mechanics*, Massachusetts, Addison-Wesley, 1963.

BRUTSAERT (1968) ³⁶	$K = K_0 S^n$
KOVACS (1981) ³⁷	$K = K_0 [(S - S_r)/(1 - S_r)]^{3.5}$

Os significados dos símbolos utilizados na Tabela 4.3 são os seguintes:

K = coeficiente de permeabilidade hidráulica;

K_0 = coeficiente de permeabilidade hidráulica saturada;

Ψ_m = sucção matricial = $(u_a - u_w)$;

$h = -\Psi_m/\rho_w$ = carga hidráulica devida à sucção matricial;

h_b = h correspondente ao valor de sucção de entrada de ar no solo;

ρ_w = massa específica da água;

S = grau de saturação do solo;

S_r = grau de saturação residual do solo³⁸;

a, b, n, m, A, B, C, D e E = constantes.

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

O ensaio triaxial de cargas repetidas para avaliação do Módulo de Resiliência do material de subleito na umidade ótima está apresentado na Figura 4.10 a título ilustrativo da qualidade do ensaio. Para a realização deste ensaio moldou-se corpo-de-prova cilíndrico com 10,0 x 20,0 cm de dimensões, compactado em 10 camadas por impacto com energia normal do ensaio Proctor, e o Método de Ensaio Triaxial de

³⁶ BRUTSAERT, N., *The Permeability of a Porous Medium Determined From Certain Probability Laws for Pore Size Distribution*, Water Resour. Res., 4, pp. 425-434, 1968.

³⁷ KOVACS, G., *Seepage Hydraulics*, Amsterdam, Elsevier, 1981.

³⁸ Grau de saturação mínimo em que um acréscimo na sucção matricial não produz uma variação significativa do grau de saturação do solo (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

Cargas Repetidas da COPPE. Optou-se por apresentar a expressão numérica do modelo composto para a formulação do módulo resiliente.

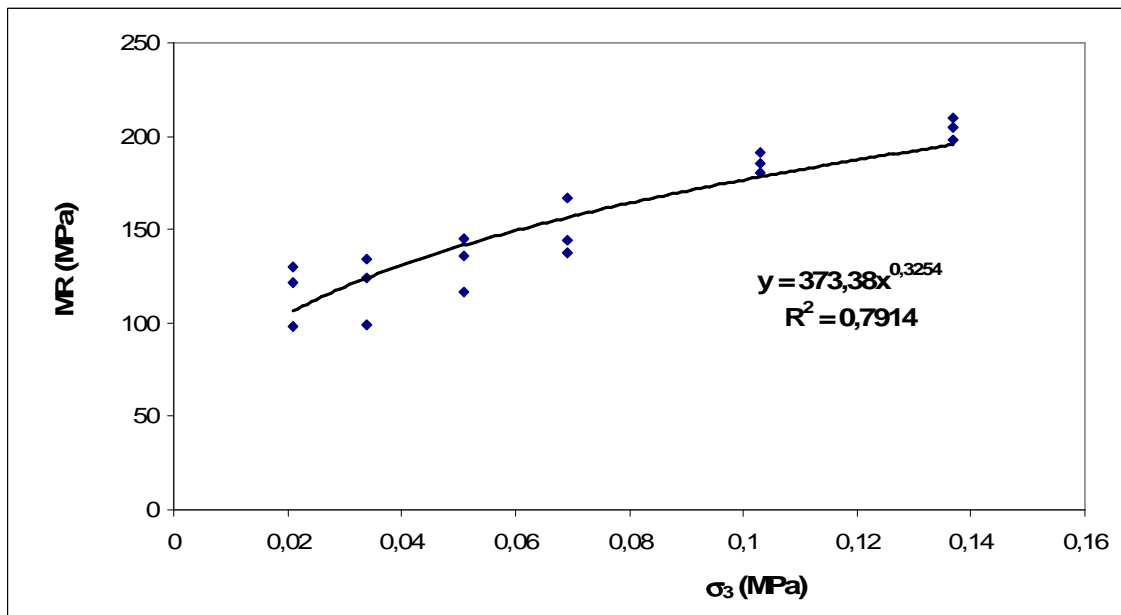


Figura 4.10: Resultado do ensaio triaxial dinâmico de Módulo Resiliente do material empregado como subleito neste estudo.

A equação do modelo composto que expressa o módulo de resiliência do subleito utilizado neste estudo, assim como a representação gráfica da mesma encontram-se expressas na Equação 4.2 e na Figura 4.11.

$$MR(MPa) = 427,50 \cdot \sigma_3^{0,47} \cdot \sigma_d^{-0,12} \quad (R^2 = 0,95) \quad (4.2)$$

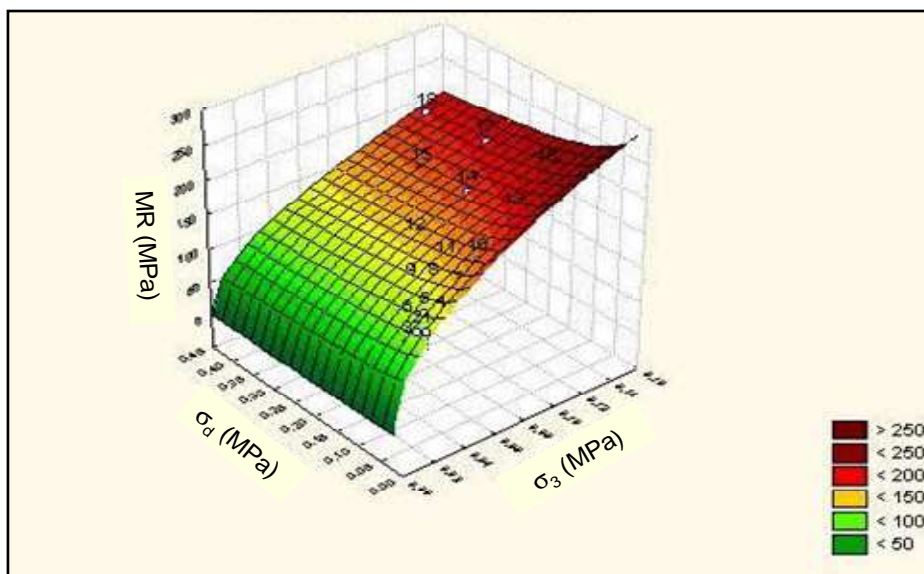


Figura 4.11: Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente do material empregado como subleito neste estudo.

ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA DO MATERIAL DO SUBLEITO

A análise físico-química por ataque sulfúrico do subleito encontra-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Análise físico-química, por ataque sulfúrico, do material do subleito.

AMOSTRA	pH		ΔP %	ATAQUE SULFÚRICO							M.O. %
	H ₂ O	KCl 1M		SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	Fe ₂ O ₃ %	K ₂ O %	Res. %	K _i	K _r	
S = 957	5,85	3,57	2,57	13,6	8,0	5,2	1,3	68,3	2,89	2,04	0,15

Observe na Tabela 4.4 os valores de K_i e K_r , conhecidos como “índices de intemperismo” do material de subleito estudado. São calculados pelas relações moleculares sílica alumina ($K_i = \text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$) e sílica-sesquióxidos ($K_r = \text{SiO}_2/[\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3]$). A laterização é caracterizada por valores de K_i e K_r menores que 2. Para os latossolos, por exemplo, os valores de K_i são menores que 2,2 e de K_r menores que 0,7.

4.2.2. Sub-base

Seguindo a explicação dada anteriormente quanto ao interesse na variação brusca comportamental dos materiais com relação à sucção-umidade-MR, escolheu-se como material constituinte da sub-base uma laterita, conhecida como cascalho laterítico (Figura 4.12), proveniente do município de Salinas (Figura 4.13), cuja jazida possui identificação J-1, localizada na estaca 85 – lado E, no trecho Santo Antônio do Retiro – Montezuma, região norte do estado de Minas Gerais.



Figura 4.12: Aparência física do material empregado como sub-base nesta tese.

Caracterização táctil-visual do material e observações da jazida:

- Cascalho laterítico argiloso, com quartzo e cascalho de quartzo em matriz fina laterítica;
- Cor predominante: amarela;
- Espessura média de material utilizável: 1,70 m;
- Espessura média de expurgo: 0,40 m;
- Malha de sondagem: 30,0 m x 30,0 m;
- Área explorável: 44.000 m².

A amostra do material foi solicitada pelo Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e gentilmente coletada, embalada e remetida pelo DER-MG sob coordenação do Eng. Cláudio Albernaz.

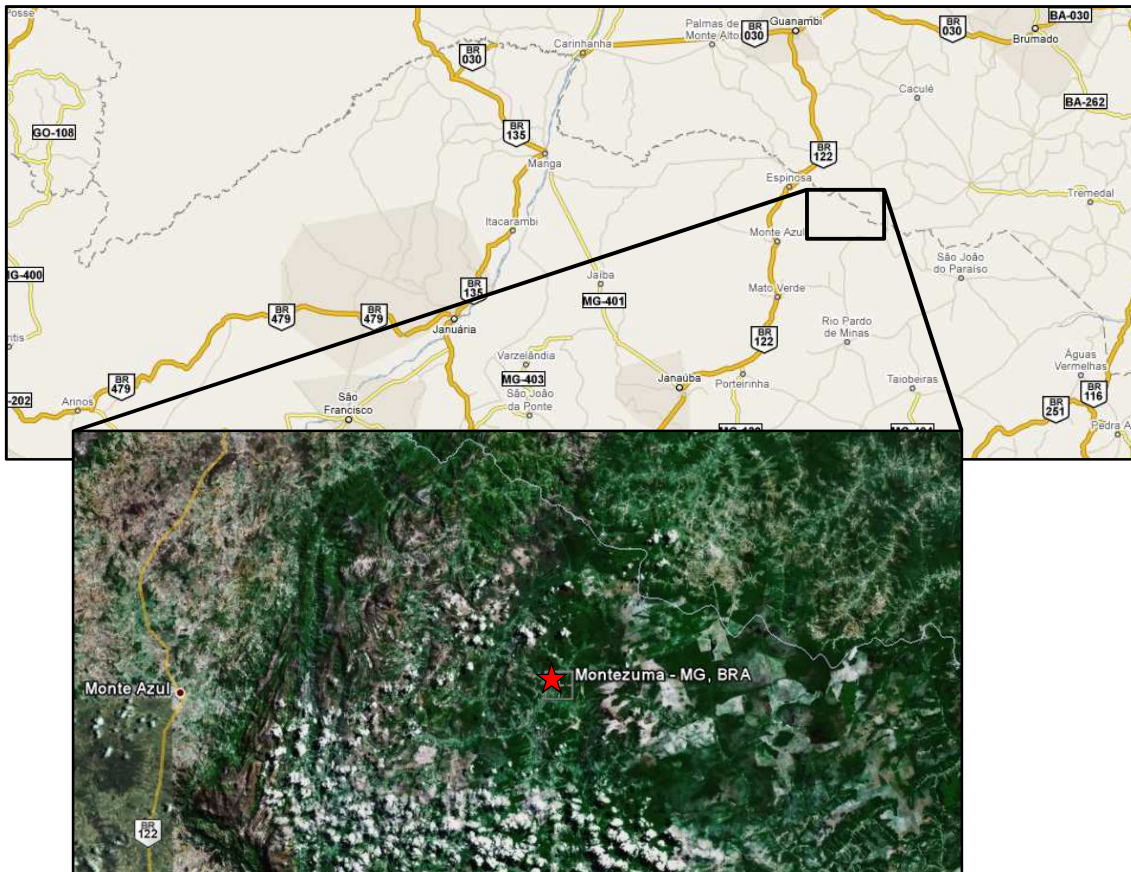


Figura 4.13: Localização da jazida do material utilizado como sub-base nesta pesquisa.

GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO

A curva granulométrica do solo empregado como sub-base é mostrada na Figura 4.14.

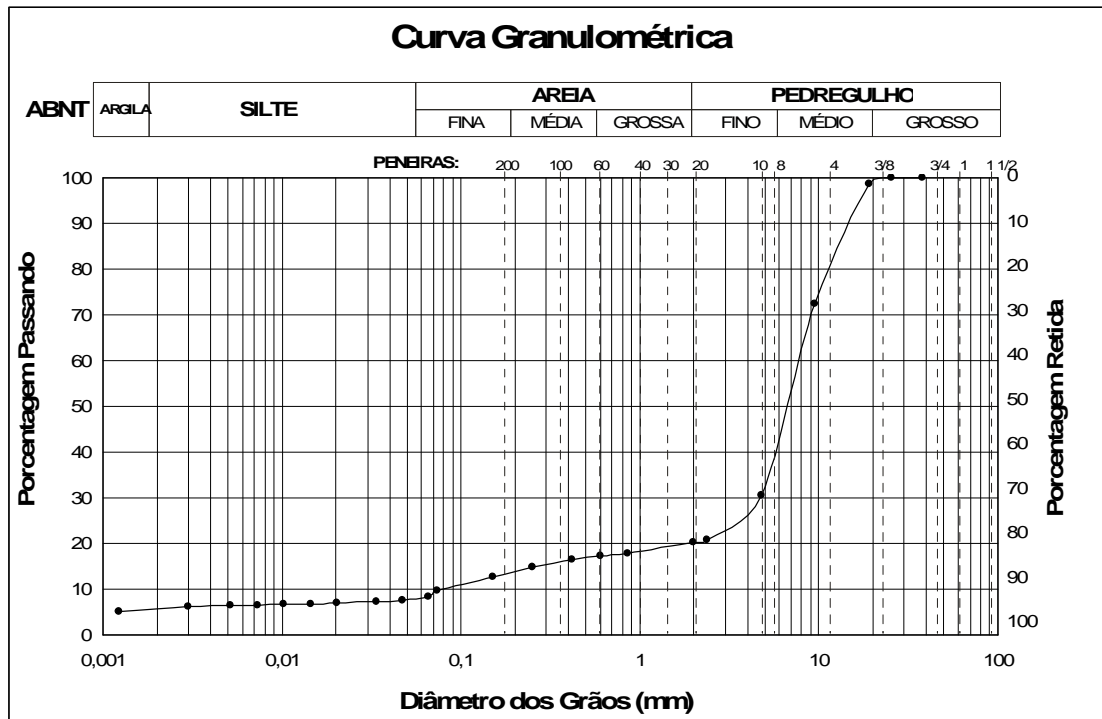


Figura 4.14: Curva Granulométrica do material utilizado como sub-base nesta tese.

O material utilizado como sub-base foi inicialmente submetido a ensaios de caracterização, o que forneceu os dados mostrados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como subleito no tanque-teste.

HRB	SUCS	IP	δ_g
A-1a	GW	NP	2,73

COMPACTAÇÃO E CBR

A curva de compactação do material do subleito está indicada na Figura 4.15. Esta Figura indica uma umidade ótima de 8,7 % e uma massa específica aparente seca máxima de 2,05 g/cm³.

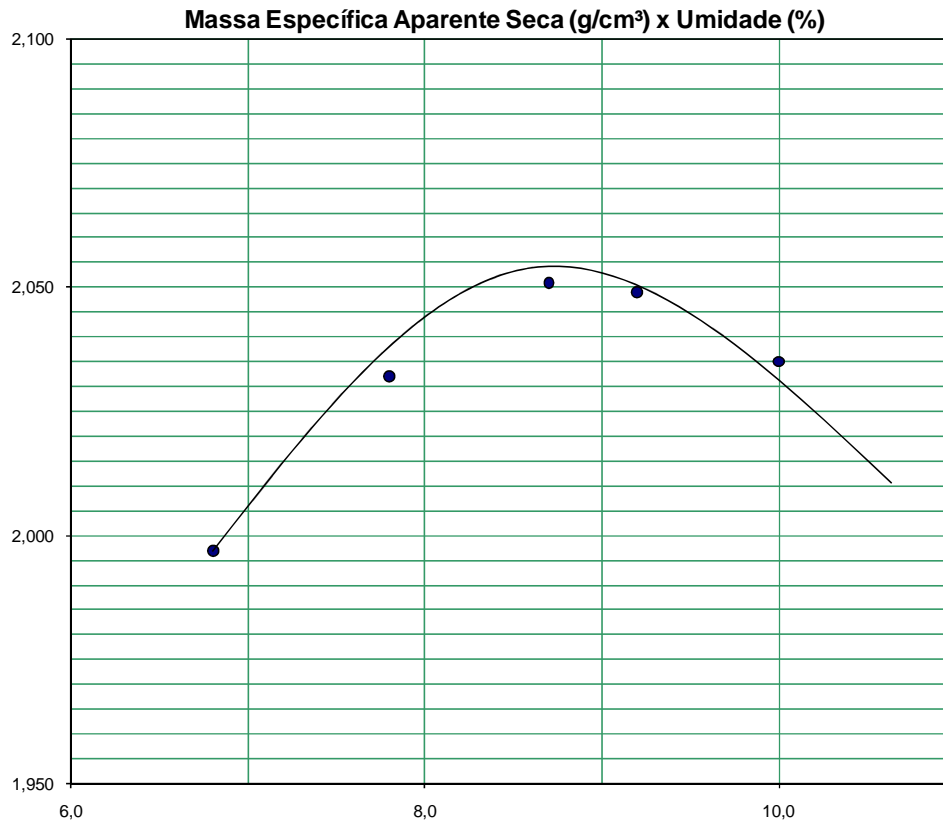


Figura 4.15: Curva de compactação (En. Intermediária) do material utilizado como camada de sub-base nesta tese.

Este material apresentou um valor de CBR embebido por 4 dias de 39%. Para o CBR não embebido, o material apresentou o valor de 44%.

ENSAIO DE PERMEABILIDADE

Para o solo da sub-base, o coeficiente de permeabilidade apresentou-se muito alto. Isto se deu por causa da má graduação do material e pouca presença de finos. A compactação do material gera, assim, uma matriz de solo aberta, facilitando a percolação da água. Sendo assim o uso do permeâmetro de carga constante tornou-se o mais aconselhável, obtendo os resultados expressos na Tabela 4.6.

Para o caso do permeâmetro de carga constante, a fórmula que conduz ao coeficiente de permeabilidade é:

$$K = \frac{V.L.R_T}{h.A.t} \quad (4.3)$$

Tabela 4.6: Resultados do ensaio de permeabilidade no permeômetro de carga constante para o material utilizado como sub-base nesta pesquisa.

Leitura		Valores					
Perda de Carga (cm)	h	164,50	164,50	164,50	164,50	164,50	164,50
Vol. Água perc. (cm ³)	V	495,00	880,00	940,00	980,00	988,00	960,00
Tempo Decorrido (s)	t	29,00	50,40	53,00	58,00	56,00	58,00
Temperatura da água (°C)	T	27	27	27	27	27	27
Fator de Correção	R _T	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85
Permeabilidade (cm/s)	K	1,83E-02	1,05E-02	1,00E-02	9,16E-03	9,49E-03	9,16E-03
Permeabilidade média (cm/s)	K _m	1,11E-02					
Índice de vazios	e	0,42					
Umidade final	h _f	11,95					

As condições de saturação do material e sua influência sobre o coeficiente de permeabilidade possuem as mesmas observações já citadas para o subleito, válidas também neste caso.

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

O ensaio triaxial de cargas repetidas para avaliação do Módulo de Resiliência do material de subleito está apresentado na Figura 4.16. Para a realização deste ensaio moldou-se corpo-de-prova cilíndrico com 10,0 x 20,0 cm de dimensões, compactando o solo em 10 camadas por impacto com energia intermediária do ensaio Proctor. Apresenta-se, na Equação 4.4, o modelo composto para o módulo resiliente da sub-base.

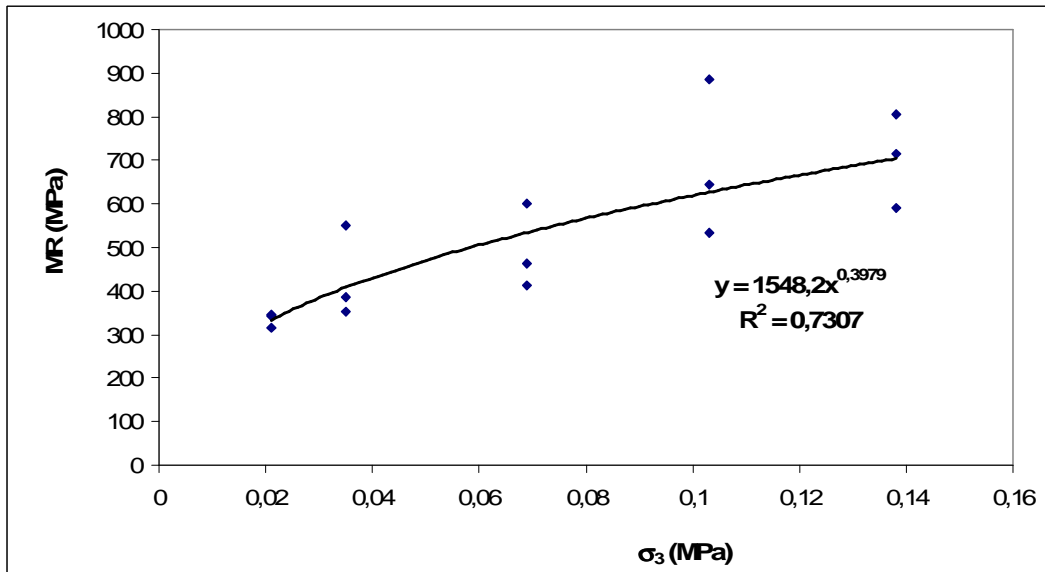


Figura 4.16: Resultado do ensaio triaxial dinâmico de Módulo Resiliente do material utilizado como sub-base neste estudo.

A equação que mostra o módulo resiliente da sub-base na umidade ótima utilizada neste estudo, assim como a representação gráfica da mesma encontram-se expressas pela Equação 4.4 e mostrada na Figura 4.17.

$$MR(MPa) = 1528,4 \cdot \sigma_3^{0,64} \cdot \sigma_d^{-0,3} \quad (R^2 = 0,93) \quad (4.4)$$

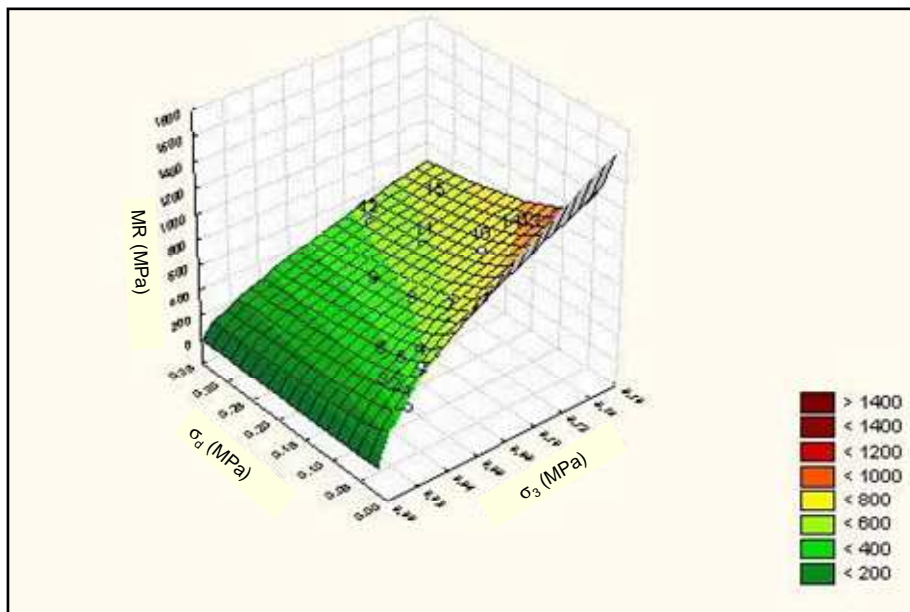


Figura 4.17: Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente do material empregado como sub-base neste estudo.

ANÁLISE FÍSICO-QUÍMICA DO MATERIAL DA SUB-BASE

A análise físico-química por ataque sulfúrico do subleito encontra-se na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Análise físico-química (ataque sulfúrico) do material do sub-base.

AMOSTRA	pH		ΔP %	ATAQUE SULFÚRICO						M.O. %	
	H ₂ O	KCl 1M		SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	Fe ₂ O ₃ %	K ₂ O %	Res. %	Ki		Kr
S = 958	4,61	3,80	3,76	11,8	9,9	5,5	0,23	68,7	2,03	1,50	0,18

4.2.3. Base

Para a camada de base, o material proposto foi uma brita graduada, faixa DIRENG, cuja aparência física encontra-se expressa na Figura 4.18. A escolha deste material e faixa deveu-se simplesmente à facilidade de obtenção, pois o material foi usado em um trecho de recuperação do pavimento de um local próximo ao Laboratório de Geotecnia da COPPE, onde se situa o tanque-teste.



Figura 4.18: Aparência física do material empregado como base desta pesquisa.

GRANULOMETRIA E CLASSIFICAÇÃO

A curva granulométrica do material empregado como base é mostrada na Figura 4.19, e os resultados do ensaio de caracterização encontram-se na Tabela 4.8.

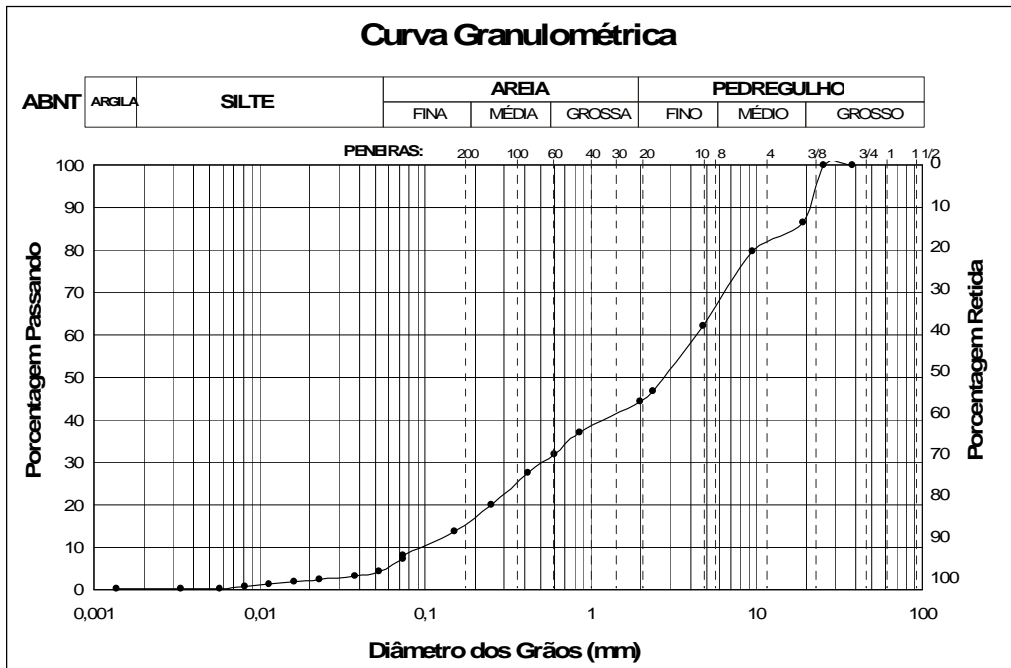


Figura 4.19: Curva Granulométrica do material utilizado como base.

Tabela 4.8: Resultados dos ensaios de caracterização do material utilizado como base no tanque-teste.

HRB	SUCS	IP	δ_g
A-1b	GW	NP	2,65

COMPACTAÇÃO E CBR

A curva de compactação do material do subleito está indicada na Figura 4.20. Esta Figura indica uma umidade ótima de 6,5 % e uma massa específica aparente seca máxima de 2,13 g/cm³.

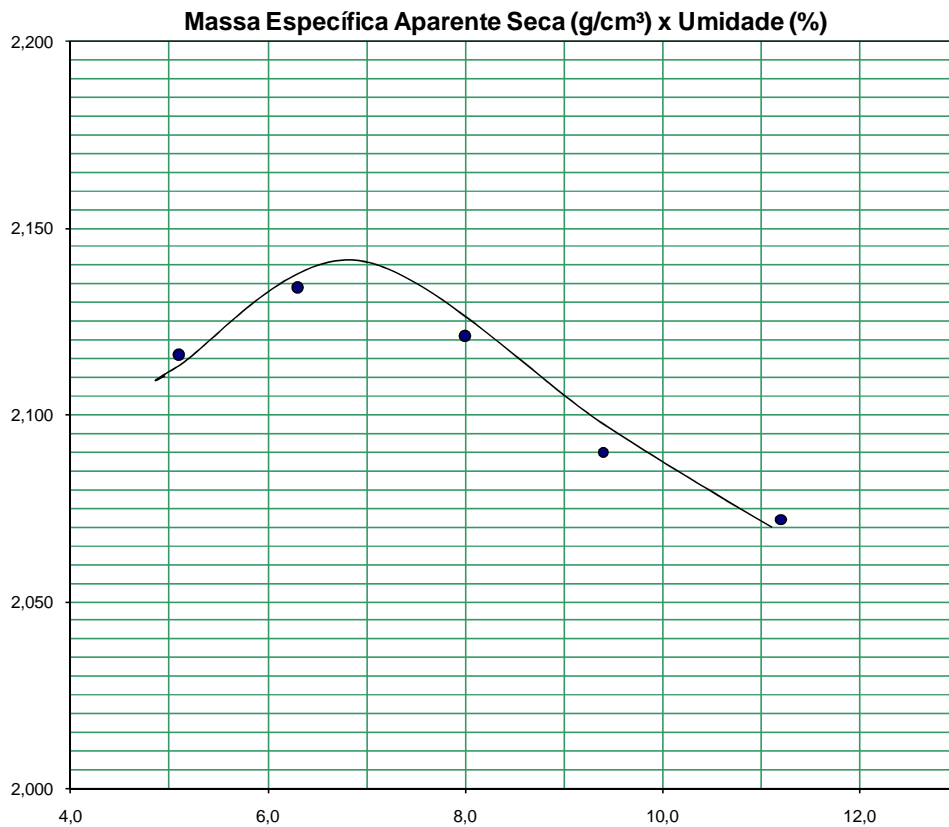


Figura 4.20: Curva de compactação (En. modificada) do material utilizado como camada de base.

Para este solo, o ensaio de CBR embebido a 4 dias forneceu o valor de 106,9%. Para o mesmo ensaio, agora não embebido, o valor apresentado foi de 117,0%.

ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO

O ensaio triaxial de cargas repetidas para avaliação do Módulo de Resiliência do material de base na umidade ótima está apresentado na Figura 4.21. Para a realização deste ensaio moldou-se corpo-de-prova cilíndrico com 10,0 x 20,0 cm de dimensões, compactado em 10 camadas por impacto com energia modificada do ensaio Proctor. Apresenta-se também o modelo composto para a expressão do módulo resiliente.

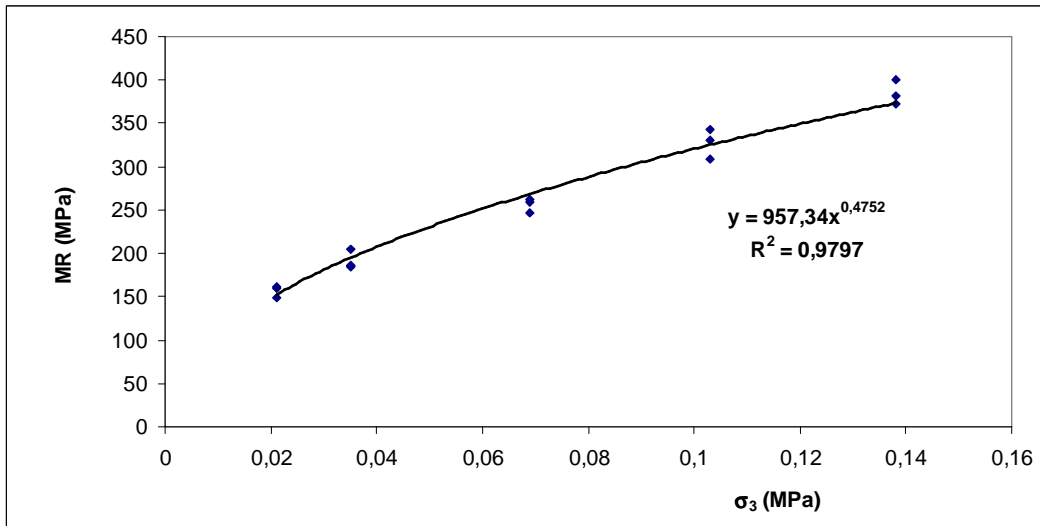


Figura 4.21: Resultado do ensaio triaxial dinâmico de módulo resiliente do material da base, na umidade ótima.

A equação que mostra o módulo resiliente da base utilizada neste estudo, assim como a representação gráfica da mesma encontram-se expressas pela Equação 4.5 e ilustrado na Figura 4.22.

$$MR(MPa) = 1010.\sigma_3^{0,5}.\sigma_d^{-0,009} \quad (R^2 = 0,99) \tag{4.5}$$

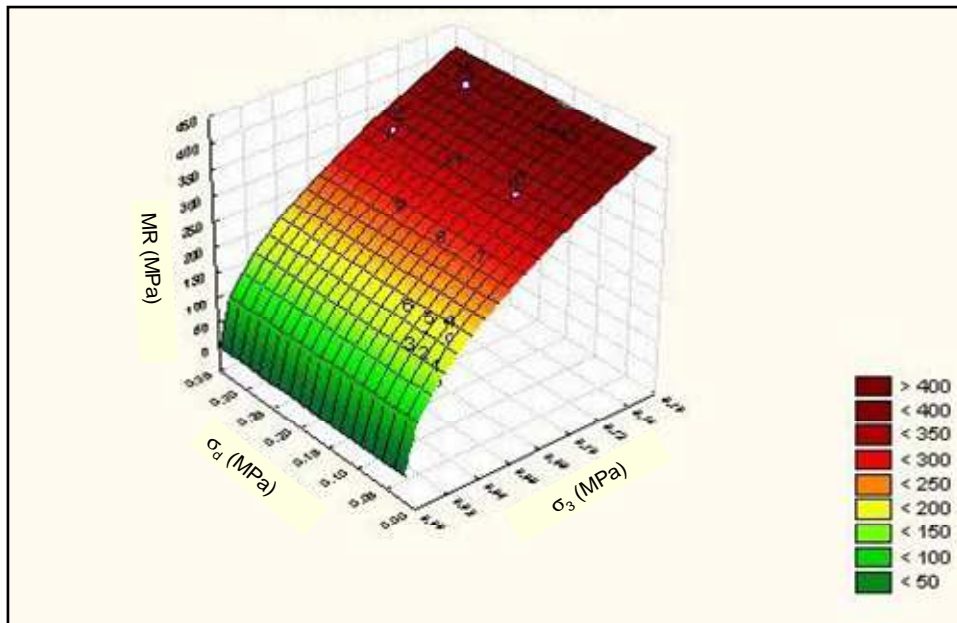


Figura 4.22: Gráfico 3D do modelo composto do Módulo Resiliente do material empregado como base neste estudo.

Com o intuito de possibilitar uma comparação entre as características de granulometria dos três materiais empregados nas camadas da estrutura do pavimento estudado, procedeu-se à superposição das três curvas granulométricas, mostradas na Figura 4.23.

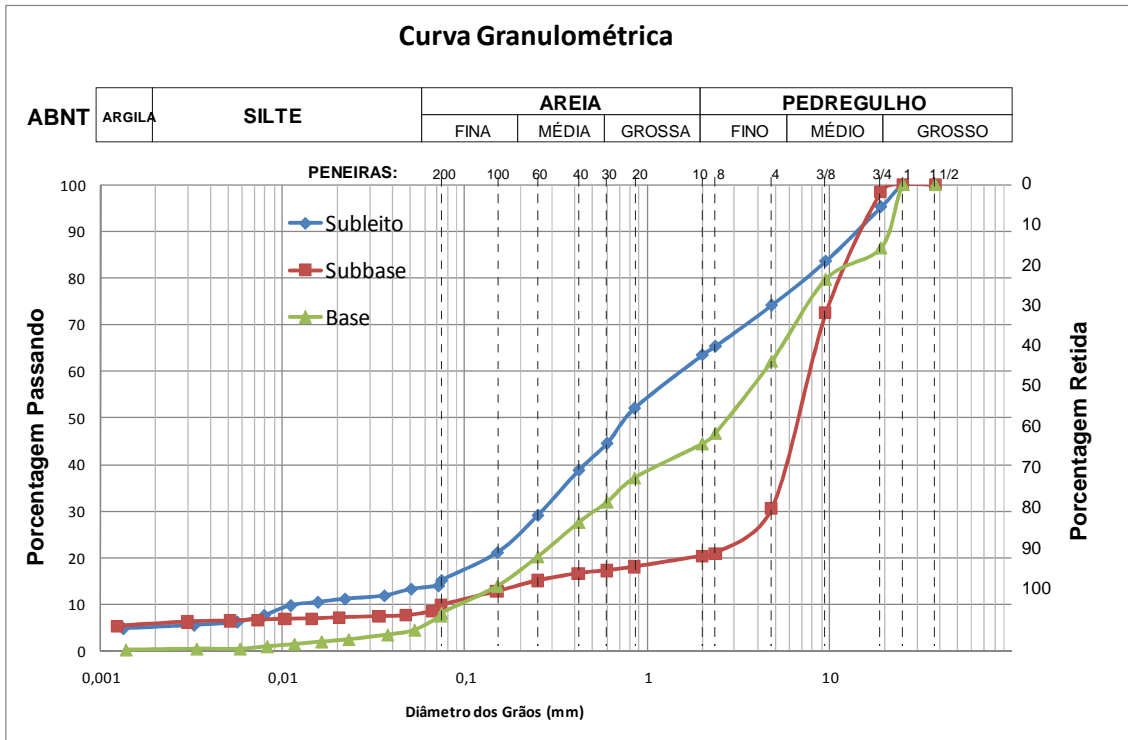


Figura 4.23: Superposição das curvas granulométricas dos materiais empregados como subleito, sub-base e base nesta pesquisa.

Ainda a título de comparação entre os comportamentos mecânicos dos materiais empregados na estrutura do pavimento em estudo, mostra-se na Figura 4.24 as curvas $MR \times \sigma_3$ para os três materiais. Observa-se que, como esperado, o material laterítico da sub-base apresenta os maiores valores de MR.

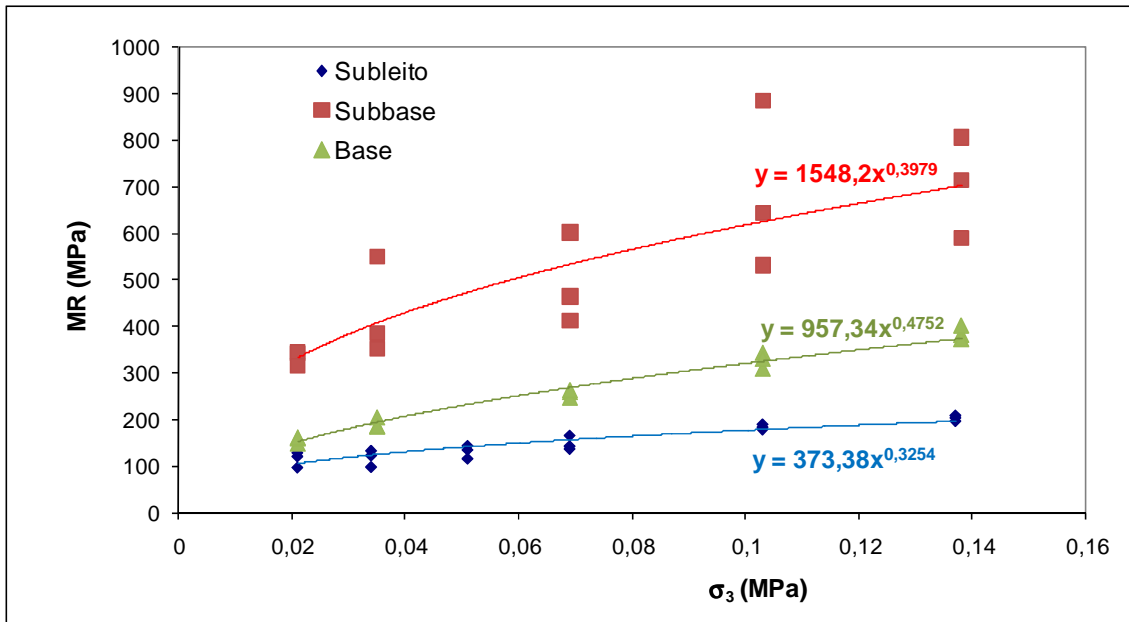


Figura 4.24: Superposição das curvas MR x σ_3 para os materiais empregados no tanque-teste nesta tese.

4.3. Compactação e controle dos materiais

Após a escolha e caracterização completa dos materiais, procedeu-se à execução da estrutura do pavimento propriamente dito, sob a proteção do fundo do tanque-teste constituída por um lastro de brita ¾” com uma manta geotêxtil sobreposta ao mesmo (Figura 4.25).

Este conjunto brita + manta geotêxtil possui a finalidade de evitar que partículas finas dos materiais subjacentes possam colmatar o próprio lastro de brita, evoluindo até para o entupimento dos ralos de drenagem do tanque-teste. A referida manta é produzida 100% em poliéster, o qual lhe confere uma resistência à deformação grande ao longo do tempo, e filamentos contínuos, para uma perfeita isotropia e maior resistência mecânica.

Cada um dos materiais escolhidos para as camadas do pavimento foi inicialmente estocado ao ar livre, coberto com lonas plásticas comuns. Devido ao vento e à ação de pequenos animais, muitas vezes as lonas eram destruídas expondo o material diretamente às intempéries. Em consequência a massa de material apresentou umidade heterogeneamente distribuída, dificultando encontrar um valor único que representasse a umidade natural do solo em questão. Em vista dessa heterogeneidade na umidade, o

solo teve que ser preparado (homogeneizado à umidade ótima) em betoneira comum com capacidade de 520 litros (Figura 4.26) e, para cada “betonada” a umidade era medida. Esta umidade era avaliada após 3 minutos de homogeneização na betoneira e com aplicação do método expedito do álcool (DNER-ME 088/94). A partir daí verificava-se a necessidade de correção da mesma até seu valor ótimo (ensaio Proctor) com adição ou secagem por mais tempo do material. Em nenhum caso foi necessária a secagem dos materiais, o que poderia ser feito espalhando-se o mesmo numa lona plástica ao ar livre sob sol forte.

Para se saber a quantidade, em peso, de solo existente no interior da betoneira, previamente pesava-se uma padiola de madeira com e sem solo, para obter, por diferença, o peso exato de material por padiola. A capacidade da betoneira é de seis padiolas, obtendo assim o peso total de material colocado na betoneira. A quantidade de água necessária era então calculada pelo Método Expedito do Álcool (DNER-ME 088/94) considerando o peso total de material.



Figura 4.25: Colocação de lastro de brita e manta geotêxtil para proteger os ralos de drenagem do tanque-teste.



Figura 4.26: Betoneira de 520 litros utilizada para homogeneização da umidade do material na umidade ótima.

Para cada uma das camadas procedeu-se a compactação (Figura 4.27) com o auxílio de um compactador manual tipo soquete vibratório (“sapo mecânico”) cujas características técnicas constam na Tabela 4.9.

A compactação da estrutura do pavimento no contexto de confinamento do interior do tanque-teste não foi tarefa fácil. A existência das paredes rígidas gerou a preocupação com a garantia da compactação sobretudo nas proximidades das paredes e nos cantos. Assim, visando otimizar o processo de compactação, estabeleceu-se um método por direção de compactação e por “faixas”, descrito a seguir.

Definiu-se como “faixa” a largura de material compactado igual à largura da base do compactador manual. A compactação procedeu-se de forma que cada faixa compactada era recoberta em sua metade ao se compactar a faixa posterior, a fim de se reduzir efeitos de emendas entre as mesmas. A direção era alternadamente horária e anti-horária. Isto conduzia a uma espiral ora no sentido horário, ora no sentido anti-horário.

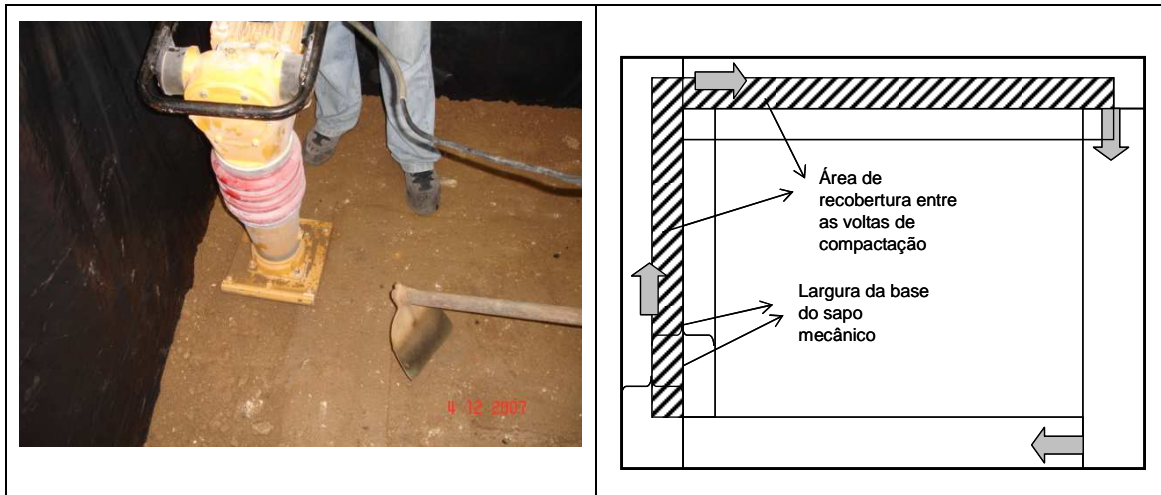


Figura 4.27: Compactação do tanque-teste com soquete vibratório (sapo mecânico). Esquema ilustrativo do método de compactação.

O número de “coberturas” foi definido pelo tempo mínimo para se atingir o grau de compactação necessário para cada uma das camadas. Esse tempo foi inicialmente escolhido como 15 minutos, e ajustado, sempre para mais, após o controle com o frasco de areia e com o equipamento Geogauge mostrado mais adiante. De posse do grau de compactação atingido, avaliava-se, então, se o tempo de compactação fora suficiente para atingir a máxima densidade aparente seca relativa ao ensaio Proctor da camada em questão. A partir daí aumentava-se ou diminuía-se esse tempo conforme a necessidade de aplicação de mais ou menos energia ao material e, então, repetia-se o tempo definido e o percurso feito pelo compactador manual para todas as camadas do mesmo material. No caso apenas o subleito foi compactado em mais de uma camada, ou seja, cinco camadas de 20,0 cm cada. Os demais materiais da estrutura (sub-base e base), por possuírem 20,0 cm cada, foram compactadas em uma só camada.

EHRlich e MITCHELL (1994) afirmam ser necessário ensaiar o equipamento (sapo mecânico) no sentido de se obter o “peso estático equivalente” utilizando-se acelerômetro instalado no corpo do mesmo. Para o caso do compactador utilizado neste estudo, SARAMAGO (2002) determinou seu peso estático equivalente, chegando ao valor de 686,17 kgf e uma tensão vertical induzida de 73 kPa. Este valor será utilizado mais a frente nas considerações da tensão horizontal induzida devida à compactação das camadas do pavimento.

Tabela 4.9: Características do soquete vibratório (SARAMAGO, 2002).

Dados	LC-71 (Elétrico)
<i>Motor</i>	<i>Dynapac (2,0) HP</i>
<i>Peso estático</i>	<i>69,0 kg</i>
<i>Frequência de vibração</i>	<i>500-600 vpm</i>
<i>Rotação</i>	<i>3600 rpm</i>
<i>Amplitude de impacto</i>	<i>45-65 mm</i>
<i>Sistema de ignição</i>	<i>Trifásico 220/330 V, 2 pólos</i>
<i>Velocidade de trabalho</i>	<i>12m/min</i>
<i>Dimensões da base</i>	<i>280 x 335 mm</i>

O “peso estático equivalente” foi determinado por SARAMAGO (2002) para ambos compactadores estudados pelo autor (um soquete vibratório e uma placa vibratória) com o auxílio de acelerômetros da marca Kyowa instalados nos mesmos, ligados a conversores de sinal e osciloscópios digitais.

A Figura 4.28 mostra a instalação dos acelerômetros nos compactadores estudados por SARAMAGO (2002).



Figura 4.28: Fixação do acelerômetro na base da placa vibratória e no topo do soquete vibratório. (SARAMAGO, 2002)

De posse da aceleração vertical obtida pela média de 10 medições do acelerômetro, obtém-se os valores de 26,25 g (gravidade). Desta forma o peso estático equivalente é a massa do soquete (26.14 kg) vezes a aceleração (26,25 g), obtendo-se o valor de 686,17 kgf.

Dividindo-se esse valor pela área de contato do soquete vibratório (938 cm²) obtém-se 73 kPa para o valor da tensão vertical induzida.

Com cálculo similar ao anterior, SARAMAGO (2002) conclui que a tensão vertical aplicada pelo soquete vibratório é cerca de 9 vezes aquela induzida pela placa vibratória.

O controle da compactação dos materiais foi feito pelo método tradicional do Frasco de Areia (DNER-ME 092/94). Uma avaliação dos valores de Rigidez (MN/m) e Módulo de Young (MPa) foi obtida com o equipamento GeoGauge H-4140 da Humboldt, cuja descrição pormenorizada se dá a seguir..

O princípio de funcionamento do equipamento Geogauge tem sua origem na técnica de detecção de minas não metálicas empregada pelo exército norte americano. O primeiro protótipo do equipamento foi desenvolvido numa parceria entre algumas empresas americanas e inglesas e financiado pela FHWA, na década de 1990.

Nos Estados Unidos, o estado de Minnesota, por intermédio do MnDOT (*Minnesota Department of Transportation*) foi o responsável por grande parte do aporte de experiência necessária ao completo desenvolvimento do equipamento. Havia a preocupação com a não-uniformidade da compactação com emprego dos métodos correntes, o que acarretava considerável perda de vida útil das estruturas de pavimento. O MnDOT considerava que o uso do Geogauge trazia uma melhor análise da performance dos pavimentos por considerar o controle da rigidez/módulo ao invés da densidade (ALVAREZ, 2008).

Assim, já nos anos de 1996 e 1997, com o desenvolvimento da parceria entre a empresa Humboldt e o MnDOT, assim como o NyDOT (*New York Department of Transportation*), TxDOT (*Texas Department of Transportation*) e a universidade de Massachusetts as primeiras unidades do equipamento foram exaustivamente testadas e validadas.

A utilização do equipamento GeoGauge H-4140 da Humboldt é uma técnica não destrutiva e de fácil aplicação. O equipamento (Figura 4.29) com cerca de 10 kgf de peso é alimentado por 6 pilhas alcalinas do tipo D, o que é suficientes para até 1.500 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. Tal medição dura aproximadamente 75 s. A profundidade de alcance do mesmo é de 22,0 a 31,0 cm. Para se medir o módulo e a rigidez de uma determinada camada é necessário garantir 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. O fabricante recomenda que se façam duas medidas girando o equipamento em cerca de 45° entre elas. Para materiais muito graúdos pode-se utilizar um fino (1,0 cm) colchão de areia para se garantir o contato entre a base do equipamento e o material. A Tabela 4.10 mostra algumas características técnicas do equipamento.

Tabela 4.10: Características técnicas do equipamento GeoGauge H-4140 da Humboldt.

Característica	Especificações
<i>Rigidez</i>	<i>Faixa de utilização - de 3 a 70 MN/m</i>
<i>Módulo de Young</i>	<i>Faixa de utilização - de 26 a 610 Mpa</i>
<i>Profundidade de medição</i>	<i>de 230 a 310 mm</i>
<i>Tempo de medição</i>	<i>75 s</i>
<i>Dimensões</i>	<i>280 mm x 270 mm</i>
<i>Peso</i>	<i>10 kg (apenas o equipamento) 15,5 kg (equipamento e case de proteção)</i>

Para a avaliação do comportamento das camadas pós-compactação, o Geogauge foi empregado em cinco pontos por camada conforme mostrado na Figura 4.29 e o frasco de areia foi empregado uma vez por camada, aleatoriamente escolhido o furo denominado de furo 3. As Tabelas 4.11, 4.12 e 4.13 mostram, respectivamente, os resultados pós-compactação do subleito, da sub-base e da base no tanque-teste. Na Tabela 4.11, os valores de módulo resiliente e rigidez da 1ª camada (a mais inferior) foram proposadamente nulos devido à influência da camada de lastro de brita que serve de filtro protetor dos ralos de drenagem do tanque-teste. Entendeu-se que a compactação desta camada seria prejudicada devido ao filtro constituído por brita solta.

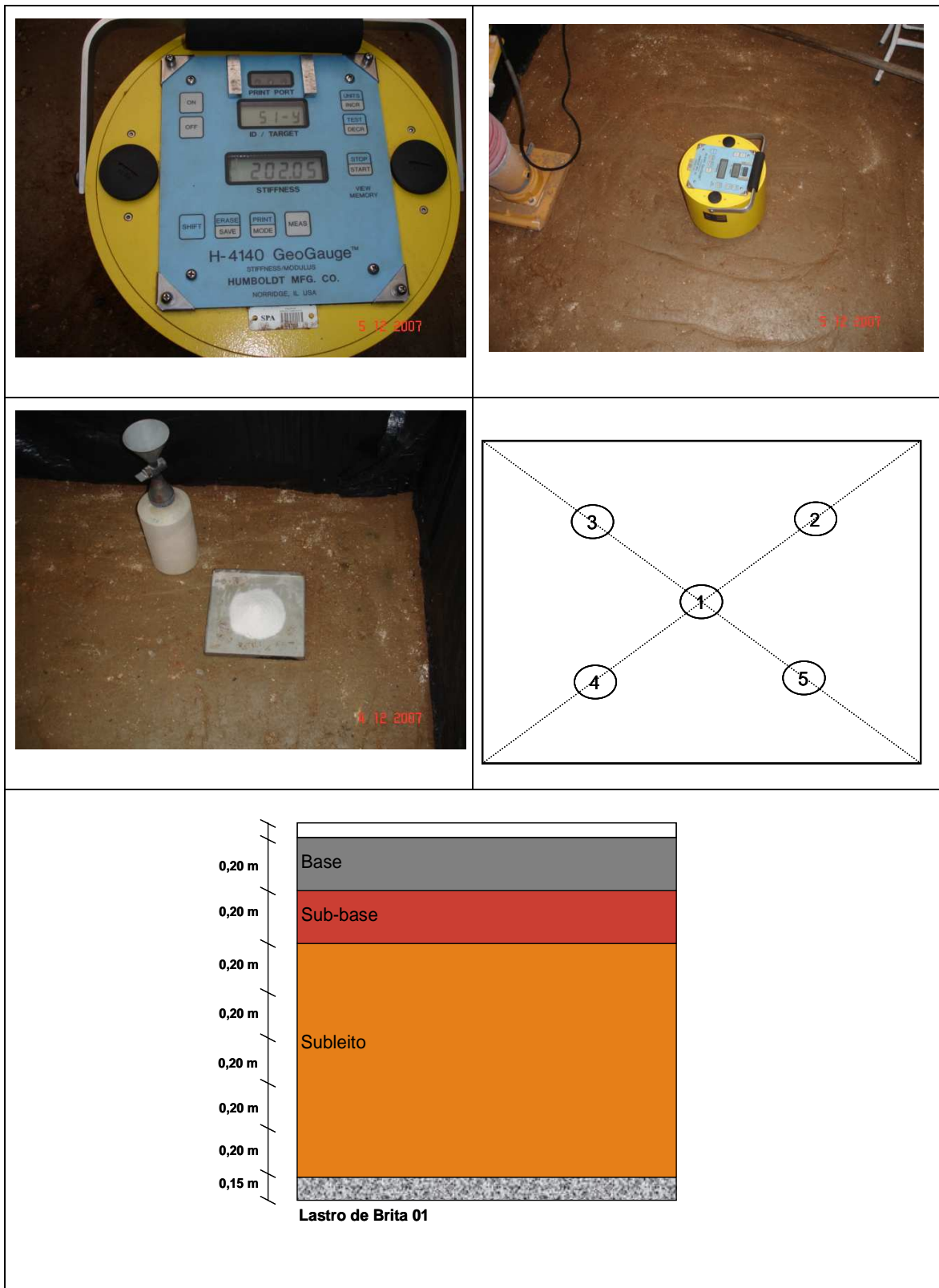


Figura 4.29: Esquema ilustrativo do controle da compactação pelo frasco de areia e utilização equipamento Geogauge.

Tabela 4.11: Resultados da análise da camada de subleito com o equipamento Geogauge e com o Frasco de Areia. Y (MPa) – Módulo de Young e S (MN/m) – rigidez (stifness).

CAMADA (20,0 cm)	Medida	GEOGAUGE															FRASCO DE AREIA	
		FURO																
		1			2			3			4			5			3	
		Y	S(E)	d	Y	S(E)	d	Y	S(E)	d	Y	S(E)	d	Y	S(E)	d	d	GC (%)
1ª Camada	1	0,00	0,00	1,91	0,00	0,00	1,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,10	106	
	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
	MÉDIA	0,00	0,00	1,91	0,00	0,00	1,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
2ª Camada	1	229,49	26,45	2,12	188,74	21,76	1,37	153,96	17,75	1,73	190,23	21,93	1,30	167,15	19,27	1,98	100	
	2	242,41	27,94	2,04	193,05	22,25	1,34	165,51	19,08	1,73	155,70	17,95	1,15	170,41	19,64			
	MÉDIA	235,95	27,20	2,08	190,90	22,01	1,36	159,74	18,42	1,73	172,97	19,94	1,23	168,78	19,46			
3ª Camada	1	121,66	14,02	1,39	116,78	13,69	1,15	143,76	16,57	1,13	142,06	16,38	1,16	126,36	14,57	2,17	110	
	2	110,63	12,75	1,68	122,66	14,14	1,13	146,26	16,86	1,12	125,69	14,49	1,26	140,58	16,21			
	MÉDIA	116,15	13,39	1,54	120,72	13,92	1,14	145,01	16,72	1,13	133,88	15,44	1,21	133,47	15,39			
4ª Camada	1	108,69	22,33	1,63	175,25	20,20	1,34	114,82	13,24	2,18	218,49	25,19	1,58	139,56	16,09	2,12	107	
	2	170,03	19,60	1,74	196,58	22,66	1,86	126,58	14,59	4,00	216,92	25,01	1,54	141,66	16,33			
	MÉDIA	139,36	20,97	1,69	185,92	21,43	1,60	120,70	13,92	3,09	217,71	25,10	1,56	140,61	16,21			
5ª Camada	1	231,81	26,72	1,90	210,83	24,30	1,65	101,37	11,69	1,13	183,27	21,13	1,46	187,43	21,61	2,16	109	
	2	215,00	24,78	1,84	206,53	24,04	1,60	136,97	15,79	1,25	199,21	22,96	1,53	208,53	24,04			
	MÉDIA	223,41	25,75	1,87	209,68	24,17	1,63	119,17	13,74	1,19	191,24	22,05	1,49	197,98	22,83			

Tabela 4.12: Resultados da análise da camada de sub-base com o equipamento Geogauge e com o Frasco de Areia. Y – Módulo de Young e S – rigidez (stifness).

CAMADA (20,0 cm)	Medida	GEOGAUGE										FRASCO DE AREIA	
		FURO											
		1		2		3		4		5		3	
		Y (MPa)	S(MN/m)	Y (MPa)	S(MN/m)	Y (MPa)	S(MN/m)	Y (MPa)	S(MN/m)	Y (MPa)	S(MN/m)	d (kg/cm3)	GC (%)
1ª Camada	1	242,54	27,96	354,85	40,91	440,66	50,80	371,64	42,84	391,22	45,10	2,18	106
	2	310,70	35,82	325,55	37,53	390,10	44,97	318,16	36,68	352,92	40,68		
	MÉDIA	276,62	31,89	340,20	39,22	415,38	47,89	344,90	39,76	372,07	42,89		

Tabela 4.13: Resultados da análise da camada de base com o equipamento Geogauge e com o Frasco de Areia. Y – Módulo de Young e S – rigidez (stiffness).

CAMADA (20,0 cm)	Medida	GEOGAUGE										FRASCO DE AREIA	
		FURO											
		1		2		3		4		5		3	
		Y (MPa)	S (MN/m)	Y (MPa)	S (MN/m)	Y (MPa)	S (MN/m)	Y (MPa)	S (MN/m)	Y (MPa)	S (MN/m)	d (kg/cm ³)	GC (%)
1ª Camada	1	63,25	7,29	79,63	9,17	88,48	10,20	77,07	8,88	86,00	9,91	2,26	106
	2	63,34	7,30	71,41	8,23	85,73	9,88	77,99	8,99	91,53	10,55		
	MÉDIA	63,30	7,30	75,47	8,70	87,11	10,04	77,53	8,94	88,77	10,23		

4.3.1. Comentários sobre a compactação dos materiais

Em pavimentação rodoviária, para que se atinjam os objetivos durante a vida útil do pavimento, objetivos esses de segurança e conforto do usuário ao rolamento, há necessidade de se obter dos materiais empregados, as características mecânicas consideradas nas premissas de projeto. Estas características mecânicas de projeto, que em última análise traduzem-se em melhorar a capacidade de suporte dos materiais originais, são obtidas com determinada energia de compactação, a condições de umidade e peso específico controlados, que dependem dos níveis de solicitação aos quais o material será submetido devido ao tráfego proposto.

DANTAS (2004) entende por compactação “a aplicação transitória de um esforço vertical na superfície do terreno, a qual promove acréscimos de tensão vertical e horizontal no solo.”

DUNCAN e SEED (1986) afirmam, após a análise e seleção de dados considerados confiáveis dos esforços induzidos pela compactação e publicados ao longo de 50 anos em medições de campo e laboratório, que uma vez cessado o processo de compactação e retirado o equipamento compactador, o estado de tensão inicial não é totalmente restabelecido. Enquanto a tensão vertical retorna ao seu valor original, a tensão horizontal tende a permanecer elevada, assumindo em alguns casos valores bem superiores ao original. Dependendo do autor, admite-se que parte ou todo acréscimo de tensão horizontal devido ao processo de compactação fica retido no solo, sendo a tensão

resultante normalmente designada de “tensão horizontal residual” da compactação, funcionando, grosseiramente, como uma espécie de pré-adensamento do solo.

DANTAS (2004) afirma ainda, que o limite superior da relação entre a tensão horizontal residual da compactação e a tensão vertical é a condição passiva, ou seja, esta relação é limitada pelo empuxo passivo.

EHRlich e MITCHELL (1994) desenvolveram um procedimento específico para análise do efeito da compactação sobre o equilíbrio de muros verticais de solo reforçado, mostrando as alterações sofridas pelo solo durante a compactação.

Na modelagem da variação do estado de tensões, seja de carregamento ou descarregamento, é admitida a ocorrência simultânea de deslocamentos laterais. Entretanto, EHRlich e MITCHELL (1994) representam a compactação por um único ciclo de carga e descarga, no qual as tensões geostáticas são calculadas considerando a geometria final da estrutura.

A Figura 4.30 apresenta a trajetória de tensões proposta por EHRlich e MITCHELL (1994). O carregamento é representado pelos segmentos 1-2-3 e o descarregamento pelos segmentos 3-4-5. Tanto o carregamento como o descarregamento foram considerados, por conveniência analítica, em duas etapas: uma em que não se permite a deformação lateral do solo (segmentos 1-2 e 3-4) e outra em que é permitida (segmentos 2-3 e 4-5). Este procedimento visou calcular separadamente as deformações no carregamento e no descarregamento.

Comparando-se com os materiais empregados em geotecnia de maneira geral, os materiais de pavimentação sofrem um processo de compactação, diga-se, mais intenso. Além disso, os níveis de tensão aos quais os materiais de pavimentação estão submetidos pelas cargas externas quando presentes na estrutura do pavimento, são bem inferiores àqueles considerados “de ruptura”. O colapso da estrutura ocorre segundo mecanismos diversos como fadiga dos materiais asfálticos e deformação permanente excessiva. Desta forma os resíduos de tensão induzida horizontal, únicos remanescentes do processo de compactação (DUNCAN e SEED, 1986), influenciam os critérios de análise em mecânica dos pavimentos alterando o valor de K_0 , transformando-o em um outro, representado por K_0' .

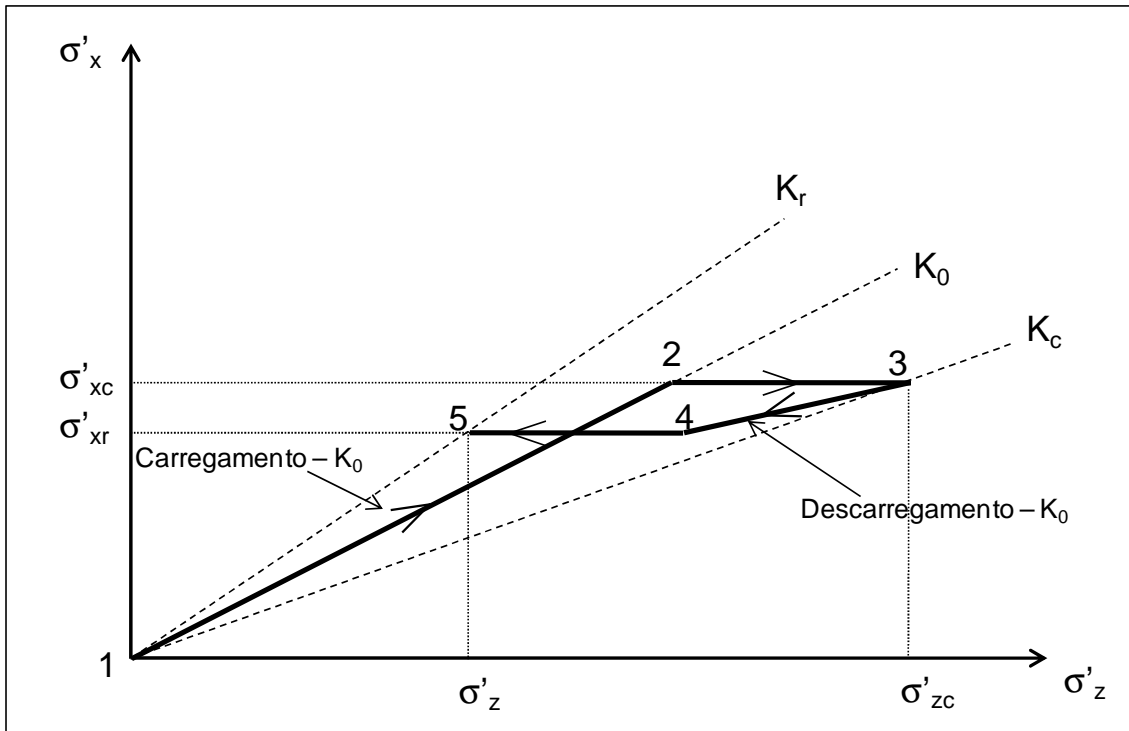


Figura 4.30: Trajetória de tensões idealizada por EHRlich e MITCHELL (1994).

Mal comparando, ou simplificando a análise física do que ocorre com o solo no interior do tanque-teste, é como se tratasse de um ensaio edométrico, onde tensões verticais são aplicadas em uma massa de solo confinada, sem que esta possa se deslocar horizontalmente. Assim, macroexpandindo no tempo, é como a formação natural dos solos sedimentares. A construção das camadas do pavimento se dá por um processo, que acarreta um acréscimo residual de tensão horizontal oriundo da compactação das mesmas. Resultados similares aos já citados por Terzaghi, em 1934, quando este observava alterações no empuxo lateral e nas deformações de estruturas de contenção.

Para o cálculo de K'_0 , nas condições do tanque-teste, são necessárias as seguintes equações:

$$\sigma'_h = K'_0 \sigma'_v \quad (4.6)$$

Em que:

$$K'_0 = K_0 (OCR)^\alpha \quad (4.7)$$

Ainda, a partir da equação sugerida por Jaky³⁹ (1982), apud DUNCAN & SEED (1986), tem-se:

$$K_0 = 1 - \text{sen} \phi' \quad (4.8)$$

E, para o cálculo de OCR (*over consolidation ratio*), tem-se:

$$OCR = \frac{\sigma_{zc,i}}{\sigma_z} \quad (4.9)$$

Nas equações acima, tem-se:

σ'_h e σ'_v = tensões efetivas horizontal e vertical

K_0 , K'_0 = coeficiente de empuxo de terra no repouso, virgem e alterado

α = coeficiente de descarregamento, função de ϕ'

ϕ' = ângulo de atrito interno

$\sigma_{zc,i}$ e σ_z = tensões verticais induzida e existente de compactação, sendo, segundo SARAMAGO (2002), $\sigma_{zc,i} = 73$ kPa, para o equipamento de compactação utilizado, como mostrado anteriormente.

O valor de K'_0 pode ser obtido matematicamente conforme os passos anteriormente descritos. Porém, como o software utilizado para a análise numérica do tanque-teste não contempla a inserção deste parâmetro pelo usuário, o mesmo não foi calculado.

4.4. Materiais empregados como revestimento

Após concluídos os estudos do comportamento da estrutura sem a presença do revestimento, aplicou-se duas soluções distintas para a camada de rolamento: a utilização de peças pré-moldadas de concreto (PPC), e o Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ).

³⁹ JAKY, J., *Pressure in Silos*, Proceedings, 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, 1982, pp. 103-107.

4.4.1. Peças pré-moldadas de concreto (PPC)

O pavimento feito com peças de concreto pré-moldadas, ou “pavimento intertravado”, é assim conhecido devido ao principal mecanismo de atuação para garantia do bom desempenho dos mesmos: o intertravamento das peças de concreto.

CRUZ (2003) estudou o comportamento dos pavimentos intertravados e tece alguns comentários acerca dos mesmos:

- O pavimento intertravado é tratado como um pavimento flexível, podendo-se empregar métodos de cálculo de tensões originalmente desenvolvidos para pavimentos asfálticos;
- Utiliza-se uma relação linear para representar o comportamento tensão-deformação dos materiais das camadas e do subleito, inclusive admitindo que a camada composta pelas PPCs e o colchão de areia trabalha como uma camada equivalente a um revestimento asfáltico composto de concreto betuminoso quanto a ordem de grandeza do valor de módulo resiliente;
- Admite-se que a existência das juntas entre as peças pré-moldadas dispensa a consideração de tensão de tração quando se realiza o dimensionamento, ou seja, a analogia com o revestimento asfáltico de uma camada contínua só é válida na modelagem numérica da distribuição de tensões, mas o comportamento real desta camada está longe de ser contínuo;
- As juntas funcionam como descontinuidades para as tensões de tração, ou seja, não transmitem esforços de tração entre as peças; e as pequenas dimensões da peça em relação à área de contato das cargas não leva ao desenvolvimento de flexão na própria peça;
- Considera-se que a utilização de base estabilizada com cimento é quase uma imposição da maioria das considerações de carga;
- Considera-se a espessura e a forma das peças fixas em muitos dos métodos de dimensionamento.

MÜLLER (2005) mostra o comportamento e a modelagem dos pavimentos de PPC, investigando-os em relação à transmissão de esforços e de deslocamento da superfície através de um painel experimental de laboratório e de um trecho experimental de campo. Em seus estudos, MÜLLER (2005) entre outras coisas apresenta diversos tipos de PPC (formatos, espessuras, etc.), assim como diversas técnicas e arranjos de assentamento e os critérios de aceitação dos PPCs.

No trabalho de MÜLLER (2005) o autor sugere um valor de módulo de resiliência para o revestimento intertravado de 80 mm de espessura, assentado sob a forma de “trama”, de 1500 MPa.

Nesta tese escolheu-se o PPC tipo retangular, fornecido pela empresa Pavibloco Pré-moldados de Concreto S.A., situada em Santa Cruz, Rio de Janeiro. As peças possuem dimensões 10,0 cm x 20,0 cm x 8,0 cm e resistência nominal mínima à compressão de 25 MPa.

Os PPCs são regidos, no Brasil, por duas normas NBR-9780 e NBR-9781/87, aquela tratando da resistência à compressão mínima a ser atendida pelas peças, e esta relacionada à aceitação das peças pré-moldadas de concreto.

As peças pré-moldadas de concreto foram submetidas à verificação de qualidade conforme normatizado pelas normas referidas. O ensaio de compressão axial foi realizado pela empresa Holcim, produtora de cimentos, que possui um laboratório de ensaios em concreto em sua unidade de armazenamento e distribuição situada no Bairro de Marechal Hermes, Rio de Janeiro.

A Tabela 4.14 fornece os valores obtidos no ensaio de compressão axial das peças pré-moldadas de concreto, conforme previsto pela NBR 9780/87, no lote utilizado nesta tese.

O arranjo escolhido para o assentamento das peças de concreto dentro do tanque-teste foi o de “trama”. O mesmo se deu sobre um colchão de areia com 5,0 cm de espessura. A Figura 4.32 mostra o arranjo escolhido e algumas etapas do processo de assentamento das peças pré-moldadas. O Boletim Técnico No. 135 da Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) explica e detalha os pormenores da construção de pavimentos rodoviários com blocos de concreto.

Tabela 4.14: Parâmetros obtidos do ensaio de compressão axial das peças pré-moldadas de concreto do lote utilizado nesta tese.

No. da Peça	Data de Fabricação	Dimensões da peça (mm)			Resistência à compressão		Fpk – Resis. Caract. (MPa)
		Comp.	Larg.	Alt.	Carga (N)	MPa	
01	05/09/2008	198	98	78	188000	29,6	22,9
02		199	98	78	174100	27,4	
03		198	98	78	160800	25,3	
04		198	98	77	174100	27,4	
05		198	98	78	174600	27,4	
06		198	98	78	124200	19,5	

A Figura 4.31 ilustra etapas do ensaio de compressão axial nas peças de concreto pré-moldado.



Figura 4.31: Detalhes do ensaio de compressão axial nas peças de concreto pré-moldadas.

Os resultados dos ensaios no tanque-teste com a estrutura de pavimento proposta, com 6 níveis de equilíbrio do lençol freático e com o revestimento do tipo intertravado constam do Capítulo 5.



Figura 4.32: Detalhes construtivos do revestimento tipo intertravado com peças pré-moldados de concreto (PPC) no tanque-teste.

4.4.2. Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)

A Figura 4.33 mostra as etapas da construção do revestimento em CBUQ ensaiado no tanque-teste.

O CBUQ utilizado possui as características mostradas na Tabela 4.15 e foi processado pela empresa Craft Engenharia, com sede no Rio de Janeiro para ser aplicado em um segmento de recuperação estrutural da Rua XXX da Cidade Universitária da UFRJ, Fundão. O revestimento foi executado com espessura média de

6,0 cm e a compactação foi realizada com equipamento tipo placa vibratória (Figura 4.33).

Tabela 4.15: Características do ligante e do CBUQ empregados como revestimento no tanque-teste.

Características do ligante	
Ligante	Modificado por SBS
Ponto de Amolecimento	87°C
Penetração 25°C	72 dmm
Viscosidade 135°C	1075 cP
Viscosidade 145°C	678 cP
Viscosidade 175°C	250 cP
Recuperação elástica 25°C	98%
Características da mistura asfáltica	
Granulometria densa TMN=19,1mm Superpave e Faixa B DNIT	
Dosagem Superpave Ndes = 100 giros, teor de projeto 4,7%	
Resistência à tração = 0,87 MPa	
Módulo Resiliente (CP extraído) = 4575 MPa	
Densidade aparente (CP extraído) 2,378	



Figura 4.33: Detalhes construtivos do revestimento tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) no tanque-teste.

4.5. Calibração dos LVDTs

A medição dos deslocamentos verticais ocorridos no pavimento do tanque-teste, da ordem de 0,01 mm, sob o carregamento de compressão alternado não se pode fazer com extensômetros mecânicos comuns. Há impossibilidades de ordem prática e técnica. Para tanto foi necessária a utilização de dois transformadores diferenciais chamados de LVDTs (*linear variable differential transformer*), um dispositivo eletro-mecânico que produz uma tensão de saída proporcional à posição de um núcleo móvel, e cuja calibração foi viabilizada com o auxílio do programa SicTri para ensaios triaxiais dinâmicos e deformação permanente desenvolvido na COPPE em 2000.

Com o auxílio de um micrômetro e com as leituras feitas pelo software SicTri, expressos na Tabela 4.16 e graficamente na Figura 4.34, chega-se aos valores de $K_{LVDT1} = 0,4868$ e $K_{LVDT2} = 0,4772$.

Tabela 4.16: Resultados da calibração dos LVDTs utilizados na Tese.

Micrômetro (mm)	LVDT 1 (V)			LVDT 2 (V)		
	0,0	0,244	0,243	0,242	0,124	0,123
0,1	0,447	0,444	0,446	0,329	0,328	0,325
0,3	0,848	0,846	0,847	0,738	0,736	0,737
0,5	1,252	1,252	1,251	1,149	1,150	1,149
1,0	2,264	2,264	2,265	2,190	2,189	2,170
1,5	3,292	3,291	3,292	3,237	3,236	3,238
2,0	4,310	4,303	4,326	4,293	4,292	4,295
2,5	5,363	5,363	5,365	5,339	5,331	5,352
3,0	6,400	6,400	6,399	6,406	6,408	6,393
3,5	7,428	7,429	7,426	7,460	7,458	7,433
4,0	8,446	8,447	8,446	8,475	8,496	8,495

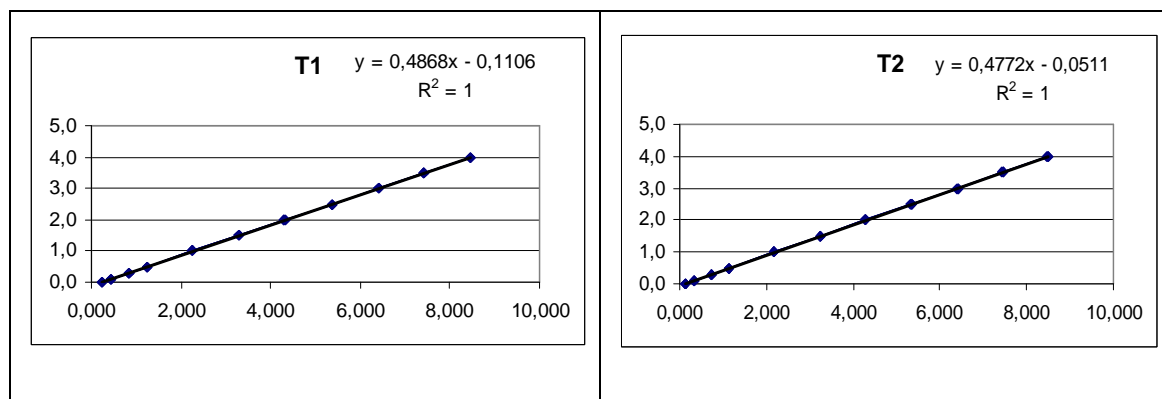


Figura 4.34: Gráficos das calibrações dos LVDTs utilizados nessa Tese.

4.6. Calibração do Cilindro

O cilindro aplicador de carga é da marca Norgren, tipo “tandem”, de tirantes aparentes e dupla ação. Seu princípio de funcionamento é pneumático, com diâmetro do êmbolo de 160 mm e curso de 100 mm. Sua força resultante é, segundo o fabricante, de 3895 kgf a 10 Bar de pressão.

Fazem-se necessários dois tipos de calibração neste equipamento:

- Calibração da duração do tempo de aplicação da carga, que é determinado em função da velocidade dos veículos e da profundidade do pavimento onde se deseja calcular o módulo resiliente. As metodologias e equipamentos de ensaios empregados encontram-se em: “Procedimentos para execução de ensaios com carregamento repetido”, do Laboratório de Geotecnia da COPPE e métodos de ensaio DNER 131/86 e 133/86. Um temporizador atua na válvula de tripla entrada regulando o tempo de atuação da pressão de ar e o intervalo de aplicações sucessivas através de ligações do cilindro de pressão com o cabeçote em contato com a placa que atua no solo. Utilizam-se os tempos de 0,1 s para a duração do pulso de carga e 0,9 s de relaxamento do mesmo (outras observações pertinentes a esse tempo de duração do pulso, relacionadas à profundidade do pavimento, serão feitas mais adiante);
- Calibração da pressão exercida pelo cilindro. Um sistema de ar comprimido aplica a tensão σ_d . A tensão σ_3 não é necessária para o caso do tanque-teste, ela resulta do peso próprio da massa de solo e de seu confinamento no interior do tanque, crescente ao longo do perfil do pavimento.

Com o auxílio de uma célula de carga com capacidade nominal de 2,0 t acoplada, por intermédio de um condicionador de sinais, a um osciloscópio digital procede-se à regulagem dos potenciômetros da placa de aquisição para os valores desejados para o tempo de duração da carga e do relaxamento de pressão (Figura 4.35).

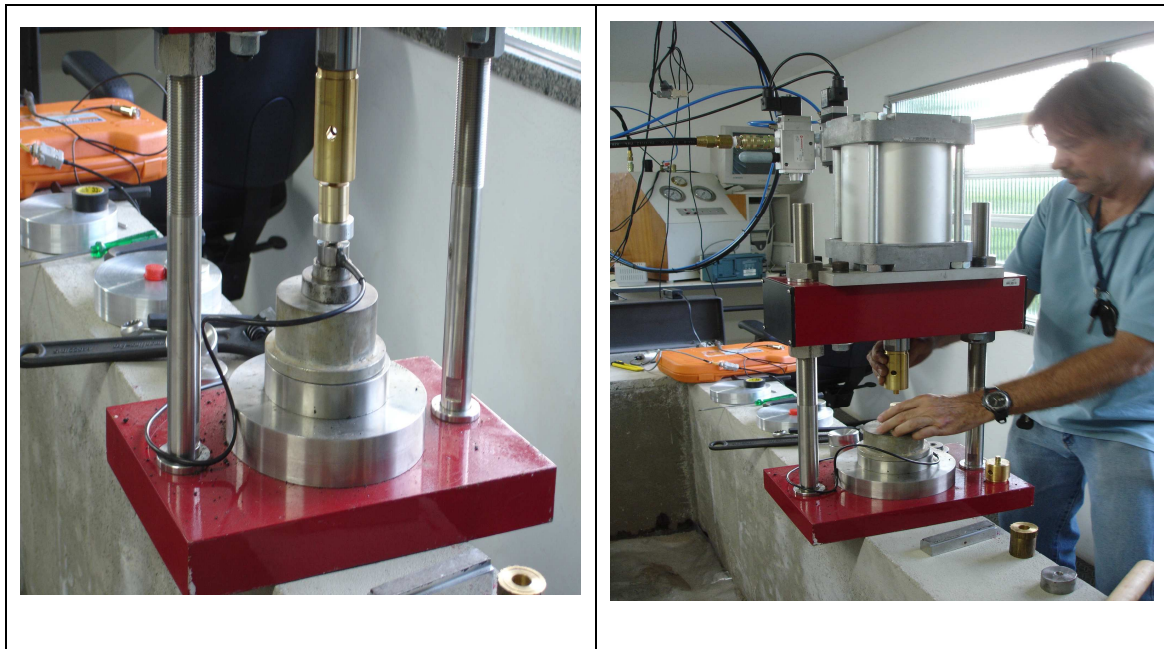


Figura 4.35: Calibração do cilindro de carga usado nesta pesquisa do tempo de aplicação e da pressão.

4.6.1. Considerações pertinentes acerca do pulso de carga

A questão da escolha do tempo a ser utilizado na duração da aplicação do pulso de carga é complexa e dependente de diversos fatores tais como velocidade e tipo do veículo (“espectro de carga”), profundidade da camada a ser estudada, materiais empregados na estrutura do pavimento, etc. Hoje em dia se fazem ensaios à frequência de 1 Hz (1 ciclo/s), podendo ir até 3 Hz.

No Brasil, MEDINA e MOTTA (1995) apresentaram um estudo do tempo de aplicação do pulso de carga em pavimentos típicos de rodovias brasileiras. O estudo centrou-se na equivalência que se estabelece entre as escalas de distância e de tempo, sendo a velocidade o fator de conversão. Desenvolveu-se o cálculo do tempo de pulso a diferentes velocidades do veículo e para várias profundidades. Os autores lembram que a frequência do carregamento relaciona-se ao volume de tráfego horário e o tempo de carregamento ou pulso de tensão desvio (desviadora), à velocidade dos veículos.

Os referidos autores citam o trabalho pioneiro do pesquisador BARKSDALE⁴⁰ (1971), o qual fez uma análise do tempo de pulso de tensão de compressão vertical para aplicação em ensaios dinâmicos para diferentes profundidades e velocidades de veículos. BARKSDALE (1971) estudou dois tipos de pulsos (senoidal e triangular) em estruturas compostas de um revestimento asfáltico de 10,0 cm, base de brita de 38,0 cm e subleito de argila siltosa. Na Figura 4.36 tem-se a explicação da variação do tempo de pulso de tensão ou duração de carregamento com a profundidade e porque a forma senoidal do pulso prevalece apenas a pequenas profundidades, sendo que a forma de triângulo isósceles achatado ocorre a grandes profundidades.

MEDINA e MOTTA (1995) concluíram, a partir das formas de pulsos concebida por BARKSDALE (1971), que para uma redução de 90% da tensão na superfície e uma modelagem senoidal (pequenas profundidades) o tempo necessário para a passagem de todo o pulso da carga é 2,136 vezes maior que a própria duração do pulso; e para uma modelagem triangular (grandes profundidades) esse tempo é 2,222 vezes a duração do pulso original.

As estruturas estudadas por MEDINA e MOTTA (1995) foram compostas por dois tipos de revestimento asfáltico (concreto asfáltico e tratamento superficial duplo); dois tipos de base (brita e laterita); dois tipos de sub-base (solo granular e solo laterítico) e subleito do tipo I (conforme especificado na norma DNER PRO 269/94). Os módulos resilientes dos materiais utilizados nas análises numéricas por elementos finitos através do programa FEPAVE 2⁴¹ são os comumente verificados em materiais de natureza similar aos descritos acima.

⁴⁰ BARKSDALE, R.D., *Compressive Stress Pulse Times in Flexible Pavements for use in Dynamic Testing*, Highway Research Record No. 345, Highway Research Board, Washington, D.C., 1971.

⁴¹ Programa computacional para análise numérica elástica não linear, que realiza o cálculo de tensões e deformações por elementos finitos em sistemas de multicamadas assimétrico. Foi criado na Universidade de Berkley em 1965 e doado à COPPE em 1973.

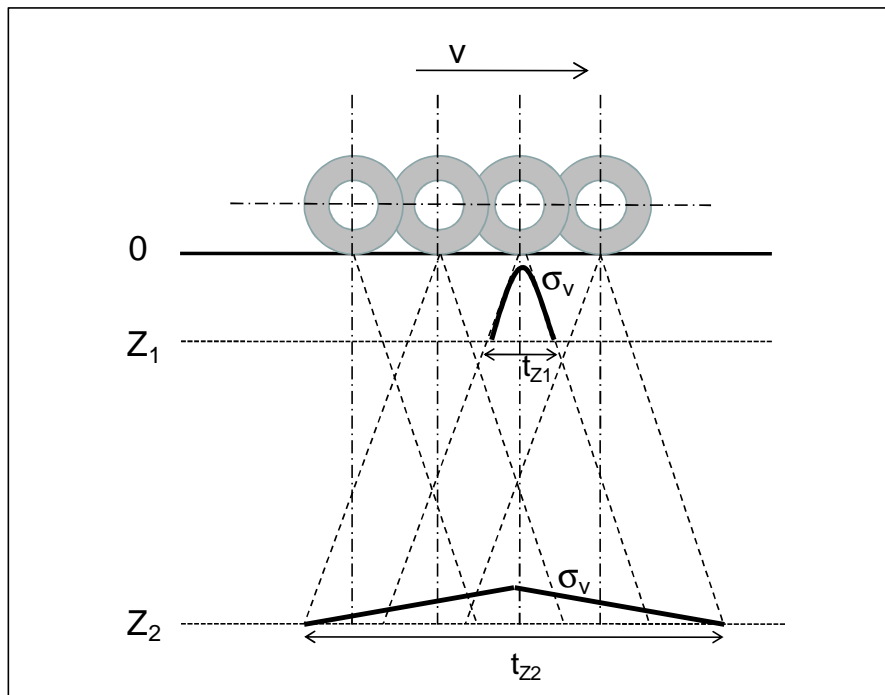


Figura 4.36: Tempo de carga e forma do pulso variáveis com a profundidade (MEDINA e MOTTA, 1995).

O procedimento de cálculo do tempo de pulso utilizado por MEDINA e MOTTA (1995) foi:

- a) Aplica-se o programa computacional FEPAVE 2 para obter as tensões verticais σ_v , a várias profundidades e a diferentes distâncias horizontais a partir da vertical do centro da área carregada;
- b) Para a velocidade de veículo que se adotou, obtêm-se os tempos t , correspondentes a cada distância \underline{x} considerada ($\sigma_1=0,1\sigma_0$);
- c) Calcula-se o tempo de pulso T , com as expressões obtidas das modelagens senoidal e triangular proposto por BARKSDALE (1971), ou seja:
 - Para modelagem senoidal $T=2,136 t_1$
 - Para modelagem triangular $T=2,222 t_1$

Duas hipóteses de carregamento também foram consideradas:

1. Roda simples com área de contato de raio 15,2 cm e pressão de pneu, ou de contato com o pavimento, de 5,6 kgf/cm², tal como adotado por BARKSDALE (1971);
2. Roda simples com área de contato de raio 10,8 cm e pressão de 5,6 kgf/cm², que se adota habitualmente nas análises numéricas de pavimentos na COPPE.

Da série de modelagens realizados pelo procedimento acima nas estruturas comentadas, os autores concluíram que os tempos de pulso de carga calculados com as estruturas típicas brasileiras diferem entre si e dos valores obtidos por BARKSDALE (1971), sendo estes menores que aqueles. As Figuras 4.37 a 4.40 mostram os resultados obtidos por MEDINA e MOTTA (1995) em estruturas típicas de pavimento brasileiros.

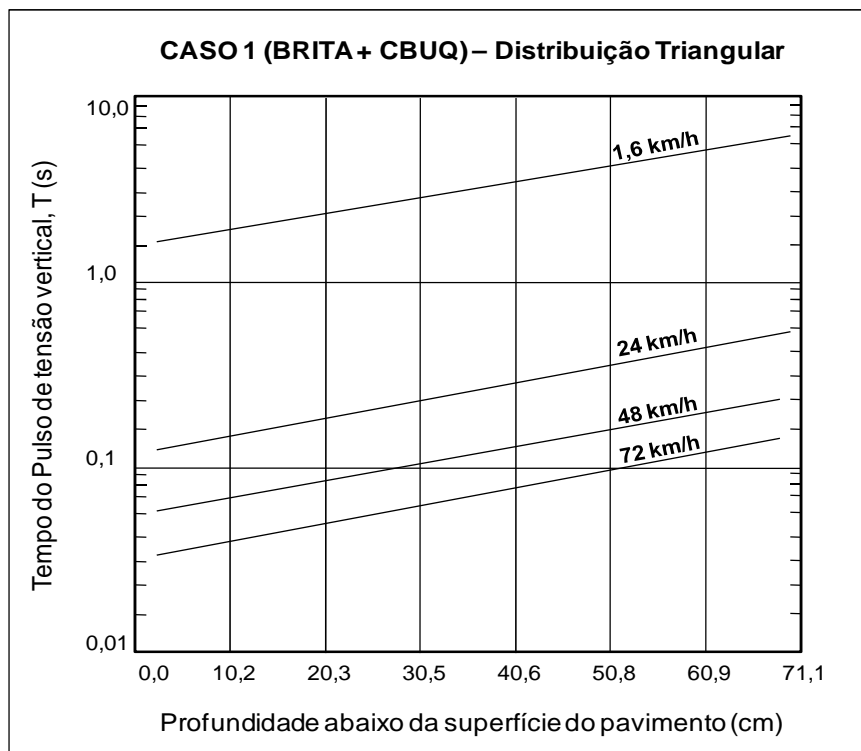


Figura 4.37: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 1 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).

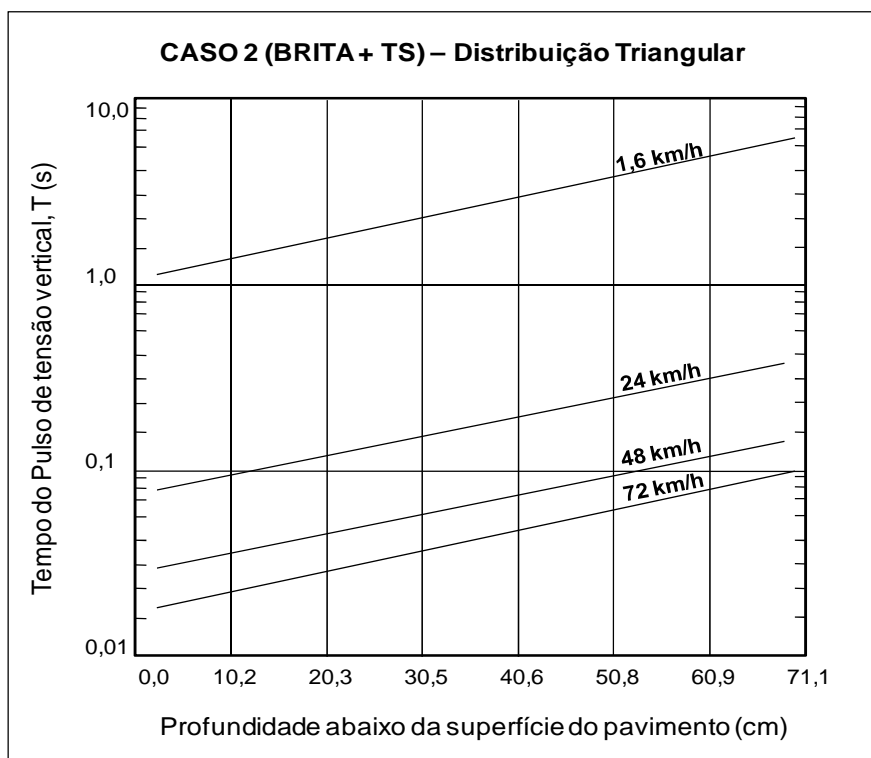


Figura 4.38: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 2 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).

MEDINA e MOTTA (1995) citam ainda a tese de mestrado de PREUSLLER⁴² (1978) como uma referência no estudo da frequência e da duração do carregamento nos ensaios dinâmicos de um solo arenoso residual de arenito da BR-290/RS. Este autor obteve resultados que mostraram um aumento nos valores de módulo resiliente com a frequência, mais notadamente quando esta passou de 0,66 para 1,00 Hz. PREUSLLER (1978) afirma que a duração do carregamento aumenta com a profundidade e a forma senoidal do pulso, presente a pequenas profundidades, se transforma num triângulo isósceles achatado a grandes profundidades. Este aumento na duração da aplicação da tensão desvio acarreta uma diminuição do módulo resiliente, segundo aquele autor. Ressalta-se que os níveis de tensão utilizados na pesquisa de PREUSLLER (1978) foram superiores àqueles encontrados usualmente em pavimentos.

⁴² PREUSLLER, E.S., *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso*, tese de mestrado, COPPE/UFRJ, 1978.

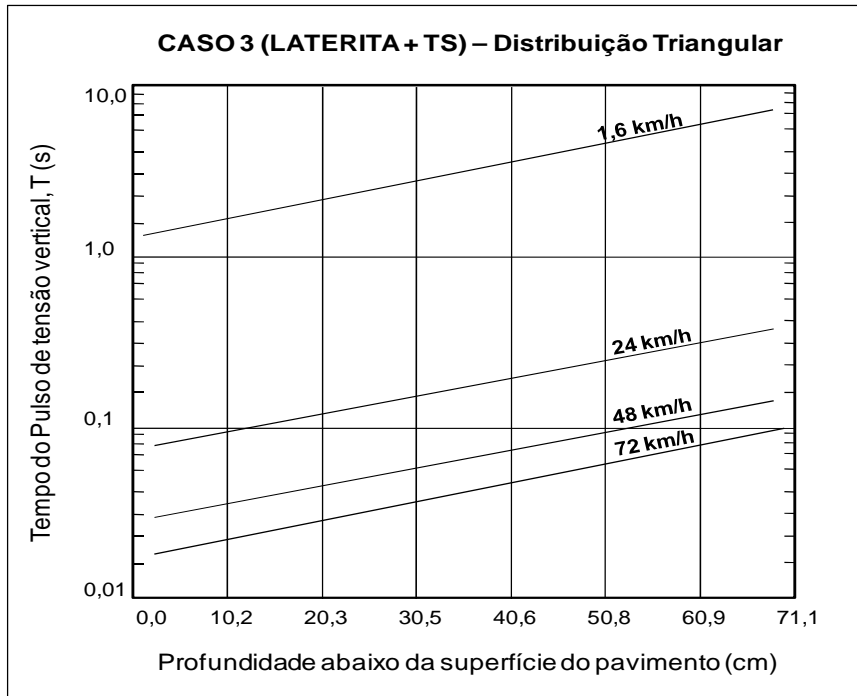


Figura 4.39: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 3 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).

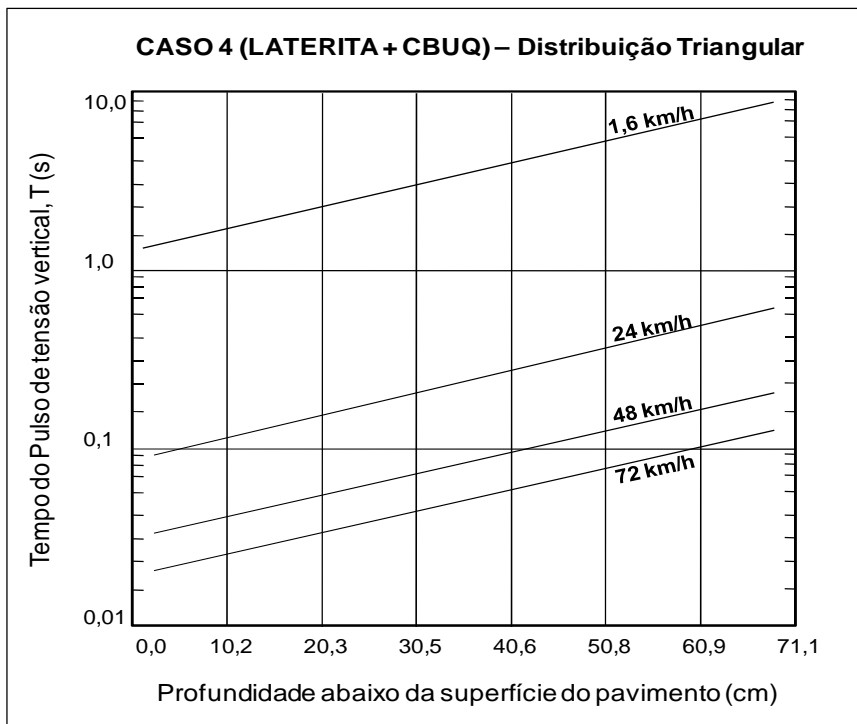


Figura 4.40: Tempo de pulso para diferentes profundidades e velocidades de veículos – estrutura do Caso 4 adotado em MEDINA e MOTTA (1995).

Outro estudo citado por MEDINA e MOTTA (1995) é a tese de mestrado de SVENSON⁴³ (1980), a qual afirma que no caso de solos argilosos lateríticos observa-se uma espécie de enrijecimento estrutural no período de repouso entre uma solicitação e a seguinte, fato que a autora atribuiu ao fenômeno físico-químico de tixotropia da fração coloidal do solo. Observaram-se deformações específicas axiais permanentes que cresciam com o número de aplicações e eram maiores para intervalos de carga de 0,86 s do que 2,86 s, até 10⁵ aplicações, quando então se igualavam. As deformações específicas axiais recuperáveis ou resilientes eram decrescentes, mas com pequeno efeito: para os intervalos de 0,86 s mostraram-se pouco superiores às do intervalo de 2,86 s.

BARKSDALE (1971) apud MEDINA e MOTTA (1995), aproveitou os estudos realizados pelo *AASHO Road Test* (1959) para verificar os resultados de suas análises de medição de pressões dinâmicas transmitidas ao subleito e deflexões superficiais e do subleito. O solo de subleito da *AASHO Road Test*, situada a 130 km a sudoeste de Chicago, Illinois, é uma argila siltosa, solo A-6, de LL=29, IP=13, CBR saturado de 2 a 4%. Além disso trata-se de uma região com inverno rigoroso e degelo primaveril (“*spring thawing*”), que acarreta perda de suporte do subleito, camada que se mostrou, neste caso, responsável por 50 a 100% das deflexões totais do pavimento.

Salienta-se que toda essa situação de pouco suporte ou suscetibilidade ambiental forte dos pavimentos americanos, assim como de locais cujos solos são de origem glacial, está longe da experiência brasileira, inserida num ambiente de clima tropical, o qual favorece a formação de solos bem desenvolvidos do ponto de vista pedológico.

4.7. Calibração dos TDRs

No Capítulo 3 foi apresentado o princípio de funcionamento do *Time Domain Reflectometry* (TDR), instrumento utilizado nesta pesquisa para a determinação da umidade dos materiais constituintes das camadas do pavimento. Neste capítulo será apresentado o método empregado nesta pesquisa para calibrar esses equipamentos.

⁴³ SVENSON, M., *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos*, tese de mestrado, COPPE/UFRJ, 1980.

Os TDRs utilizados nesta tese são da marca IMKO, de fabricação alemã, modelo TRIME-P2Z. Este modelo foi o escolhido dentre os vários tipos do mesmo fabricante por apresentar certas características próprias do estudo de pavimentos, a saber:

- Apresentar acurácia suficiente para medições na faixa esperada de serviço de materiais de pavimentação;
- Ser constituído de material resistente ao rigoroso processo de compactação comumente empregado na construção de pavimentos (rolos compactadores).

A sonda do TDR TRIME-P2Z necessita de um módulo receptor de sinal para leitura e processamento dos dados coletados pela mesma. Este módulo, da mesma marca IMKO, é o TRIME-ES (Figura 4.41).

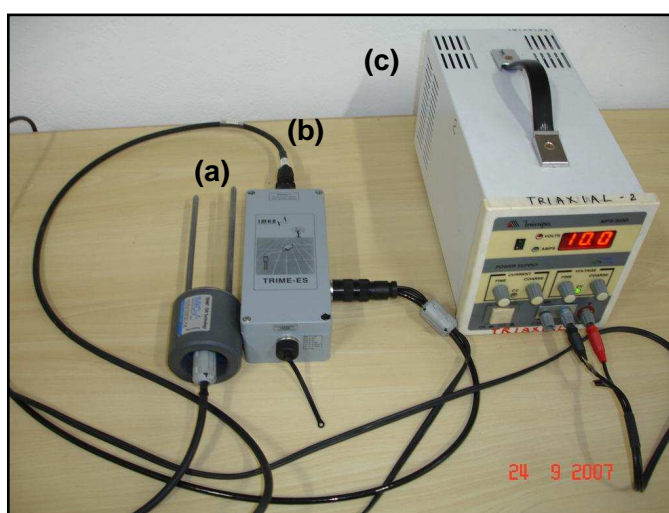


Figura 4.41: Conjunto para medição de umidade no solo. (a) Sonda TRIME-P2Z, (b) receptor de sinal TRIME-ES e (c) fonte de alimentação para o TDR.

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). A tela principal do programa para calibração (Trime WinCal) encontra-se mostrada na Figura 4.42. Este *software* permite que seja escolhida uma entre seis opções de ordens de polinômios para ajuste da curva de calibração. Permite ainda que se copie a calibração de outra sonda ou que se re programe a calibração original (de fábrica). O TDR funciona com um *ship* interno à sonda que recebe, após a sua calibração, as constantes da curva, acelerando sobremaneira o

processo de medição, fornecendo diretamente o valor da umidade gravimétrica do material em contato com as hastes da sonda.

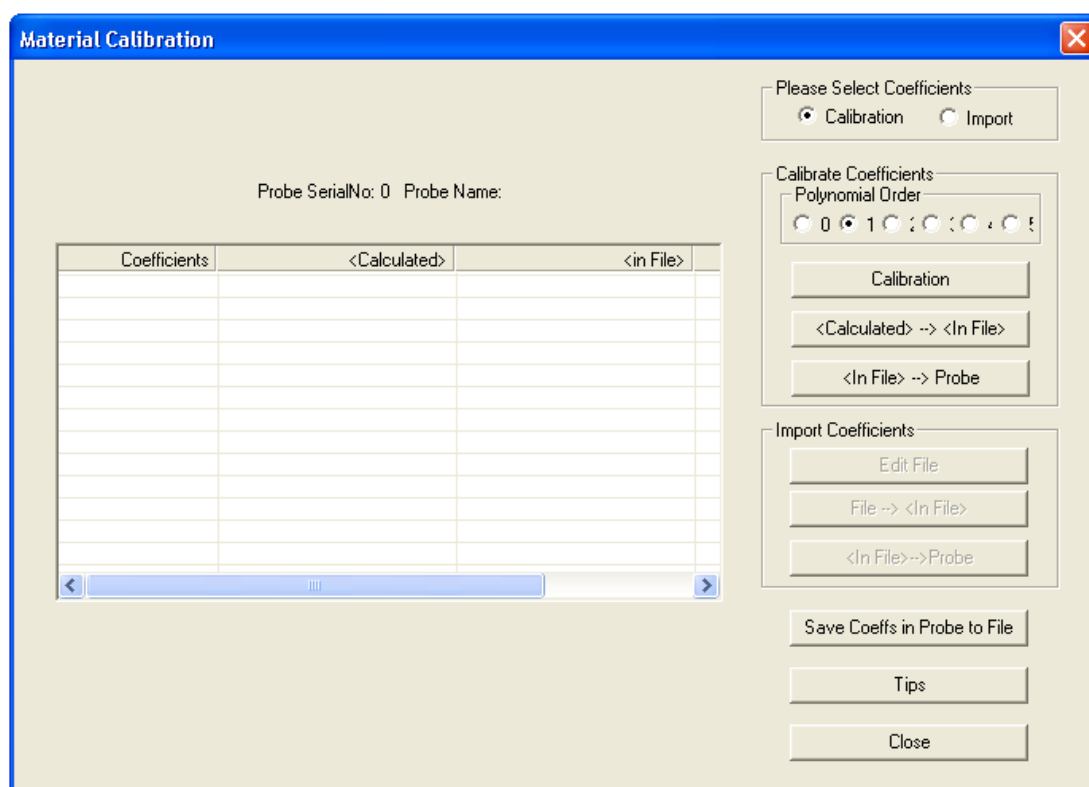


Figura 4.42: Tela principal do programa Trime WinCal utilizado para a calibração dos TDRs empregados nesta pesquisa.

O programa Trime WinMonitor é utilizado nas medições correntes durante a pesquisa. Sua tela principal encontra-se ilustrada na Figura 4.43. Nela é possível programar medições cíclicas, ou seja, definir um tempo recorrente no qual o programa executa medições e as armazena para posterior consulta. Esta ferramenta é útil quando se utiliza a sonda no campo, alimentada por bateria de longa duração. O equipamento permite, inclusive, o envio remoto de informações.

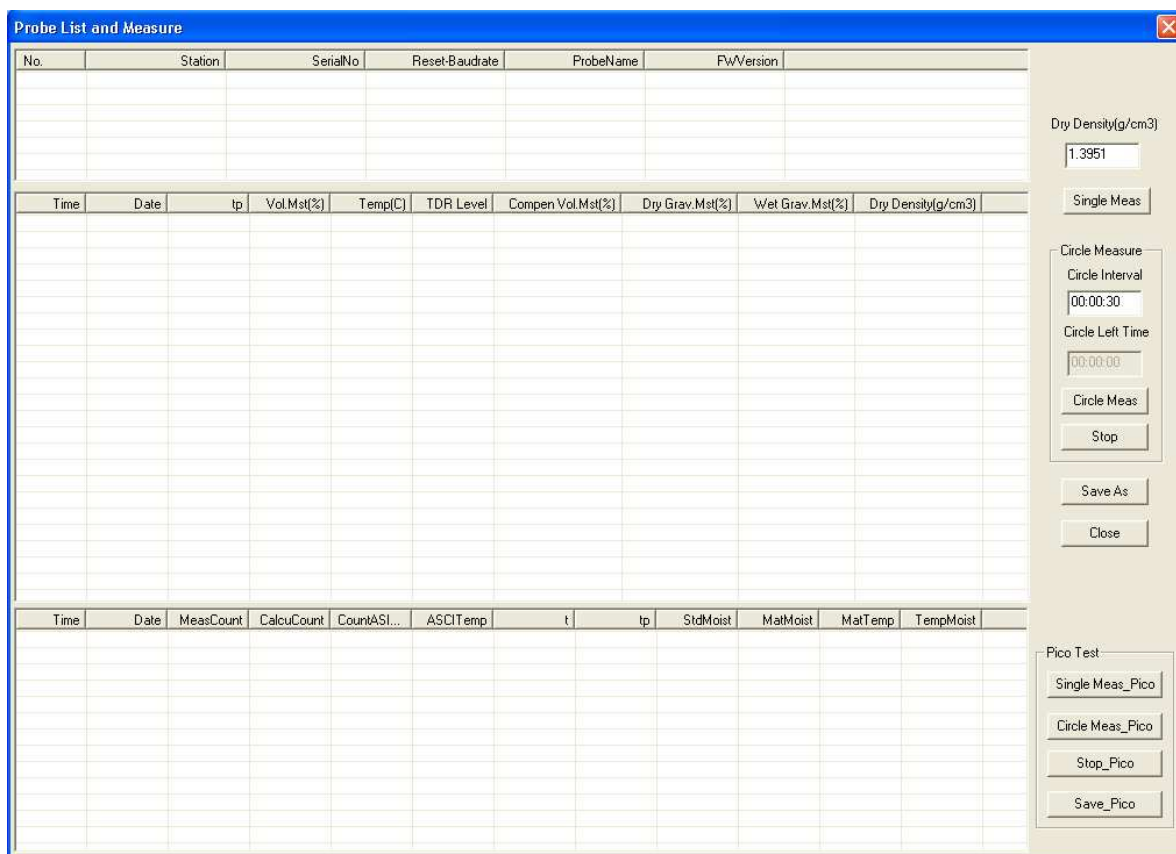


Figura 4.43: Tela principal do programa Trime WinMonitor utilizado nesta pesquisa para monitorar os valores de umidade nos pontos de instalação dos TDRs.

Conforme visto no Capítulo 3, o tipo de material, sua densidade e umidade afetam as medidas feitas pelos TDRs. Procurou-se então, calibrar cada sonda TDR colocando-o em contato com os materiais dentro das características de compactação (umidade e densidade) a serem adotadas no interior do tanque-teste, percorrendo-se pelo menos 5 pontos dentro da faixa de umidade prevista de trabalho para cada camada do pavimento.

Nesta pesquisa estão sendo utilizadas 07 sondas, cuja numeração e posição relativa no perfil do pavimento estudado estão mostradas na Figura 4.44.

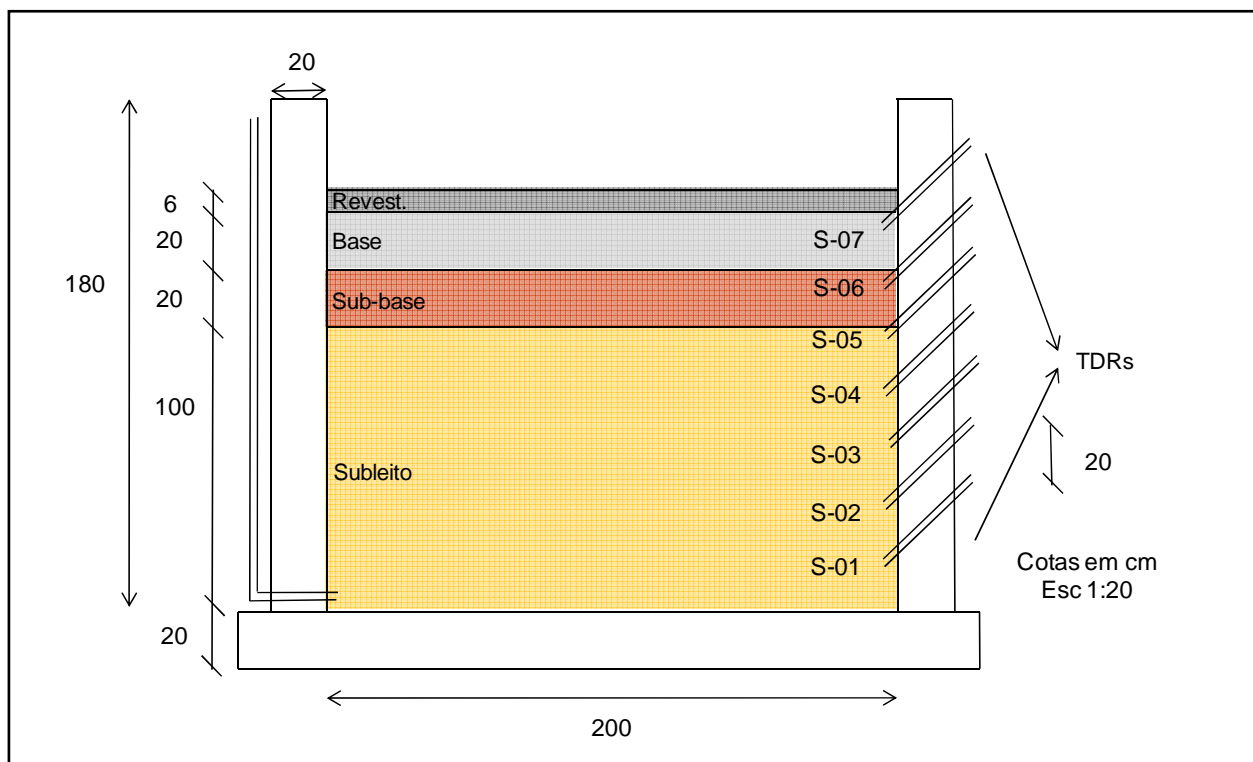


Figura 4.44: Numeração e posição das sondas dos TDRs no interior do tanque-teste.

A Figura 4.45 e o fluxograma da Figura 4.46 resumem o método empregado para a calibração dos TDRs, e descrito a seguir.

1. Confeccionam-se 05 (cinco) corpos-de-prova, no molde tripartido de 10,0cm x 20,0cm, de cada material na umidade ótima e na energia proctor relativa à camada em estudo (subleito, sub-base ou base) e os denominam aleatoriamente de CP-01, CP-02, CP-03, CP-04 E CP-05;
2. Com o auxílio de uma máquina furadeira com controle de velocidade e uma broca de 5,6 mm com 300 mm de comprimento, realizam-se dois furos-guia no corpo de prova denominado de CP-01, utilizando o gabarito para a distância fornecido pela fabricante. Após a execução dos furos inserem-se as hastes das sondas (S-01 a S-05 no caso do subleito, S-06 para a sub-base e S-07 para a base). É importante garantir o perfeito contato entre as hastes e o material do CP, para tanto a broca utilizada (5,6 mm) possui diâmetro imediatamente inferior àquele das hastes do TDR (6,0 mm). Executam-se dois conjuntos de furos confeccionados no mesmo CP e dispostos ortogonalmente entre si (Figura 4.45). Vale

ressaltar, conforme exposto na literatura (Capítulo 3) e testado por ocasião dessa pesquisa, que não há interferência do molde metálico nos valores medidos pelo TDR;

3. Paralelamente à realização da furação e das medições com o CP-01, colocam-se o CP-02 e o CP-03 em um tanque de saturação, sobre pedras porosas a fim de submetê-los ao ganho de umidade da mesma forma como ocorrerá no interior do tanque-teste, por capilaridade. Estes corpos-de-prova deverão permanecer nesta condição respectivamente por 3 (três) e 7 (sete) dias. Ao término desse período procede-se à medição da umidade com o TDR conforme mostrado para o caso do CP-01;
4. Os corpos-de-prova CP-04 e CP-05 são submetidos à trajetórias de secagem ao ar livre por 3 (três) e 7 (sete) dias, com vistas a atingir o ramo seco da faixa na qual os TDRs irão trabalhar. As sondas deverão ser colocadas e efetuadas as respectivas medições ortogonais como no caso do CP-01, em cada CP;
5. Após as etapas anteriores, de posse dos valores medidos pelas sondas dos TDRs, colocam-se os corpos-de-prova para secar em estufa a 110 °C, até constância de peso, para se obter o valor real da umidade;
6. Comparando-se o valor real da umidade com o medido e, com a aplicação do software cedido pelo fabricante das sondas (TRIME WinCal), obtém-se a calibração dos TDRs, as quais são gravadas num chip existente no interior de cada uma das sondas.



Figura 4.45: Etapa de preparação da furação que receberá as hastes da sonda do TDR.

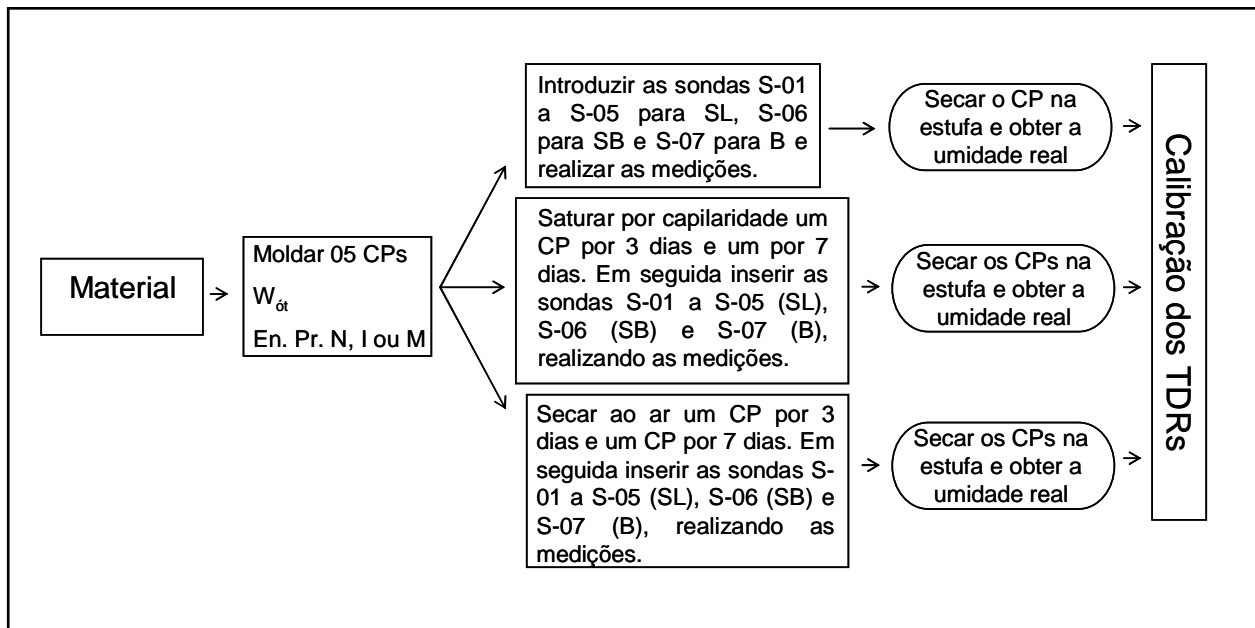


Figura 4.46: Fluxograma esquemático para a calibração das sondas dos TDRs.

Optou-se pela reta, a curva a ser escolhida no programa Trime WinCal de calibração.

4.8. **Curvas Características dos Solos (ou Curva de Retenção de Água)**

Em estruturas de pavimento em campo, assim como na montagem laboratorial desta pesquisa, o monitoramento dos valores de sucção desenvolvidos pelas diversas camadas do pavimento pode ser efetuado de duas formas:

1. Com a utilização de tensiômetros de alta capacidade, capazes de medir níveis de sucção de até 1500 kPa;
2. Com a aplicação de um método indireto, com o qual se obtém o valor de sucção a partir da Curva Característica do material (umidade x sucção).

O método do papel filtro, embora consagrado no meio técnico, seja por sua simplicidade, seja por sua faixa de valores de sucção, não é recomendado para uso em campo. Isto porque o equilíbrio hídrico entre o papel filtro e o solo, que segundo a literatura leva de 7 a 15 dias, depende de condições de umidade fixas no ambiente

externo ao sistema papel-solo. No campo o sistema estaria sempre em busca do equilíbrio, enquanto as variáveis externas não cessam de alterar.

Para a hipótese de medição 1, o desenvolvimento de tensiômetros ditos de “alta capacidade” ainda é uma arte incipiente, com diversas limitações de caráter técnico e prático, especialmente em aplicações a pavimentos.

Por outro lado já é realidade a existência de equipamentos do tipo TDR com níveis de acurácia e precisão aceitáveis, suficientemente resistentes e robustos para suportar as cargas aplicadas aos pavimentos, sejam elas durante a fase de construção, sejam na vida útil dos mesmos. Ainda, a possibilidade de comunicação remota TDR (campo)-laboratório facilita o monitoramento da umidade e, indiretamente, da sucção em campo.

Nesta tese decidiu-se utilizar as Curvas Características alimentadas com informações de umidade obtidas dos equipamentos TDRs (método indireto) e, paralelamente, buscar resultados satisfatórios com o desenvolvimento de tensiômetros de alta capacidade que possam ser aplicados em estruturas de pavimentos, o que será relatado mais a frente.

Para as medidas de sucção necessárias ao traçado das Curvas Características utilizou-se a técnica do papel filtro. Seguiu-se o procedimento proposto por CHANDLER e GUTIERREZ (1986) por ser de boa precisão e abranger ampla faixa de valores. Além disso, os referidos autores alteraram a norma ASTM D 5298-03, abolindo a secagem do papel filtro por no mínimo 16 horas antes de sua utilização. Segundo estes e outros pesquisadores esse tratamento prévio altera as características de absorção do material. O papel filtro deve ser utilizado, portanto, diretamente da caixa, seco ao ar em ambiente ventilado e protegido contra alterações bruscas de umidade e temperatura.

A técnica do papel filtro é certamente a mais simples de todas as técnicas para se medir sucção, porém sua simplicidade muitas vezes leva o usuário a se descuidar, levando-o a resultados imprecisos. Cuidados especiais com a escolha da balança e com o manuseio do papel filtro devem ser tomados. A utilização de pinça metálica, luvas cirúrgicas e um ambiente protegido (temperatura e umidade constantes) ajudam a evitar qualquer alteração nas características originais do papel.

Os papéis filtro “quantitativos” mais conhecidos são o Whatman No. 42 e Scheicher & Schuell No. 589.

Neste trabalho o papel escolhido foi o “Whatman No. 42”, quantitativo tipo 2, com diâmetro de 5,0 cm, cujas curvas de calibração estão propostas em CHANDLER *et al.* (1992).

Pela dificuldade de se obter a curva característica de umedecimento pelo método do papel filtro⁴⁴, obtiveram-se por este método apenas as curvas principais de secagem, a qual será comparada com aquela obtida com o uso do equipamento SWC-150, apresentado mais adiante. A curva principal de umedecimento será obtida apenas com o equipamento SWC-150.

O método empregado para a obtenção das Curvas Características dos materiais no laboratório está descrito a seguir:

1. Moldagem de 01 corpo-de-prova (10 x 20 cm) com massa específica seca máxima e umidade ótima relativas à energia conforme a camada: energia Proctor Normal para o material do subleito, energia Proctor Intermediária para o material da sub-base e energia Proctor modificada para o material da base;
2. Submersão por quatro dias em água do corpo-de-prova com sobrecarga padrão CBR, protegido por uma “capa” de PVC com ranhuras laterais que permitam o acesso da água homogeneamente por todo o corpo-de-prova (Figura 4.47);
3. Fatia-se o corpo-de-prova saturado em 06 (seis) pedaços;
4. A primeira fatia é colocada imediatamente em contato com o papel-filtro, envelopada e lacrada para obtenção da sucção após o tempo de equilíbrio considerado;

⁴⁴ A dificuldade reside na confiabilidade dos resultados a serem obtidos em corpo-de-prova saturado a diversos graus de saturação, pois imagina-se não haver garantia de homogeneidade na distribuição da umidade no mesmo. Ainda, haveria um primeiro contato do papel filtro com o material demasiadamente saturado em sua superfície, fazendo com que a saturação do papel altere sua capacidade absorviva, em consequência o próprio resultado.

5. As demais fatias são submetidas a processos de secagem ao ar livre por 1, 2, 3, 5 e 7 dias, sendo em seguida colocadas em contato com o papel-filtro para medição da sucção.



Figura 4.47: Aumento do teor de umidade do corpo-de-prova por imersão em tanque d'água.

Para cada “fatia” do corpo-de-prova, colocam-se três discos de papel filtro com diâmetro de 5,0 cm em contato com o solo, atentando para se obter um perfeito contato entre o papel e o solo, embala-se uma primeira vez, com duas voltas de película PVC, o conjunto papel filtro – corpo-de-prova.

Utilizam-se 3 discos de papel filtro sobrepostos com o intuito de se evitar contaminação com partículas de solo ou outras impurezas. Apenas o disco do meio é utilizado para medição da sucção, após o tempo estipulado para o equilíbrio da umidade com o solo.

O tempo sugerido pela literatura para se deixar o conjunto papel filtro – corpo-de-prova em contato varia de 7 a 15 dias de acordo com o tipo de solo e sua umidade, sendo 7 dias para as maiores umidades do corpo de prova e 15 dias para os materiais mais secos. MARINHO (1997) salienta que o tempo de equalização está relacionado com o tipo de solo e nível de sucção. Neste trabalho optou-se por deixar o papel filtro em contato com o solo por 15 dias para todos os corpos-de-prova. Para este tempo de equilíbrio e o tipo de solo utilizado (não orgânico) não há necessidade de tratamento especial contra proliferação de fungos e decomposição biológica do papel filtro (MARINHO e PEREIRA, 1998).

A técnica do papel filtro é simples e relativamente precisa, porém requer certos cuidados em sua utilização. O ambiente em que os corpos-de-prova ficarão em repouso precisa ter temperatura e umidade controladas. No presente trabalho foi mantida a temperatura do ambiente de $22\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 1\text{ }^{\circ}\text{C}$ e a umidade relativa do ar de $55\% \pm 5\%$, e os corpos-de-prova foram mantidos dentro de uma caixa térmica de isopor com um higrômetro acoplado a um termômetro com registros de máximas e mínimas, devidamente vedada e acondicionada numa sala com ar condicionado permanentemente ligado.

O papel filtro, após ser retirado dos corpos-de-prova deve ser pesado em balança com precisão de quatro casas decimais (0,0001g). Esta operação não deve deixar o papel filtro exposto ao ar por mais de 5 segundos para evitar a perda ou ganho de umidade. Após a pesagem úmida o papel filtro é colocado em estufa por um período mínimo de 24 horas. Depois de decorrido esse tempo o papel filtro, agora seco, é pesado novamente seguindo os cuidado já descritos.

Com os dados de umidade do papel filtro e as curvas de calibração propostas por CHANDLER *et al.* (1992), mostradas a seguir, obtém-se a sucção do solo.

Para umidades do papel filtro $> 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48\log W)} \quad (4.10)$$

Para umidades do papel filtro $\leq 47\%$:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622W)} \quad (4.11)$$

W: umidade do papel filtro (%).

As Curvas Características dos materiais estudados, traçadas conforme a técnica do papel-filtro descrita anteriormente, encontram-se no Capítulo 5.

4.9. Obtenção da Curva Característica com o Uso do Equipamento SWC-150

O equipamento SWC-150, mostrado na Figura 4.48 é um instrumento de medição de sucção matricial em solos não saturados, indicado para níveis de sucção até 1500 kPa (15 bar). Neste equipamento ambas as curvas de secagem e de umedecimento são traçadas. A grande vantagem no uso deste equipamento é a possibilidade de se obter a Curva Característica do solo utilizando-se apenas uma amostra, com diâmetro de 7,1 cm. O equipamento também é capaz de aplicar uma pressão de sobrecarga por intermédio de um cilindro pneumático.

O equipamento ensaia tanto amostras deformadas quanto indeformadas, e, dependendo da trajetória a ser seguida (secagem ou umedecimento), procede-se à preparação das mesmas. Para as amostras deformadas, apenas a parcela passando na peneira No. 4 deve ser utilizada (por considerar que o material maior que esta peneira não afeta substancialmente o valor de entrada de ar e as condições residuais da curva característica). No caso de amostras indeformadas, o material trazido do campo deverá ser devidamente extrudado para o interior do anel metálico utilizado no equipamento.

Para se obter trajetória de secagem a amostra deve ser previamente submetida à saturação por submersão parcial em água desmineralizada (nível d'água até 2,0 mm abaixo da superfície), sendo protegida a face inferior por um papel filtro. Caso a amostra seja expansiva, o excesso deverá ser recortado após o desenvolvimento da expansão. Para esses tipos de solo, aconselha-se a utilização de um separador previamente à compactação. Uma sobrecarga também poderá ser usada durante o processo de saturação. O tempo de saturação poderá variar de algumas horas (para solos mais granulares) até alguns dias (para solos finos).

Para a trajetória de umedecimento o material deverá ser diretamente instalado no equipamento com as condições locais de campo ou nas condições de densidade e umidade desejadas.

O equipamento SWC-150 (Fredlund Soil Water Characteristic Device), utilizado nesta pesquisa, pertence ao Laboratório de Geotecnia da COPPE, setor de ensaios em solos não saturados e foi adquirido em setembro de 2008 da empresa Geotechnical Consulting & Testing Systems (GCTS).



Figura 4.48: Detalhes da acondicionamento da amostra de solo e da célula de pressão do equipamento SWC-150, com e sem o dispositivo de sobrecarga, do Laboratório de Geotecnia – Setor de solos não saturados.

4.9.1. Execução do ensaio

A concepção de funcionamento do equipamento SWC-150 é simples. Ela se baseia na aplicação de pressões-alvo no interior do cilindro onde se encontra a amostra de solo até que se atinja o equilíbrio hídrico entre esta pressão imposta e a quantidade de água extraída da amostra (medida em um nível externo), ou seja, mede-se o esforço necessário para se retirar água do material a uma determinada pressão de água. Registram-se os pares pressão x volume de água extraído, o qual é medido através de leitura visual em um tubo acrílico vertical com marcação de escala. Essa condição de equilíbrio dura desde algumas horas até alguns dias dependendo do tipo de solo

utilizado, e é tida como a variação de uma divisão no nível externo. O teste total dura em média 10 dias.

De posse dos dados iniciais de umidade, densidade e grau de saturação, obtém-se os mesmos dados para cada uma das pressões aplicadas utilizando-se as anotações pressão x volume de água extraída, obtendo-se assim a Curva Característica do material.

Um teste para se validar o ensaio pode ser realizado colocando-se a amostra final retirada do ensaio numa estufa para secagem e calculando seu grau de saturação. Compara-se este grau de saturação obtido com aquele relativo ao último ponto medido. Esses valores devem ser bastante próximos, caso contrário houve algum erro na execução do ensaio, tal como: vazamento de ar, entrada de dados errônea, perda de solo durante o teste ou vazamento de material pelo anel de confinamento.

No Capítulo 5 mostram-se os resultados deste ensaio para os materiais empregados nesta pesquisa.

4.10. Provas de Carga (estática)

Durante a execução do pavimento no interior do tanque-teste, resolveu-se aproveitar as facilidades de laboratório e se obter o Coeficiente de Reação (K) para cada uma das camadas da estrutura do pavimento. Procedeu-se, então, ao ensaio de Prova de Carga em cada uma das camadas à medida que as mesmas foram sendo construídas.

Trata-se do ensaio ASTM D1196 (1993), um ensaio em que estágios sucessivos de carga são aplicados após a estabilização das deformações referentes ao estágio anterior. Uma pequena alteração na dimensão da placa com relação àquela proposta pela ASTM foi imposta com a finalidade de se adequar às dimensões do tanque. A seguir descreve-se o equipamento e a execução do referido ensaio para as condições do tanque-teste.

Uma viga metálica tipo I (8" x 4") com capacidade de suporte de até 2000,0 kN concentrados em seu ponto médio e um macaco hidráulico marca Römheld com capacidade de aplicação de até 100,0 kN e com precisão de leitura em seu manômetro de 1,0 kN foram os equipamentos básicos empregados. (Figura 4.49)

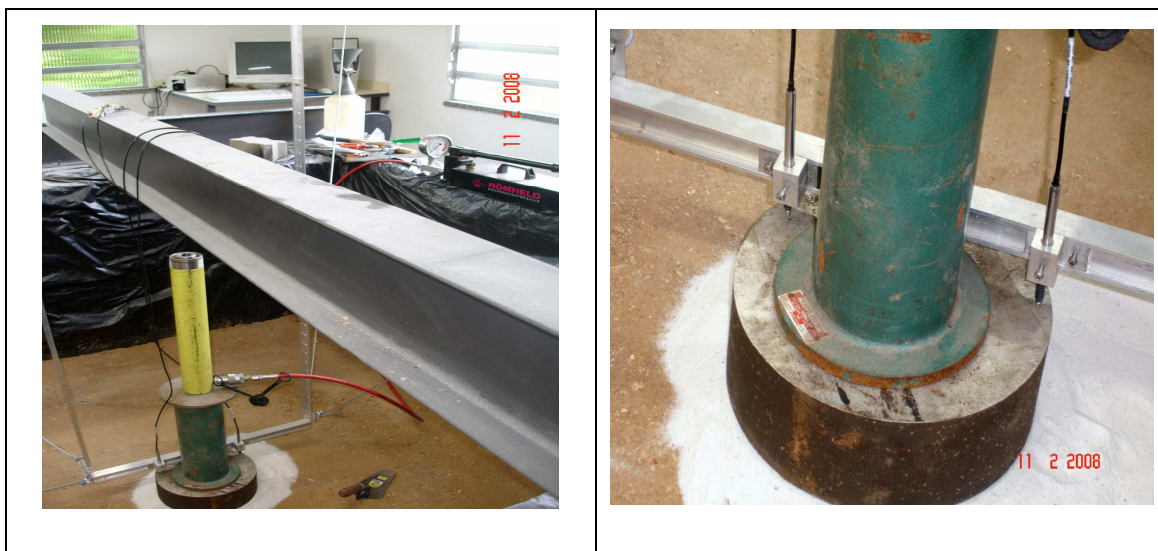


Figura 4.49: Conjunto macaco, viga suporte, espaçador para aplicação de carga, placa e suporte dos LVDTs.

O macaco hidráulico foi calibrado em uma prensa com capacidade de 10,0 ton e os dados da calibração encontram-se na Tabela 4.18 e na Figura 4.50.

Tabela 4.17: Resultados da calibração do macaco hidráulico utilizado nesta tese.

Manômetro	Leit. 1 Anel*	Leit. 2 Anel*	Média	Força (tonf)
0	0,00	0,00	0,00	0,00
5	87,00	90,00	88,50	0,66
10	195,00	197,00	196,00	1,46
15	293,00	290,00	291,50	2,18
20	394,00	393,00	393,50	2,94
25	495,00	493,00	494,00	3,69
30	595,00	593,00	594,00	4,44
35	695,00	698,00	696,50	5,20
40	806,00	804,00	805,00	6,01
45	913,00	911,00	912,00	6,81
50	1.012,00	1.017,00	1.014,50	7,58

* K anel = 7,47

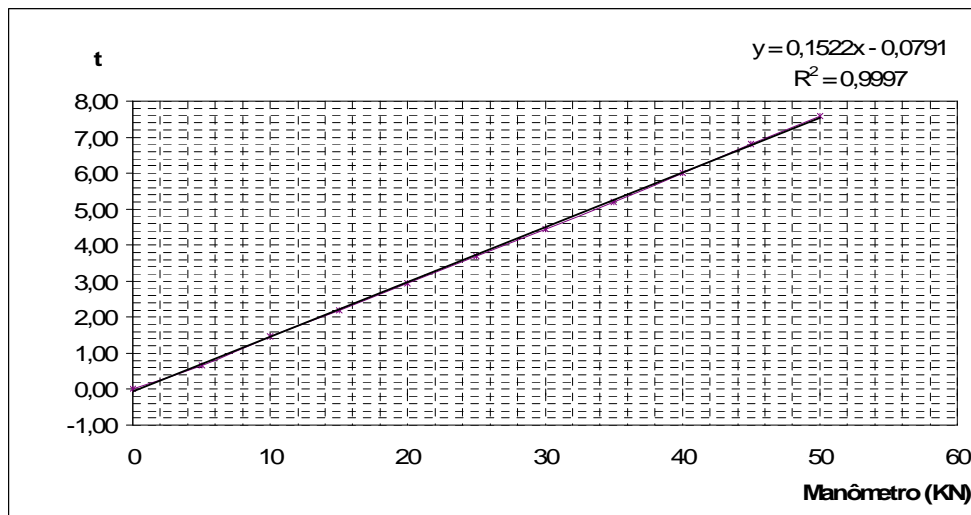


Figura 4.50: Curva de calibração do macaco hidráulico utilizado nas provas de carga no tanque-teste.

Utilizou-se uma placa circular de alumínio com 25,0 cm de diâmetro e com altura de 10,0 cm para se garantir rigidez suficiente e indeformabilidade durante o ensaio.

Foram utilizados extensômetros tipo LVDTs da marca Sensotec com 5,0 mm de curso total. Para se evitar que mesmo as pequenas deformações da estrutura do tanque-teste, surgidas durante o ensaio, não interferissem nas leituras realizadas pelos LVDTs, projetou-se um suporte para os mesmos que fosse completamente independente do sistema de aplicação da carga, assim como independente do material ensaiado. O referido suporte foi, então, preso ao teto do laboratório, um referencial fixo em relação aos ensaios (Figura 4.49).

Com o auxílio de um fio de prumo coloca-se o centro da placa de prova exatamente sob o eixo da viga suporte. Nivelam-se um fino colchão de areia, com espessura de cerca de 2,0 cm, sobre o qual apóia-se a placa de prova, para se garantir um perfeito nivelamento.

Procede-se à colocação do pilarete alongador sobre a placa de prova. Este alongador serve para, ao se colocar o macaco hidráulico sobre o mesmo, fazê-lo atingir a viga suporte sem necessidade de extensão total de seu curso.

Coloca-se os LVDTs em seus respectivos suportes (Figura 4.49), deslocando-os para uma posição cerca de 2,0 cm para dentro da beira da placa de prova e apertando os parafusos de fixação para impedir deslocamentos laterais e verticais. Os LVDTs devem ser comprimidos até que seu curso esteja quase totalmente utilizado. Pequenos calços com alturas conhecidas foram confeccionados para serem colocados caso os LVDTs atingissem seus alongamentos máximos. Os deslocamentos eram computadas com os valores mostrados na tela do Sistema SicTri.

É importante a prévia limpeza do local onde se apoiará a placa circular. Esta limpeza visa, além da remoção de alguma partícula sólida que impeça o perfeito contato entre a placa e o solo, uma regularização da camada em estudo. Após a limpeza, prepara-se um colchão fino de areia para garantir uma melhor distribuição das tensões e nivelamento da placa rígida.

Antes da execução do ensaio propriamente dito, aplica-se um primeiro carregamento que visa o condicionamento e acomodação do sistema de aplicação de carga ao solo. Esta carga deverá ser tal que submeta a camada ensaiada a uma deformação entre 0,25 mm e 0,50 mm, sendo descarregada em seguida.

Sempre após os descarregamentos deve-se esperar a total estabilização das leituras dos LVDTs. A partir daí, inicia-se a aplicação do carregamento com um valor metade do valor inicial, aguarda-se a estabilização das leituras dos LVDTs e registra-se a leitura inicial L_0 .

Prossegue-se o carregamento aplicando, após o valor inicial, os valores ascendentes de 1,0 t, 1,5 t, 2,0 t, 2,5 t, 3,0 t, 3,5 t, 4,0 t.

Após esse carregamento ascendente procedem-se ainda duas ou três leituras descendentes. Neste trabalho realizam-se as leituras descendentes em 3,0t, 2,0t e 1,0t.

Para cada registro de leitura é necessário que haja uma estabilização das mesmas. Esta estabilização é caracterizada como sendo uma falta de oscilação nos valores mostrados pelos LVDTs por 2 minutos consecutivos.

A curva inicialmente obtida força-deslocamento é, de posse da área da placa, facilmente transformada em uma curva tensão-deslocamento, a qual permite conhecer as relações entre deslocamento total e pressão correspondente, assim como as

deformações plásticas e elásticas para a carga máxima aplicada. O coeficiente de reação é determinado, nesta curva, para o deslocamento de 0,127 cm. As planilhas com os ensaios de prova de carga realizados no tanque-teste são apresentadas no Capítulo 5.

4.11. Desenvolvimento de um Tensiômetro de Alta Capacidade (TAC) e sua aplicação em pavimentos rodoviários

Chama-se tensiômetro de alta capacidade àquele tensiômetro capaz de medir uma grande faixa de sucção, abrangendo os níveis considerados elevados para a geotecnia de maneira geral (acima de 100 kPa).

De maneira geral, um tensiômetro é composto por um transdutor de pressão que possibilite leituras negativas e positivas, conectado a uma pedra porosa. A capacidade do tensiômetro está associada à entrada de ar (cavitação) da pedra porosa. É aí então que reside as dificuldades técnicas (construtivas e operacionais) dos tensiômetros, em especial sua aplicação a pavimentos, onde há necessidade de resistir ainda aos esforços provenientes da construção e operação da rodovia.

DIENE (2004) realizou uma ampla pesquisa visando ao desenvolvimento de tensiômetros para altas sucções, ensaiados em lisímetros de laboratório. O autor estudou o efeito do tipo de transdutor de pressão, tamanho do reservatório de água que comporta a pedra porosa, dimensões e permeabilidade da pedra porosa, para solos do estado do Rio de Janeiro, da região de Seropédica e Bom Jardim.

As conclusões de DIENE (2004) e de outros autores, tais como RIDLEY & BURLAND (1993), MARINHO (1998), PACHECO (2001) e LIKOS & LU (2004) são consoantes quanto às dificuldades de manter uma medição de elevados níveis de sucção por longos tempos (até dias), assim como a necessidade de utilização de água deareada e uma saturação adequada da pedra porosa, instalada num recipiente o menor possível para redução da quantidade de água existente, reduzindo, assim, possíveis fontes de ar para o sistema.

Nesta pesquisa as dificuldades centram-se na aplicação desses tensiômetros a pavimentos. O grau de compactação dos materiais, a garantia do contato tensiômetro-solo, a longevidade do sistema e os níveis de sucção atingidos são os principais desafios.

Neste trabalho usou-se o transdutor da marca Ashcroft, modelo K1, com escala de 3000 kPa (Figura 4.51), e uma pedra porosa da marca Soil Moisture, com 20 bar (2000 kPa) de pressão de borbulhamento⁴⁵. A pedra porosa, após saturação em câmara de pressão, foi colocada em um corpo de acrílico (o acesso visual ao interior do sistema é importante para se detectar possíveis formações de bolhas de ar). A montagem dos tensiômetros deve ser totalmente submersa em água deareada para se evitar a presença de bolhas de ar. A Figura 4.52 mostra os tensiômetros já montados, submersos em um recipiente com água deareada, aguardando para instalação dos mesmos no pavimento do tanque-teste.



Figura 4.51: Transdutor Ashcroft K1 utilizado na presente pesquisa.



Figura 4.52: Tensiômetros montados na presente pesquisa aguardando instalação no pavimento.

⁴⁵ Para tanto as sugestões e a ajuda técnica do Prof^o Cláudio Mahler, assim como dos Eng^{os} Hércio Gonçalves de Souza e Ronaldo Izzo do Laboratório de Geotecnia da COPPE foram fundamentais. Estes engenheiros pesquisadores estudam tensiômetros a cerca de 10 anos, sendo detentores de algumas patentes no assunto.

A instalação dos transdutores nas camadas do pavimento se deu pelas aberturas laterais à estrutura do tanque-teste, as mesmas utilizadas pelos TDRs e células de carga.

Como é importante garantir o contato da pedra porosa do tensiômetro com o solo no qual se deseja medir o nível de sucção, preparou-se uma “lama” com bentonita para se colocar na extremidade do tensiômetro (em contato com a pedra porosa), a qual servirá como interface entre esta e o solo, garantindo o perfeito contato (Figura 4.53).

Infelizmente estes transdutores só ficaram prontos quando a pesquisa já se encontrava adiantada. Assim, embora sua capacidade de medição seja para elevados níveis de sucção (até 2000 kPa), este nível não foi efetivamente medido porque a estrutura do pavimento montada no tanque-teste já tinha sofrido três ciclos completos de saturação e drenagem, o que alterou significativamente o teor de umidade (e consequente sucção) nas camadas do pavimento.

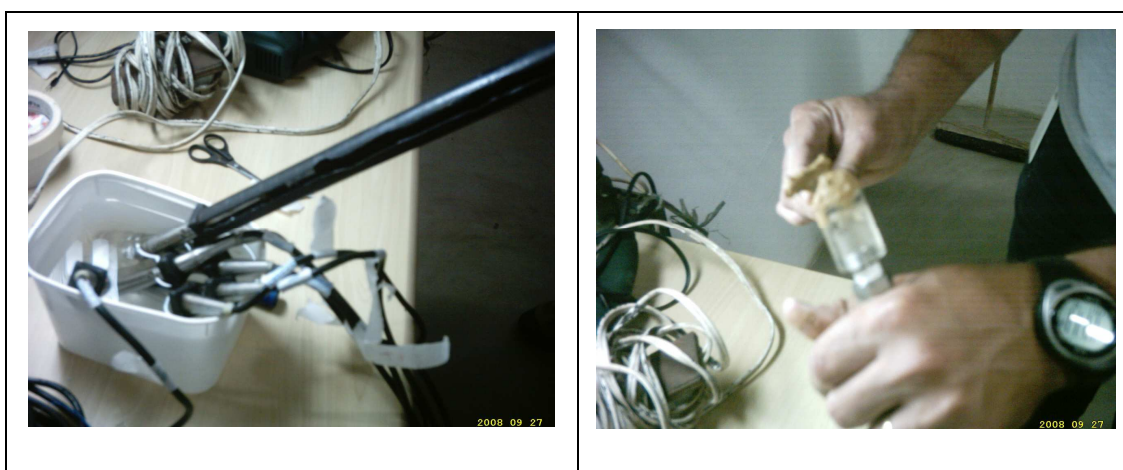


Figura 4.53: Detalhes da aplicação da lama bentonítica na ponta do tensiômetro para garantia de contato pedra porosa – solo.

Assim, o primeiro valor de sucção indicado pelo sistema será o da “lama” de bentonita, mas após alguns minutos ocorrerá o equilíbrio hídrico entre esta “lama” e o solo. O tensiômetro passa, então, a medir a sucção do solo.

Na estrutura do tanque-teste quando se eleva o nível do lençol freático, ocorre, pelas saídas laterais por onde passam os fios da instrumentação instalada no pavimento, a saída de água chamada “de interface”. Isto ocorre porque a interface entre a estrutura de concreto do tanque-teste e os materiais do pavimento torna-se um caminho preferencial para a água, oferecendo menos resistência à percolação.

Assim, para se evitar que esta água “de interface”, ocorrida por trás do tensiômetro, interfira nas medições destes, vedou-se a parte traseira do mesmo com a lama bentonítica.

O conjunto de tensiômetros, montado conforme o esquema da figura 4.54, foi instalado após a oscilação completa dos NAs relativos ao pavimento com revestimento do tipo CBUQ, e manteve medição coerente por dias, indicando sucesso na busca de sustentabilidade para o funcionamento do sistema.

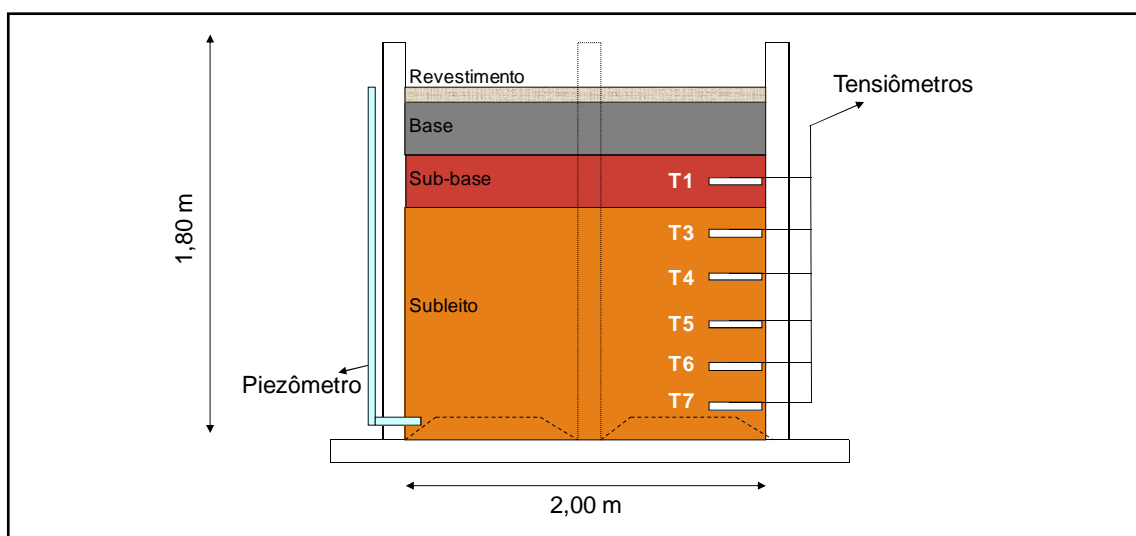


Figura 4.54: Tensiômetros instalados no pavimento estudado.

Apresentam-se a seguir, a título ilustrativo, uma sequência de resultados gráficos que mostram a medição da sucção com o uso dos tensiômetros para 3 situações distintas: a) durante a instalação do instrumento; b) durante a saturação do pavimento até o NA no topo do subleito; e, c) 4 dias após o rebaixamento do NA a 15 cm abaixo do tensiômetro. Para representar os resultados, escolheram-se as leituras feitas pelo tensiômetro denominado T3, situado a 10,0 cm abaixo do topo do subleito.

Este capítulo trata dos materiais e métodos empregados na pesquisa mas, por se tratar de resultados secundários ao interesse principal da tese, mostram-se a seguir gráficos com medições dos valores de sucção obtidos pelos tensiômetros de alta capacidade desenvolvidos.

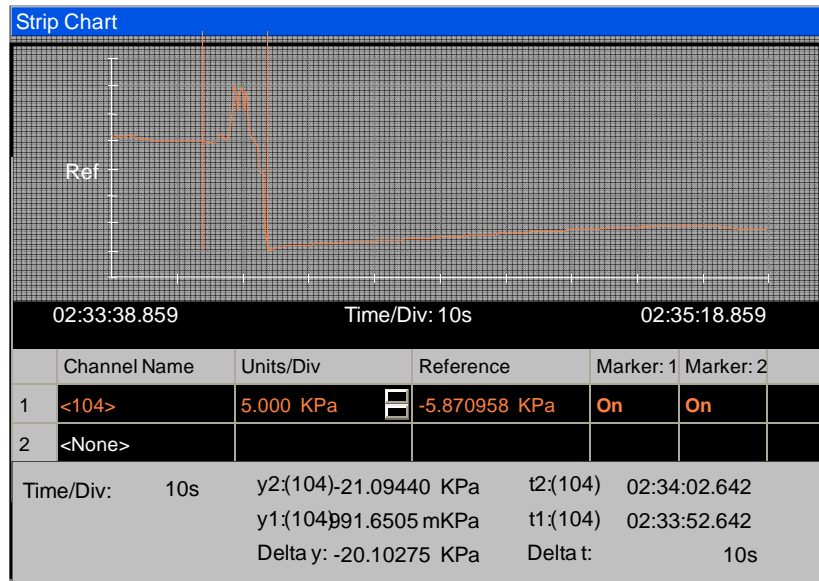


Figura 4.55: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 (na instalação).

Observando-se as leituras da Figura 4.55, verifica-se que durante a colocação da lama bentonítica e aplicação do tensiômetro no local (compreendida pelas 2 retas verticais), há uma oscilação da leitura a partir da referência inicial (atmosférica – 0,0 kPa), fornecendo uma pressão positiva (devida ao esforço de contato do tensiômetro com o solo), seguida de uma acentuada queda no registro do tensiômetro, em função do contato com o solo do subleito, registrando-se um valor instantâneo de sucção de -21,09 kPa. Após o contato com o solo, inicia-se a fase de elevação do NA, sendo representada no gráfico por uma gradual redução no nível de sucção. Observe que, neste gráfico, cada intervalo do eixo das abscissas corresponde a 10 s, e no eixo das ordenadas a 5,0 kPa.

Esta redução na sucção ocorre até que seja atingido o equilíbrio, em 3 dias, no valor de -2,86 kPa, apresentado nas Figura 4.56 e Figura 4.57.

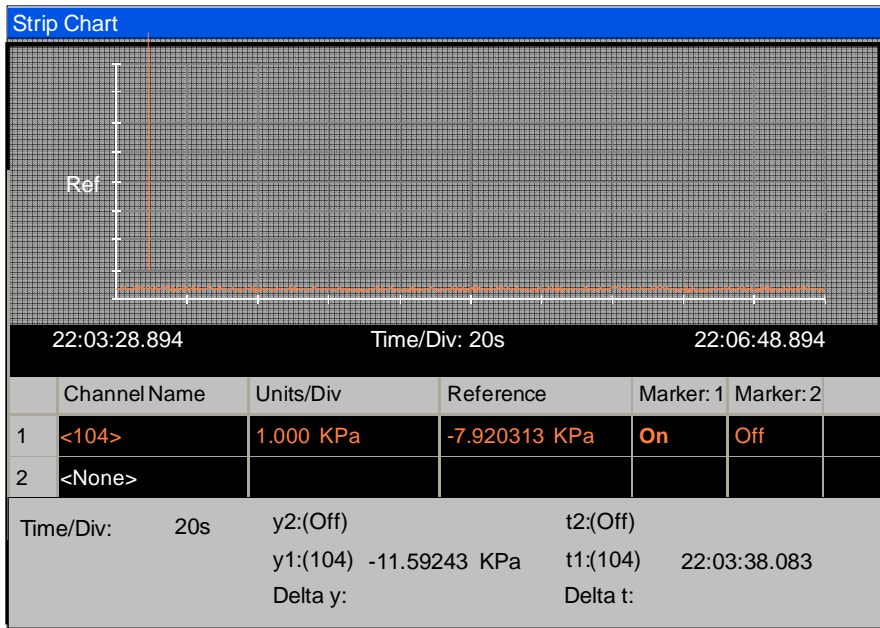


Figura 4.56: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 com NA no topo do subleito (avancando para o equilíbrio).

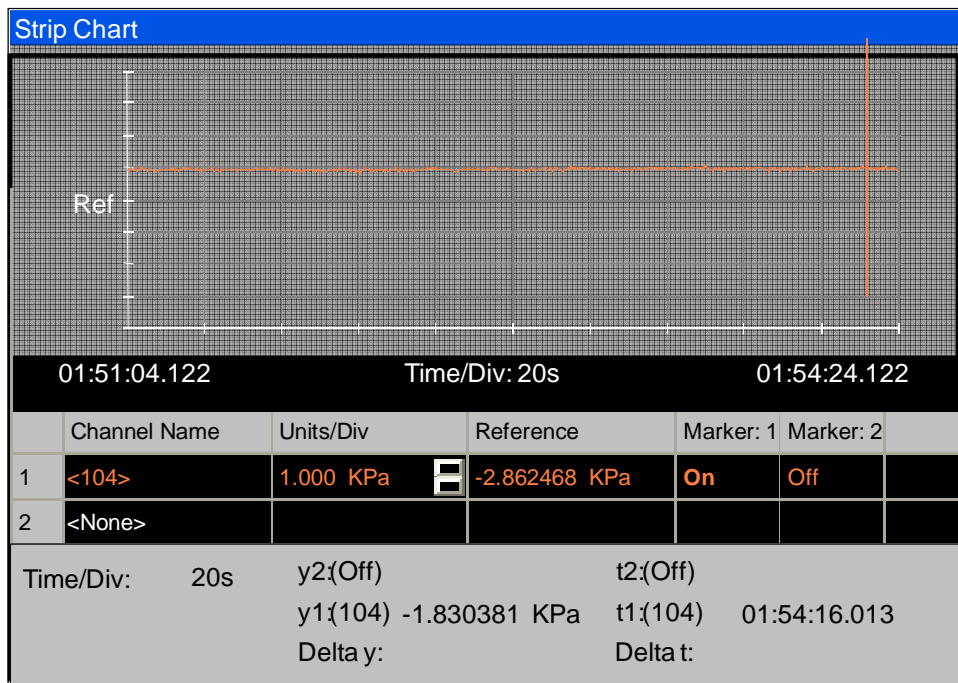


Figura 4.57: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 com NA no topo do subleito (após completo equilíbrio).

Observe-se que os níveis de sucção são baixos devido a esta estrutura de pavimento, nesta fase da pesquisa, já ter sofrido 3 ciclos completos de elevação e rebaixamento do NA. IWATA *et al.* (1995), conforme mostrado no Capítulo 2, mostraram as curvas principais e secundárias de umedecimento e secagem. Os níveis iniciais de sucção após alguns ciclos não são mais atingidos, pois muita água permanece nos vazios dos solos da estrutura. Esses níveis de sucção, embora baixos, mostram-se coerentes com as alterações do NA.

Na Figura 4.58 é mostrada a situação de equilíbrio da sucção para um rebaixamento até a altura de 15,0 cm abaixo do topo do subleito, após 4 dias de medição.

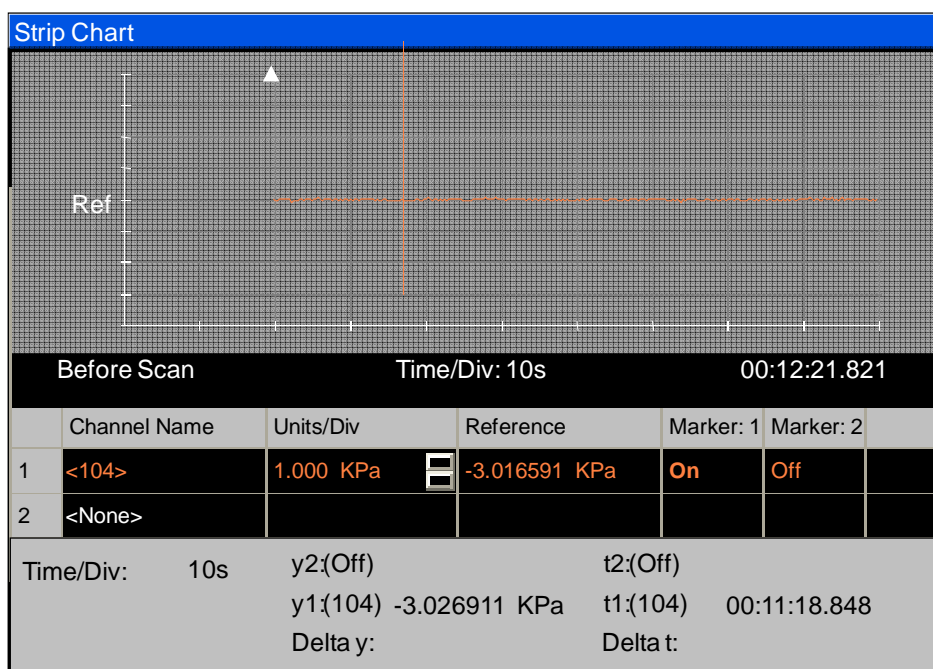


Figura 4.58: Leituras realizadas pelo tensiômetro T3 com NA a 15,0 cm abaixo do topo do subleito (após completo equilíbrio).

Observa-se que o nível de sucção estacionário para esta situação é de -3,02 kPa, um pouco mais alto que a situação anterior, mais uma vez mostrando coerência nos resultados. O teor de umidade medido pelo TDR, neste instante e a esta altura do perfil do pavimento é de 18,1%. A aderência desse resultado obtido pode, no Capítulo 5, ser confirmada, com a observação da Curva de Retenção de Água para o subleito, curva esta obtida por dois métodos distintos (papel-filtro e pelo equipamento SWC-150).

Assim, com a fabricação desses tensiômetros, espera-se ter contribuído para as subsequentes pesquisas que se desenvolverão no tanque-teste, pois certamente os níveis de sucção medidos, dependendo dos materiais a serem compactados em suas respectivas umidades ótimas, serão mais elevados do que aqueles aqui obtidos.

4.12. Leituras das células de carga instaladas no pavimento

A título de pesquisa, e fora do objetivo principal da tese pelos motivos apresentados no Capítulo 2, buscaram-se informações a respeito da transferência da carga imposta na superfície do pavimento para o interior da estrutura, instalando-se células de carga entre as camadas de sub-base e base do pavimento proposto, e entre o revestimento intertravado e a base (Figuras 4.59, 4.60 e 4.61). Para o revestimento tipo CBUQ optou-se por não colocar células de carga entre este revestimento e a base devido às altas temperaturas de aplicação do material (em torno de 160 °C), as quais poderiam danificar os dispositivos de funcionamento das células.

Conforme mostrado no Capítulo 2 desta tese, as opiniões de DUNNICLIFF e GREEN (1993) e DANZIGER (2008) são concordantes no que diz respeito às tentativas de se medir tensões totais numa massa de solo. Os autores alertam que essas medidas são carregadas de erros resultantes de acomodação imprópria, ou seja, a presença da célula em si e o método de instalação geralmente usado criam alterações significantes no estado de tensão no entorno da mesma. É difícil e caro conceber uma célula com módulo elástico similar ao do solo a ser medido, sobretudo daqueles materiais empregados em pavimentos. É também muito difícil instalar a célula no campo e garantir que o material ao seu redor, assim como aquele em íntimo contato com as faces da mesma possuam a mesma densidade do restante da massa de solo.

DUNNICLIFF e GREEN (1993) dizem o quanto é difícil e caro executar uma verdadeira e representativa calibração em laboratório a fim de se determinar a resposta da célula e o fator de calibração. Afirmam ainda ser praticamente impossível medir tensão total com boa acurácia.

As células de carga utilizadas neste trabalho estão numeradas e instaladas conforme mostrado pelas Figuras 4.59, 4.60 e 4.61 e visam, como dito, somente a verificação do espraiamento das tensões à medida que se afasta do ponto de aplicação da carga (vertical e horizontal). Não se pretende entender os valores medidos desta

forma como os reais valores de tensões que atingem aqueles pontos da estrutura. Todas as medições foram realizadas, para cada um dos tipos de revestimento, sempre para o NA1, embora isso não seja significativo para esta configuração de instalação das células, pois as camadas do pavimento envolvidas não sofreram consideráveis alterações em seus teores de umidade com a oscilação do lençol freático. As Figuras 4.62, 4.63 e 4.64 mostram os valores medidos pelas células de carga para os casos do pavimento construído respectivamente até a camada de base, com revestimento do tipo intertravado e com revestimento do tipo CBUQ. Na parte inferior destas figuras pode-se ver uma tabela onde a coluna “Units/Div” representa, quanto de carga cada divisão vertical do gráfico expressa. Cada divisão horizontal representa a duração total do pulso de carga, ou seja 1s, sendo 0,1s de aplicação da carga e 0,9s de relaxamento da mesma.

Utilizaram-se células de carga com capacidade nominal de 200,0 kg (compressão), precisão de 0,10%, feita em aço, modelo MC-200, da marca Líder Balanças.

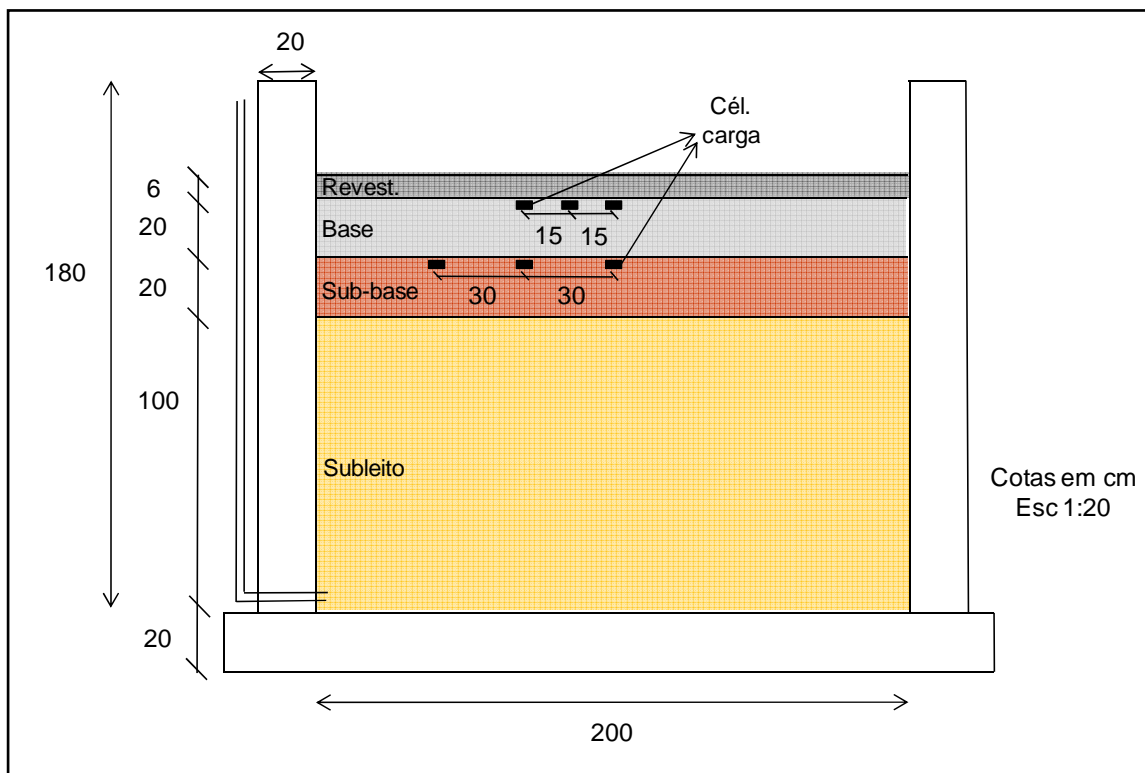


Figura 4.59: Instalação das células de carga no pavimento estudado.



Figura 4.60: Instalação das células de carga a 30,0 cm entre si (entre as camadas de sub-base e base do pavimento estudado).



Figura 4.61: Instalação das células de carga a 10,0 cm entre si (entre a base e o revestimento intertravado do pavimento estudado).

Analisando as Figuras 4.62 a 4.64, constata-se, como esperado, que à medida que se afasta horizontalmente da vertical de aplicação da carga, a tensão diminui (vide comparações Cel.01 com Cél. 03 e Cél. 04 com Cél. 06). Ainda, numa mesma vertical a carga que atinge determinado ponto da estrutura para a situação com revestimento é cerca de metade do valor da carga que atinge o mesmo ponto para um pavimento sem o revestimento (vide medição Cél. 01 com e sem revestimento).

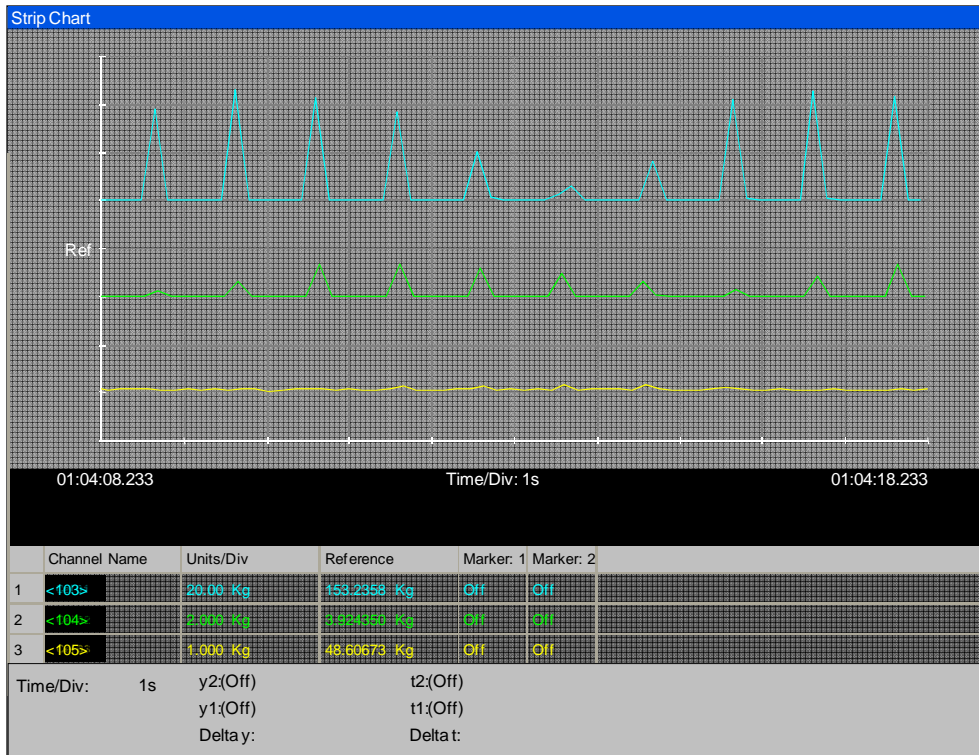


Figura 4.62: Pulsos de carga medidos pelas células instaladas entre a sub-base e a base do pavimento sem revestimento, no tanque-teste.

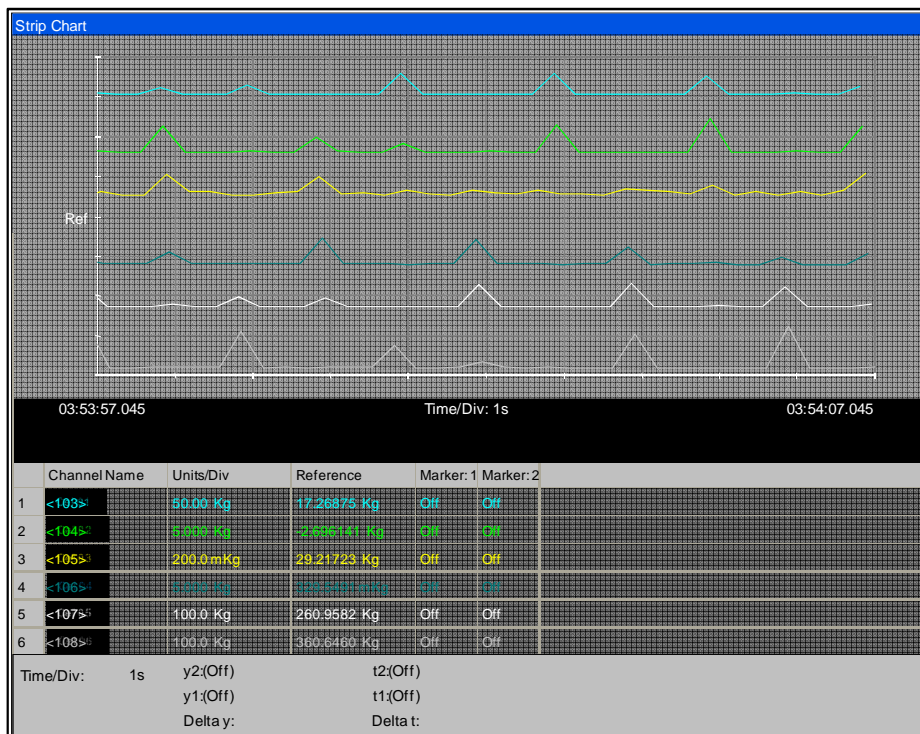


Figura 4.63: Pulsos de carga medidos pelas células instaladas entre a sub-base e a base do pavimento e entre a base e o revestimento tipo intertravado, no tanque-teste.

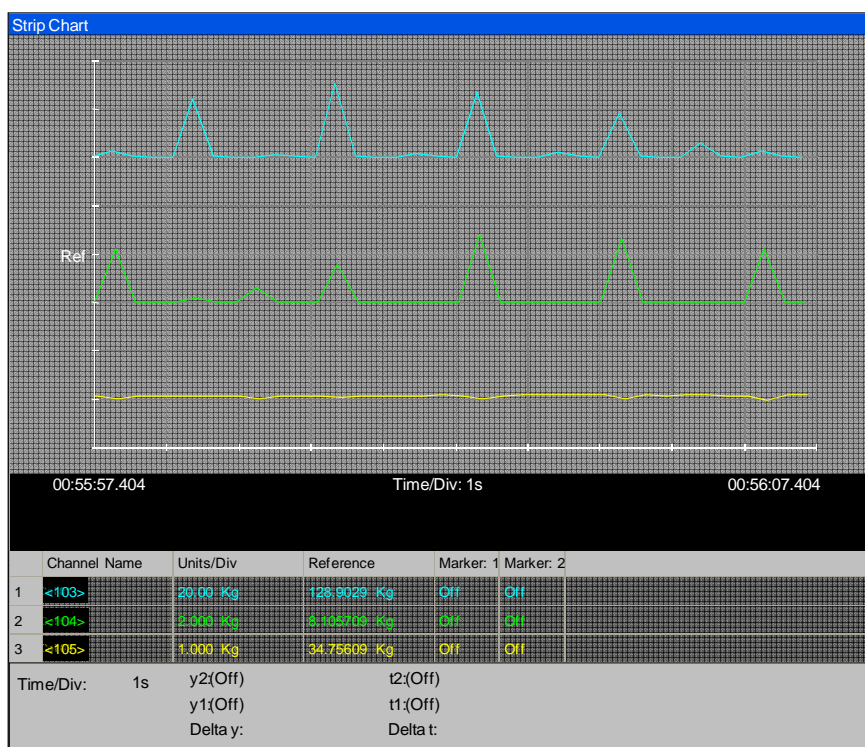


Figura 4.64: Pulsos de carga medidos pelas células instaladas entre a sub-base e a base do pavimento para o pavimento com revestimento tipo CBUQ, no tanque-teste.

4.13. Desenvolvimento de um dispositivo para medição de sucção em campo pelo Método do Papel Filtro

Surgiu, no decorrer da pesquisa, o interesse de se realizar medidas de sucção em campo, utilizando métodos e equipamentos bastante acessíveis do ponto de vista financeiro e prático. Pensou-se no dispositivo apresentado na Figura 4.65a, composto de um tubo metálico, através do qual introduz-se um outro tubo em PVC, em cuja ponta fixa-se uma unidade medidora que permite a instalação do papel filtro a ser utilizado na medição da sucção das camadas do pavimento em campo.

O conjunto do equipamento é constituído por três unidades completas dessas descritas anteriormente, cada qual com uma medida de comprimento, de forma a se atingir respectivamente os pontos médios das camadas de base, sub-base e subleito do pavimento de campo estudado.

Dos teste iniciais, observou-se que havia a formação de orvalho na parede do tubo em PVC que interferia na umidade do papel filtro. Para evitar esta influência danosa desta umidade, confeccionaram-se saquinhos permeáveis com sílica-gel (Figura

4.65b) e colocaram-nos no interior do tubo em PVC, por cima da unidade medidora, de forma a captar o orvalho que escorresse pelas paredes deste tubo.



Figura 4.65: Detalhes do dispositivo de medição de sucção em campo.

Foram colocados três papéis filtro em cada unidade medidora, para que se utilizasse apenas o papel filtro do meio, pois os externos eventualmente estariam impregnados de impurezas do solo ou da pedra porosa existente na unidade medidora.

Escolheu-se três pontos (estacas) para medição em uma rodovia recém-construída⁴⁶, RJ-140 (trecho entre Iguaba e Cabo Frio) no Rio de Janeiro, para se realizar os teste de campo com o dispositivo. Procurou cuidar do transporte do papel filtro até o local da obra e deste até o laboratório para as devidas medições de peso com as exigências que o método do papel filtro prevê, citadas anteriormente. Este cuidado visava não alterar as características de absorção do papel, e evitar a perda de umidade do mesmo até o laboratório. Para isso utilizaram-se sacos plásticos duplos com fechamento tipo “zip”, uma pinça metálica para manuseio do papel filtro e uma caixa pequena de isopor para proteger os papéis da variação de umidade e calor (Figura 4.65c). Vale ressaltar que o tempo máximo que estes papéis filtros permaneciam no interior desses sacos plásticos, nas condições citadas não excedia 2 horas (distância laboratório da COPPE – local de aplicação). Para certificar-se do procedimento citado, testes foram conduzidos em laboratório, que confirmavam a capacidade “protetora” do conjunto quanto à manter intactas as características quantitativas de umidade pelo período relativo ao transporte do papel filtro do campo até o laboratório.

Em campo eram perfurados, sobre a trilha de roda externa, furos com diâmetro de 150mm e a profundidade de cada uma das camadas da estrutura do pavimento, de forma que o dispositivo ficasse instalado na metade da espessura das mesmas (Figura 4.65d e 4.65e).

O conjunto necessário para os serviços de campo está mostrado na Figura 4.65f e era composto de: cones e bandeirolas sinalizadoras; prancheta com ficha para medição da temperatura e umidade do ar, número e posição do furo, número do papel filtro, tara do papel filtro, etc. (Figura 4.66); higrômetro e termômetro a laser.

⁴⁶ Obra realizada por um consórcio de empresas formado pela Queiroz Galvão e a Oriente Engenharia, as quais ficam registrados nosso agradecimento pelo apoio à pesquisa.

Após a instalação do conjunto, os furos eram preenchidos com o próprio solo retirado e compactado novamente. Os últimos 3,0 cm eram concretados para garantir a vedação e rigidez do dispositivo diante do tráfego. A extremidade superior do tubo possui uma tampa metálica resistente aos esforços das cargas do tráfego da rodovia, nivelada com o revestimento asfáltico existente e pintada na cor preta no intuito de disfarçar e proteger o dispositivo contra a ação de curiosos.

EM CAMPO		
FURO:	01 (Est. 80) Corpo de Bombeiros	<input type="checkbox"/> BASE
		<input type="checkbox"/> SUB-BASE
		<input type="checkbox"/> SUBLEITO
	02 (Est. 320) Igreja Universal	<input type="checkbox"/> BASE
		<input type="checkbox"/> SUB-BASE
		<input type="checkbox"/> SUBLEITO
	01 (Est. 455) Posto Elefantinho	<input type="checkbox"/> BASE
		<input type="checkbox"/> SUB-BASE
		<input type="checkbox"/> SUBLEITO
DATA:	COLOCAÇÃO:	
	RETIRADA:	
HORA:	COLOCAÇÃO:	
	RETIRADA:	
TEMPERATURA DO AR (°C):	COLOCAÇÃO:	
	RETIRADA:	
TEMPERATURA DA CAMADA (°C) NA RETIRADA:		
UMIDADE RELATIVA DO AR NA RETIRADA:		
CONDIÇÕES DO TEMPO NA RETIRADA:	<input type="checkbox"/>	BOM
	<input type="checkbox"/>	CHUVOSO
	<input type="checkbox"/>	NUBLADO
mm CHUVA DA ÚLTIMA SEMANA:		
DEFLEXÃO (VIGA) NA RETIRADA:		
NÍVEL D'ÁGUA (Relativo topo Rev.):		
EM LABORATÓRIO		
Nº SACO:		
PESO SACO+PAPEL (SECO):		
PESO SACO+PAPEL (ÚMIDO):		
UMIDADE DO PAPEL:		
VALOR DA SUCÇÃO:		
UMIDADE DA CAMADA (Pela C.C.)		

Figura 4.66: Ficha de anotações para utilização do dispositivo de medição de sucção em campo.

A pesquisa com este dispositivo de medição de sucção em camadas de pavimentos não faz parte do objetivo principal desta tese, foi uma idéia carente de conclusão e sequência nos estudos. Até a etapa em que a pesquisa parou, observou-se uma dificuldade construtiva em campo que precisa ser sanada previamente ao prosseguimento da mesma.

Esta dificuldade reside na rigidez dada pelo concreto ao conjunto montado no terreno, que associado ao tráfego imposto (lembrar que o conjunto foi instalado na trilha de roda externa), acarreta o surgimento de trincas entre o concreto e o tubo metálico. Por estas trincas percola-se a água pluvial, encharcando sobremaneira o papel filtro localizado na extremidade inferior do tubo, mascarando assim os resultados obtidos.

Provavelmente a solução ao problema em questão será a vedação do conjunto com uma espécie de mastique asfáltico, de forma a oferecer certa elasticidade ao mesmo, evitando o surgimento de espaços entre o tubo e o solo adjacente.

Ao mesmo tempo, com o desenvolvimento dos tensiômetros de alta capacidade (TAC), pensou-se em utilizar a idéia inicial dos tubos metálicos e fazer a instalação dos TACs em seu interior. Os TACs comunicariam-se com o meio exterior através de um sistema de aquisição e envio remoto (ou não) de dados suficientemente pequenos, que pudessem ser instalados na câmara vazia dentro do próprio tubo metálico.

A utilização dos TACs eliminaria a questão do elevado tempo necessário para equilíbrio hídrico do papel filtro com o solo (cerca de 7 dias), obtendo-se resultados em tempo real. Além disso este tempo de equilíbrio pode trazer consigo uma carga de desconfiança nos resultados porque sempre haverá uma influência maior do clima ocorrido nas últimas horas, por exemplo, imagine que um dia antes da medição da sucção tenha ocorrido forte precipitação pluviométrica no local. Esta umidade no solo sobrecarregaria o papel filtro, dando uma falsa idéia de que esta foi a umidade ocorrida nos sete dias em que se aguardou o equilíbrio.

De qualquer forma ficará sugerido como solução de continuidade o aprimoramento do dispositivo, seja para uso com papel filtro, seja instalando-se TACs em seu interior.

Capítulo 5

Resultados Experimentais

Neste capítulo, serão destacados os resultados dos ensaios cujas teorias e referência foram feitos nos capítulos anteriores.

As condições climáticas, simplificadas nesta tese pela oscilação do lençol freático, serão estudadas posicionando-se o NA em seis situações distintas de equilíbrio, a saber:

- Subleito apenas compactado na umidade ótima – Situação NA1;
- Colocação do NA na base do subleito – Situação NA2;
- Elevação do NA até a metade da altura do subleito – Situação NA3;
- Elevação do NA até o topo do subleito (situação crítica) – Situação NA4;
- Rebaixamento do NA até a metade da altura do subleito (histerese) – Situação NA5; e,
- Rebaixamento do NA até a base do subleito (histerese) – Situação NA6.

Assim, para cada uma das situações de equilíbrio do NA descritas, a seguinte sequência de análises será considerada:

1. Identificar quando ocorre a totalidade do avanço da umidade monitorando-se a estabilização da franja capilar (situação de equilíbrio do NA). Este avanço total da franja capilar foi definido como aquele que, após três dias consecutivos de medições sucessivas, não houve alteração significativa ($\pm 0,5\%$) da umidade ao longo do perfil do pavimento, umidades essas obtidas pelos TDRs;
2. Realização dos ensaios dinâmicos com aplicação de carga por placa, verificando-se, para a situação do NA em questão, os deslocamentos elásticos verticais totais do pavimento para três condições de revestimentos estudados (sem revestimento, com revestimento tipo intertravado e com revestimento tipo CBUQ);

Ainda:

1. Obter resultados com as células de carga posicionadas em pontos distintos do eixo de aplicação da carga, visando constatar, não obstante as deficiências de significado dessas medições mostradas no Capítulo 2 (item 2.4.1), o espraiamento das tensões, assim como a redução das mesmas com a colocação de outra camada sobrejacente à anterior;
2. Obter medições de sucção com os tensiômetros de alta capacidade desenvolvidos nesta pesquisa, em dois níveis de estabilização do NA, verificando a compatibilidade dos dados obtidos;
3. Aproveitando as características originais de construção do pavimento, ou seja, antes do primeiro ciclo de saturação do tanque-teste, com o pavimento sem revestimento, verificou-se a aderência dos resultados de deslocamento elástico medidos no tanque teste com aqueles indicados pela análise numérica por elementos finitos em 3 dimensões, realizada pelo programa EFin3D (Capítulo 6).

5.1. *Curvas características (ou de retenção) dos materiais Obtidas com a técnica do papel-filtro*

No Capítulo 4 foram explicados o procedimento de preparação dos corpos-de-prova, assim como o método e a técnica empregados para a obtenção das Curvas Características (Sucção x Teor de Umidade) pelo Método do Papel Filtro. Mostram-se, a seguir, os resultados desse ensaio.

O ramo de secagem das Curvas Características dos materiais estudados (subleito, sub-base e base) estão mostrados na Figura 5.1. As retas verticais indicam as respectivas umidades ótimas.

Observa-se para os três solos ensaiados o resultado já esperado no comportamento da Curva Característica, ou seja, sucção crescente com a diminuição do teor de umidade.

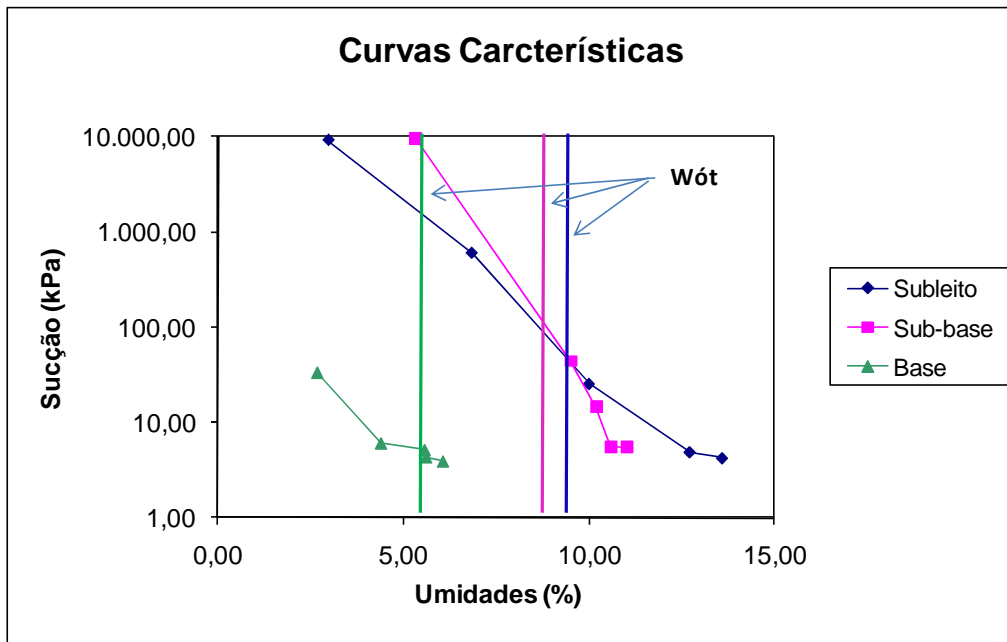


Figura 5.1: Curva Característica (ou de retenção de água) para os materiais utilizados nesta pesquisa como camadas de subleito, sub-base e base.

De posse dessas curvas, a partir da umidade indicada pelos TDRs, obtém-se os valores da sucção com relativa precisão desde que o ramo de trabalho seja o ramo de secagem, pois assim foram traçadas as curvas pelo método do papel filtro (Capítulo 4). Com o equipamento SWC-150, adiante mostrado, obtiveram-se os ramos de secagem e umedecimento das Curvas Características dos materiais empregados no pavimento do tanque-teste.

5.2. Curvas características (ou de retenção) dos materiais obtidas com o Equipamento SWC-150

Considerando as características comportamentais frente à variação de umidade dos materiais da sub-base (solo laterítico granular) e da base (brita graduada), e que apenas o subleito sofre consideráveis alterações no grau de saturação capazes de alterar significativamente o comportamento mecânico do material, decidiu-se obter apenas a Curva Característica (ramos de secagem e umedecimento) para o subleito, mostrada na Figura 5.2

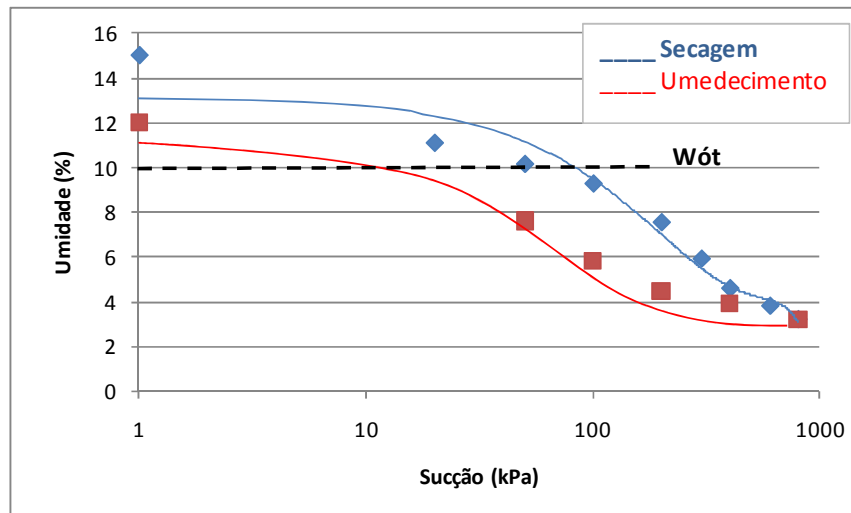


Figura 5.2: Curva Característica (ramos de secagem e umedecimento) para o subleito utilizado no tanque teste.

Observe-se que para o ramo de secagem, em especial para os valores intermediários da faixa estudada, há boa similaridade entre as curvas obtidas pelo método do papel filtro e as obtidas pelo equipamento SWC-150.

5.3. Variação do Módulo Resiliente com a Umidade

Os corpos-de-prova utilizados na calibração dos TDRs (Item 4.7) foram aproveitados para a obtenção do traçado das curvas MR x Umidade dos materiais empregados como subleito, sub-base e base na estrutura de pavimento proposta nesta tese. Estas curvas irão, associadas às curvas características dos materiais, fornecer a curva Sucção x MR, ou seja, o valor do módulo resiliente poderá ser obtido a partir dos níveis de sucção medidos com tensiômetros de alta capacidade (TAC), uma sugestão a mais para controle de campo das interferências ambientais, em tempo real, em pavimentos.

Além da sugestão de aplicação “*in situ*” mencionada, a própria obtenção dos valores de MR a partir dos teores de umidade já sugerem uma utilização em campo de equipamentos tipo TDR dotados de alimentação própria e comunicação remota, o que facilita o monitoramento do comportamento do pavimento frente à interferência do meio ambiente.

Propostas como essas sugerem, em casos reais, o controle de tráfego em rodovias cujo traçado pertence a regiões com grandes oscilações de umidade nos materiais da estrutura do pavimento tal como a região amazônica e as de clima super-úmido. O tráfego seria otimizado e sua carga controlada sazonalmente. Esta medida evitaria o consumo prematuro da vida útil do pavimento, originado de teores de umidade nos materiais não considerados em laboratório por ocasião dos projetos.

A Figura 5.3 mostra a relação entre os módulos resilientes dos materiais com seus respectivos teores de umidade. Como o MR é função do estado de tensão atuante (Equações 4.2, 4.4 e 4.5), escolheu-se, dos pares utilizados no ensaio triaxial, e para cada uma das camadas (subleito, sub-base e base), o par de tensões σ_1 e σ_3 mais próximos dos valores obtidos no ponto médio das respectivas camadas com a simulação numérica através do software EFin3D (visto adiante) para a estrutura de pavimento estudada com a carga de 1100 kg aplicada na placa de diâmetro 15,2 cm.

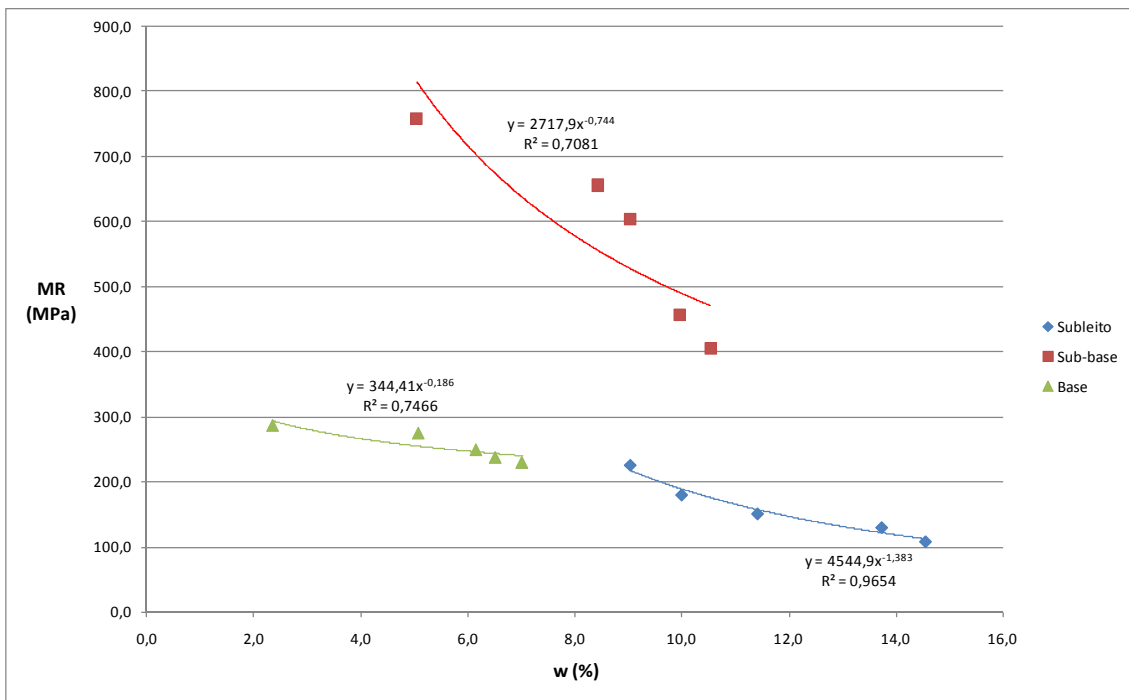


Figura 5.3: Gráfico MR x Umidade para os materiais empregados na estrutura do pavimento em estudo.

5.4. Provas de Carga

Aproveitando-se da estrutura de aplicação de carga, de medição de deslocamentos verticais e de reação à carga aplicada, decidiu-se avaliar o coeficiente de reação das camadas do pavimento à medida que estas fossem construídas.

5.4.1. Prova de Carga para o Subleito

A partir dos procedimentos da Prova de Carga descrito no Capítulo 4, obtiveram-se para o caso da camada de subleito os resultados expressos na Tabela 5.1 e na Figura 5.4.

Tabela 5.1: Dados relativos à prova de carga da camada de subleito no tanque-teste logo após a compactação.

Manômetro (KN)	Leit T1 (mm)	Leit T2 (mm)	Kgf	Média T1 e T2 (mm)	Pressão (Kgf/cm ²)
4,0	0,118	0,233	529,700	0,176	1,079
10,0	0,274	0,478	1442,900	0,376	2,940
15,0	0,500	0,799	2203,900	0,650	4,490
20,0	0,752	1,135	2964,900	0,944	6,040
25,0	1,023	1,488	3725,900	1,256	7,591
30,0	1,280	1,832	4486,900	1,556	9,141
35,0	1,580	2,245	5247,900	1,913	10,691
40,0	1,845	2,623	6008,900	2,234	12,242
30,0	1,849	2,605	4486,900	2,227	9,141
20,0	1,764	2,480	2964,900	2,122	6,040
10,0	1,607	2,271	1442,900	1,939	2,940

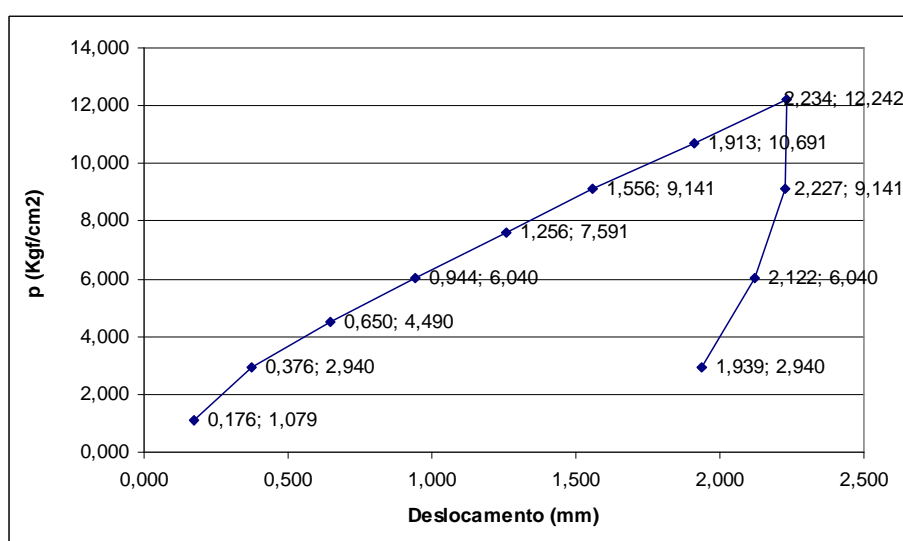


Figura 5.4: Resultado da prova de carga na camada de subleito no tanque-teste.

O valor do módulo de reação do subleito - K_{SL} (MPa/m) é obtido na curva acima para o deslocamento $1,27 \text{ mm}^{47}$, o qual se obtém por interpolação dos valores da Tabela 5.1, ou seja:

$$K_{SL} = \frac{12,242 - 2,940}{2,234 - 0,376} = 5,007 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 50,07 \text{ MPa/m} \quad (5.1)$$

Mais adiante serão determinados os coeficientes de reação (K composto) para as demais camadas, sobrepostas, do pavimento estudado.

A determinação do módulo de reação - K (ou “coeficiente de recalque”) das camadas de um pavimento é uma ferramenta mecanicista que, embora aplicada estaticamente, nos dá idéia da capacidade de suporte da estrutura em estudo e possui aplicações na mecânica dos pavimentos rígidos.

Joseph Boussinesq (1842-1929) desenvolveu a solução geral formal para os vários tipos de carregamento do meio semi-infinito elástico, homogêneo e isotrópico. Nesta solução, conforme citam MEDINA e MOTTA (2005), as tensões e os deslocamentos em qualquer ponto do sólido são derivados de uma função que Boussinesq chamou de “potencial logarítmico de três variáveis”. A proposição inicial era para o caso de carga concentrada vertical, a qual foi, pelo princípio da superposição, extrapolada para uma área circular carregada.

De acordo com a Teoria de Boussinesq, cujas formulações datam de 1885:

$$E_{SL} = \frac{\pi \cdot (1 - \nu^2) \cdot K_{SL} \cdot D}{4} \quad (5.2)$$

Onde:

E_{SL} = módulo de elasticidade do subleito;

⁴⁷ Para o cálculo de K foi estimado o valor de deslocamento de $1,27 \text{ mm}$ ($0,05 \text{ in}$). Este valor advém das conclusões dos estudos realizados pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano, os quais indicam este deslocamento corresponder a valores de K que garantem a resposta elástica do subleito.

ν = coeficiente de Poisson (considerado 0,35);

K_{SL} = módulo de reação do subleito (MPa/m);

D = diâmetro da área carregada ($D = 25,0$ cm) .

Assim, para avaliação do módulo resiliente do subleito em estudo, pela Teoria de Boussinesq (Eq. 4.1), tem-se:

$$E_{SL} = \frac{3,14 \cdot (1 - 0,123) \cdot 50,07 \cdot 0,25}{4} = 8,62 \text{ MPa}$$

5.4.2. Prova de Carga para a Sub-base

Com base no ensaio de Prova de Carga descrito no Capítulo 3, obteve-se para o caso do sistema subleito + sub-base os resultados expressos na Tabela 5.2 e na Figura 5.5.

Tabela 5.2: Planilha relativa à prova de carga do sistema subleito + sub-base no tanque-teste.

Manômetro (KN)	Leit T1 (mm)	Leit T2 (mm)	Kgf	Média T1 e T2 (mm)	Pressão (Kgf/cm ²)
4,0	0,548	0,511	529,700	0,530	1,079
10,0	0,815	0,768	1442,900	0,714	2,940
15,0	0,968	0,909	2203,900	0,812	4,490
20,0	1,130	1,060	2964,900	0,926	6,040
30,0	1,898	1,761	4486,900	1,235	9,141
35,0	2,400	2,239	5247,900	1,486	10,691
40,0	2,920	2,730	6008,900	1,684	12,242
30,0	2,967	2,740	4486,900	1,710	9,141
20,0	2,855	2,640	2964,900	1,689	6,040
10,0	2,643	2,450	1442,900	1,520	2,940

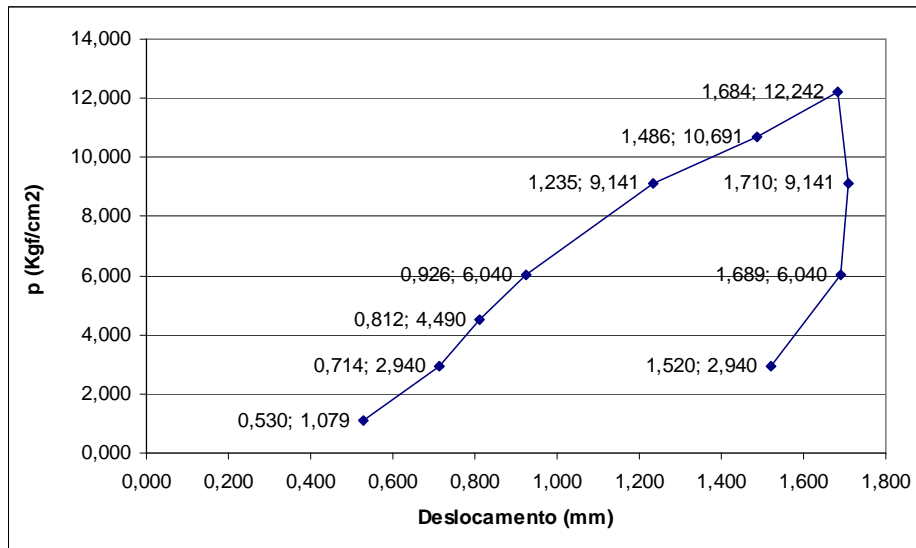


Figura 5.5: Resultado da prova de carga no sistema subleito + sub-base.

O valor do módulo composto do sistema sub-base + subleito, K_{SB} (MPa/m), é obtido na curva acima para o deslocamento 1,27 mm, ou seja:

$$K_{SB} = \frac{12,242 - 1,079}{1,684 - 0,530} = 9,67 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 96,70 \text{ MPa/m} \quad (5.3)$$

Para a avaliação do módulo resiliente da sub-base há que se considerar neste caso a análise de um sistema estratificado.

Para os meios semi-infinitos estratificados, deve-se ao Prof Donald Burmister (1945) a teoria da elasticidade de sistemas de duas e três camadas, o qual considera as seguintes hipóteses conforme MEDINA e MOTTA (2005):

- Os materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos; a Lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é igual ao de tração;
- As camadas não têm peso, são ilimitadas transversalmente, sendo a camada inferior semi-infinita;
- As condições de fronteira são: (a) a superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada, (b) na área carregada tem-se apenas tensões normais e (c) a grandes profundidades as tensões e deformações são nulas.

Admitem-se as seguintes condições nas interfaces:

- Caso 1: há atrito entre as camadas; tem-se em coordenadas cilíndricas para duas camadas:
 - $\tau_{rZ1} = \tau_{rZ2}$; $u_1 = u_2$ (deslocamento radial); como $E_1 \neq E_2$, vem $\sigma_{r1} \neq \sigma_{r2}$
 - $\sigma_{Z1} = \sigma_{Z2}$; $w_1 = w_2$ (deslocamento vertical)
- Caso 2: não há atrito entre as camadas, mas deslizamento:
 - $\tau_{rZ1} = \tau_{rZ2} = 0$; $u_1 \neq u_2$ (radial); $\sigma_{Z1} = \sigma_{Z2}$; $w_1 = w_2$ (vertical)

Empregando-se a Teoria de Burmister para duas camadas e área de carregamento rígido, tem-se:

$$w = \frac{1,18 \cdot p \cdot R}{E_2} \cdot F_w \quad (5.4)$$

W = deslocamento vertical;

p = pressão da área carregada;

R = raio da área carregada;

E_2 = módulo de elasticidade da segunda camada (subleito);

F_w = coeficiente de deflexão, obtido do diagrama da função de deflexão devido a Burmister (MEDINA e MOTTA, 2005 – Pág. 134).

Assim, para o caso da estrutura em estudo nesta tese, da Equação 5.4 obtém-se:

$$F_w = \frac{E_{SL} \cdot w}{1,18 \cdot p \cdot R}, \text{ mas como } K_{SB} = \frac{P}{w}$$

Então,

$$F_w = \frac{E_{SL}}{1,18 \cdot K_{SB} \cdot R}$$

Substituindo os valores,

$$F_2 = \frac{8,62}{1,18.96,70.0,125} = 0,60$$

Então, do ábaco devido a Burmister (MEDINA e MOTTA, 2005, Pág. 134) pode-se estimar que:

$$\frac{E_{SL}}{E_{SB}} \cong \frac{1}{4} \text{ Concluindo, então, que } E_{SB} = 4 \times 8,62 = 34,48 \text{ MPa}$$

5.4.3. Prova de Carga para a Base

Com base no ensaio de Prova de Carga descrito no Capítulo 3, obteve-se para o caso do sistema subleito + sub-base + base os resultados expressos na Tabela 5.3 e na Figura 5.6.

Tabela 5.3: Planilha relativa à prova de carga do sistema subleito + sub-base + base no tanque-teste.

Manômetro (KN)	Leit T1 (mm)	Leit T2 (mm)	Kgf	Média T1 e T2 (mm)	Pressão (Kgf/cm ²)
4,0	0,610	0,622	529,700	0,616	1,079
10,0	2,450	2,660	1442,900	0,730	2,940
15,0	2,835	3,088	2203,900	0,850	4,490
20,0	3,824	4,144	2964,900	0,990	6,040
25,0	4,212	4,547	3725,900	1,157	7,591
30,0	4,823	5,268	4486,900	1,260	9,141
35,0	5,515	6,043	5247,900	1,436	10,691
40,0	6,195	6,804	6008,900	1,550	12,242
30,0	6,219	6,743	4486,900	1,622	9,141
20,0	6,070	6,523	2964,900	1,515	6,040
10,0	5,813	6,160	1442,900	1,396	2,940

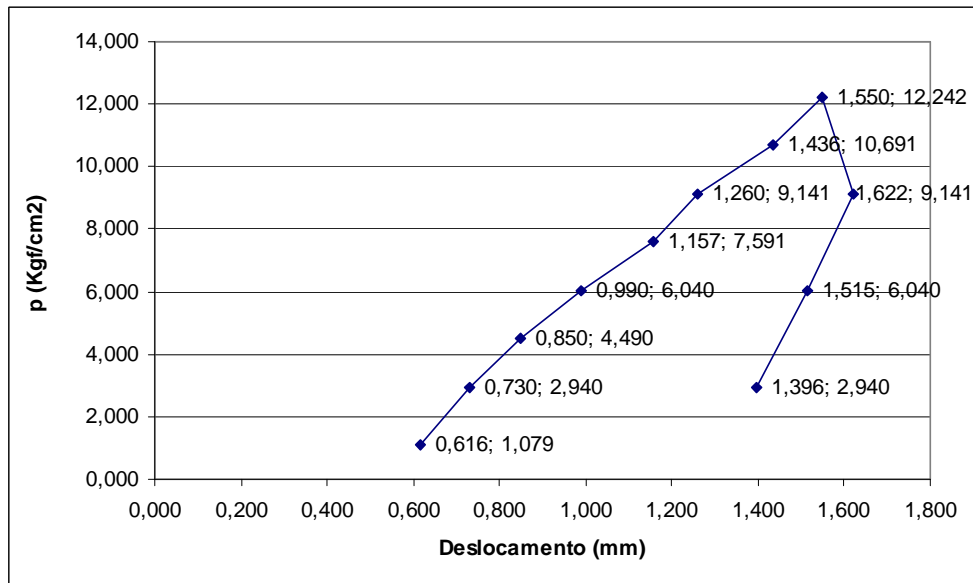


Figura 5.6: Resultado da prova de carga no sistema subleito + sub-base + base.

O valor do módulo de reação composto, relativo ao sistema subleito + sub-base + base - K_B (MPa/m) é obtido na curva acima para o deslocamento 1,27 mm, ou seja:

$$K_B = \frac{12,242 - 1,079}{1,550 - 0,616} = 11,95 \text{ kgf/cm}^2/\text{cm} = 119,50 \text{ MPa/m} \quad (5.5)$$

Para se avaliar o Módulo de Elasticidade da camada de Base pela teoria de Burmister mencionada, sugere-se o procedimento apresentado por VIEIRA e PINTO (2002), o qual considera que o pavimento seja constituído de uma camada única, elástica, isotrópica e homogênea, constituída pelo material da base, onde se pode aplicar a solução de Boussinesq, ou seja,

$$E_{Eq} = \frac{\pi(1 - \nu^2).K_B.D}{4} \quad (5.6)$$

Então:

$$E_{Eq} = \frac{3,14(1 - 0,123).119,5.0,25}{4} = 20,56 \text{ MPa}$$

A Figura 5.7 ilustra a seqüência do raciocínio a ser seguido. Uma vez que, considerando todo o pavimento constituído pelo material da base, o módulo equivalente - E_{Eq} (20,56 MPa) mostrou-se bem menor que o módulo da sub-base (34,48 MPa) pode-se afirmar que o módulo de elasticidade da base, para compensar esta diferença, deverá estar compreendido entre o módulo da sub-base e o módulo equivalente. Este fato comprova os resultados obtidos dos ensaios de módulo resiliente para os materiais empregados no pavimento em questão, ou seja, a brita graduada empregada na camada de base apresenta módulo menor que a laterita empregada na sub-base. Isto caracteriza uma estrutura invertida, embora esta não tenha sido a intenção inicial da pesquisa. Isto provavelmente se deu por causa das raízes de nossa experiência, segundo o conceito do CBR e dos índices físicos tradicionais.

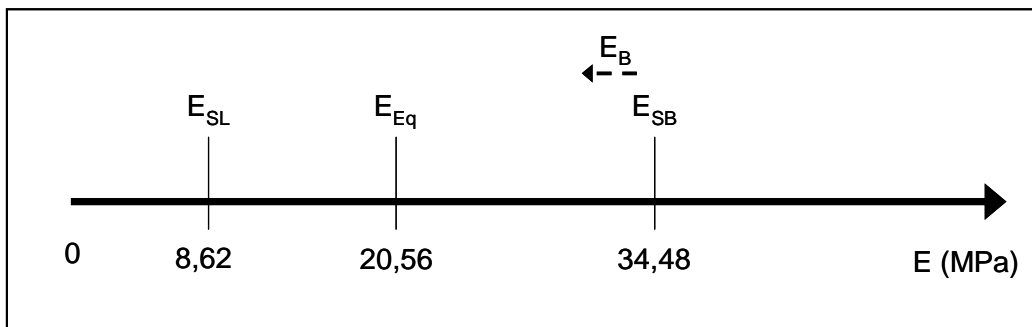


Figura 5.7: Raciocínio proposto para estimativa da ordem de grandeza do valor do EB diante dos valores de ESL, ESB e EEQ.

Para se avaliar o valor do módulo da base, admite-se que o conjunto SB + SL seja constituído de um único material com módulo de elasticidade $E_{Eq} = E_{SB} = 34,48$ MPa, onde agora se pode aplicar a teoria de Burmister (2 camadas), tem-se:

$$F_w = \frac{E_{Eq}}{1,18.K_B.R} = \frac{34,48}{1,18.119,5.0,125} = 1,96$$

Tal valor extrapola aqueles valores mostrados no ábaco devido a Burmister (MEDINA e MOTTA, 2005, Pág. 134), mostrando a redução do módulo entre a camada de sub-base e a camada de base.

5.5. Análise mecânica da influência sazonal

Como já mencionado, este estudo se propõe a analisar o comportamento mecânico do pavimento, quanto ao nível de deslocamento vertical elástico total, para seis diferentes situações de equilíbrio do lençol freático e três condições de revestimento (revestimento intertravado, concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) e uma situação inicial sem revestimento, ou seja, a estrutura do pavimento até a camada de base). A primeira situação, sem revestimento, aproxima-se dos casos de tratamentos superficiais simples e tratamento anti-pó.

Seis posições foram propostas para o nível d'água (NA), a saber: NA1, onde os materiais se encontram apenas compactados em suas respectivas umidades ótimas; NA2, situação em que o NA se encontra na parte inferior do subleito; NA3, quando o NA se encontra em ascensão no meio da espessura total do subleito; NA4, quando o NA se encontra saturando completamente o subleito; NA5, é o rebaixamento do NA até a posição anteriormente utilizada para o NA3; e NA6, quando o NA equilibra-se no nível anteriormente ocupado pelo NA2.

No Anexo 1 encontram-se os diagramas que ilustram o controle do avanço da frente de umidade, obtidos diariamente para cada uma das seis situações de equilíbrio do NA, e para cada um dos tipos de revestimento. Nestes diagrama monitoraram-se os avanços de umidade até atingir o critério de equilíbrio já mencionado. O tempo de equilíbrio para o total avanço da franja capilar variou de 15 a 20 dias para os materiais utilizados neste estudo. Para o caso da análise do comportamento da estrutura do pavimento até a camada de base construída (sem revestimento) esperou-se o total avanço da franja capilar de cada NA proposto para, somente a partir de então, proceder ao ensaio mecânico. Para o caso dos revestimento tipo intertravado e CBUQ o tempo de avanço capilar utilizado foi de 4 dias, que é o tempo de imersão em água no ensaio de Índice Suporte Califórnia (ISC).

Ressalte-se o fato de aguardar o “total” avanço da franja capilar constitui uma situação extremamente severa, que não é a situação esperada de ocorrência em campo. Assim esse método é mais “agressivo” que aquele existente nas condições reais dos pavimentos em campo, e a situação de 15 a 20 dias de submersão em água foi admitida para se avaliar o tempo necessário para estabilização da franja e para destacar o máximo do efeito deletério da ação da umidade no pavimento.

Numa análise mecânica tradicional em campo, o par tensão aplicada x deslocamento da estrutura é o objetivo perseguido. Para a situação limitada fisicamente do tanque-teste, verificaram-se as influências simultâneas do nível de tensão e da área de carregamento. Isto se deu mediante a combinação de cinco diferentes níveis de carga (500, 800, 1100, 1400 e 1700 kgf), aplicados em duas placas com diâmetros de 15,2 cm e 16,9 cm, o que em termos de pressão seria: para a placa com diâmetro de 15,2cm (0,28; 0,44; 0,61; 0,77 e 0,94 MPa); e para a placa de 16,9cm (0,22; 0,36; 0,49; 0,62 e 0,76 MPa), conforme expresso no Anexo 2.

O deslocamento vertical elástico total é obtido por intermédio de dois LVDTs instalados no topo da placa rígida circular com 15,2 cm de diâmetro (Figura 5.7). O carregamento dinâmico é constituído por 20 pulsos com frequência de 1 Hz e duração da aplicação da carga de 0,1 s por pulso, relaxamento da mesma de 0,9 s. Obtém-se então o valor médio dos respectivos deslocamentos elásticos verticais totais.



Figura 5.8: Instalação dos LVDTs sobre a placa circular rígida para obtenção do deslocamento elástico vertical total no topo do pavimento estudado nesta pesquisa.

Existem dispositivos que possibilitem a medição individual de cada camada, como o MDD (*Multi Depth Deflectometer*). Trata-se de um arranjo de LVDTs dispostos verticalmente, rigidamente presos às camadas da estrutura, e presos a uma haste que leva até um ponto de referência fixo situado ao fundo da cava construída no pavimento, normalmente a 3,0 metros de profundidade. Sua principal limitação é a necessidade do afastamento do lençol freático, pois ainda não há tecnologia que possibilite a fabricação de LVDTs hermeticamente vedados à passagem da água. Os LVDTs são geralmente

fixados nas interfaces das camadas e possibilitam as medições das deformações elásticas e permanentes. O conjunto de LVDTs é, então, conectado a um sistema de aquisição de dados externo que acumula as leituras que possibilitarão análises mecânicas individuais das camadas do pavimento, tais como avaliação dos módulos resilientes por retroanálise.

5.6. Estrutura do pavimento construída até a camada de base

5.6.1. Situação NA1 - pavimento sem a presença do nível d'água

Esta primeira situação a ser estudada simula as condições de uma obra recém construída, ou seja, a situação de uma obra que cumpre requisitos técnicos estabelecidos em projeto, na qual o pavimento encontra-se com suas camadas simplesmente compactadas em suas respectivas umidades ótimas, ainda sem sofrer influência sazonal dada pela oscilação do lençol freático.

Com a utilização das Curvas Características dos materiais mostradas anteriormente obtêm-se os níveis de sucção medidos nesses pontos e exibidos na Figura 5.8.

Para a situação NA1, o deslocamento vertical elástico total, para diversos níveis de aplicação de carga está mostrada no gráfico da Figura 5.9.

Como dito, a aplicação do carregamento se deu sobre duas placas com diâmetros distintos (15,2 e 16,9 cm). Observou-se, entretanto, uma variação entre os deslocamentos verticais elásticos desenvolvidos por ambas placas muito pequeno (proporcionais às próprias diferenças de área), como pode ser visto no Anexo 2. Essas pequenas diferenças indicam o já esperado: a magnitude do deslocamento é dado pela tensão aplicada. Assim, decidiu-se mostrar apenas os deslocamentos referidos à placa de diâmetro 15,2 cm. No Anexo 2 podem ser observados os deslocamentos dados para ambas as placas.

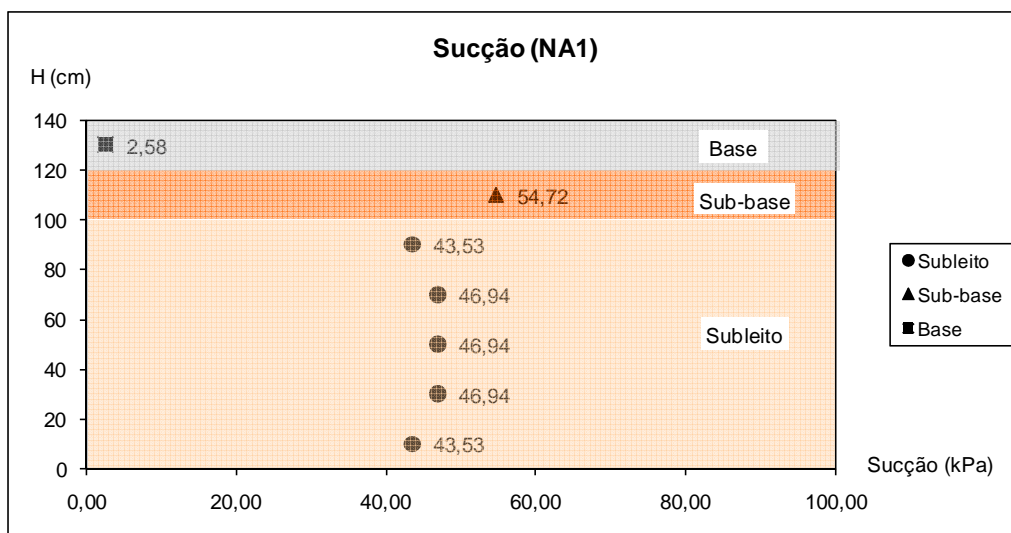


Figura 5.9: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA1, no tanque-teste.

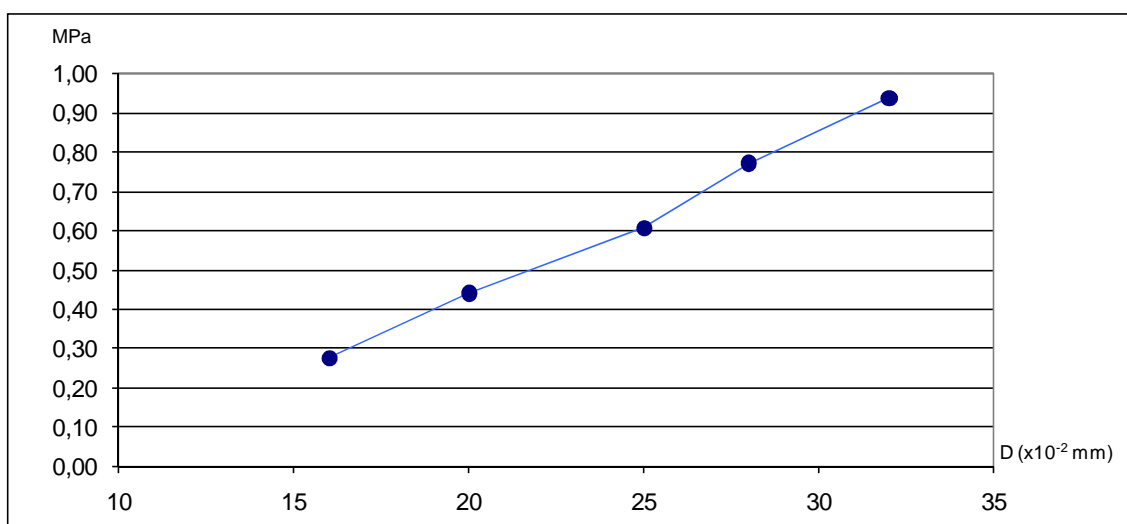


Figura 5.10: Deslocamento vertical elástico total no topo da base para o caso de NA1 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.6.2. Situação NA2 - pavimento com nível d'água na base do subleito

Consideranda-se, agora, o nível de equilíbrio do lençol freático na base do subleito. Após a espera do equilíbrio do avanço da franja capilar segundo o critério adotado, procede-se à avaliação dos níveis de sucção mostrados na Figura 5.10 com o auxílio das respectivas curvas características.

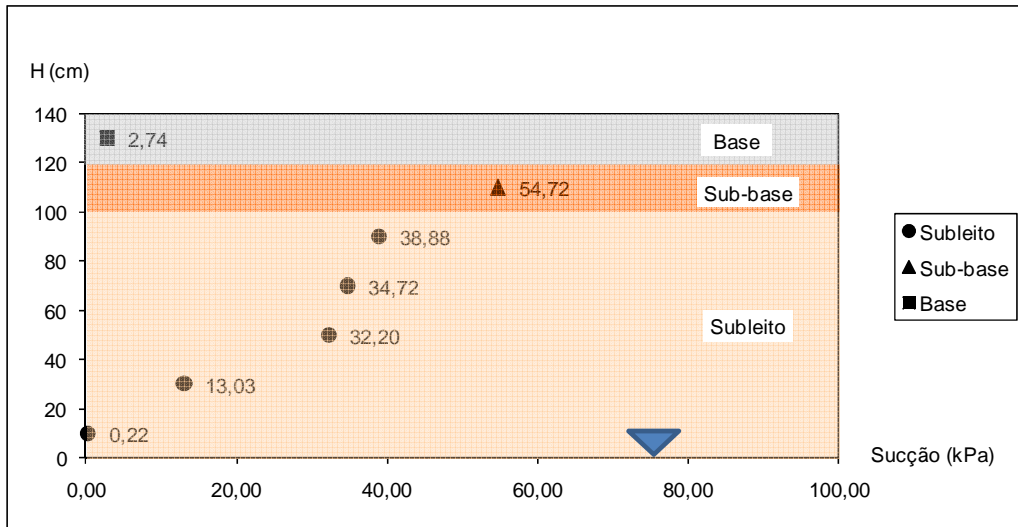


Figura 5.11: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA2, no tanque-teste.

Para a situação NA2, o deslocamento vertical elástico total, para diversos níveis de aplicação de carga está mostrado no gráfico da Figura 5.11.

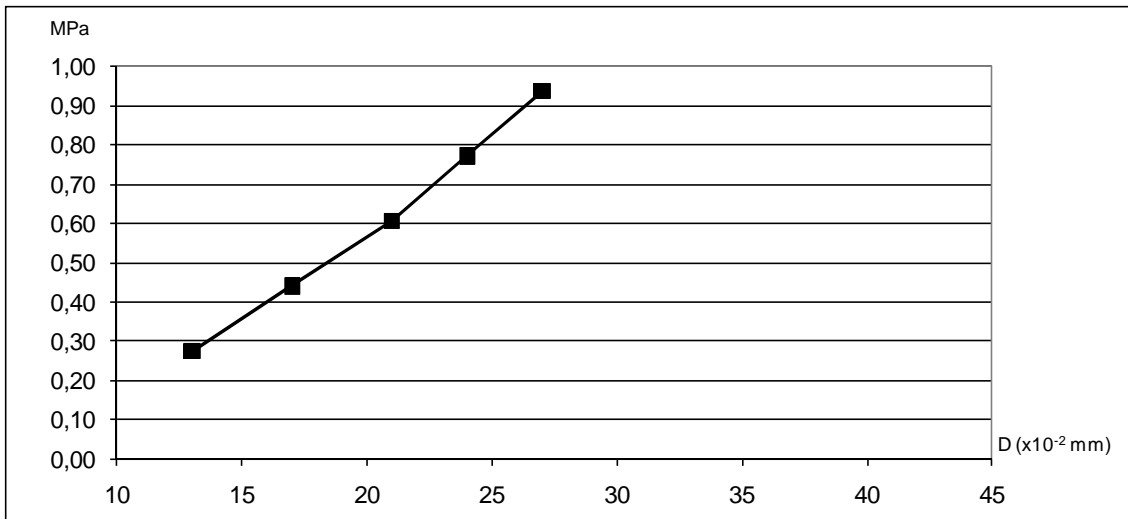


Figura 5.12: Deslocamento vertical elástico total no topo da base para o caso de NA2 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.6.3. Situação NA3 - pavimento com nível d'água na metade da altura do subleito

O próximo nível de equilíbrio corresponde à metade da altura do subleito, o qual após o estabelecimento do total avanço da franja capilar procede-se à avaliação dos níveis de sucção mostrados na Figura 5.13.

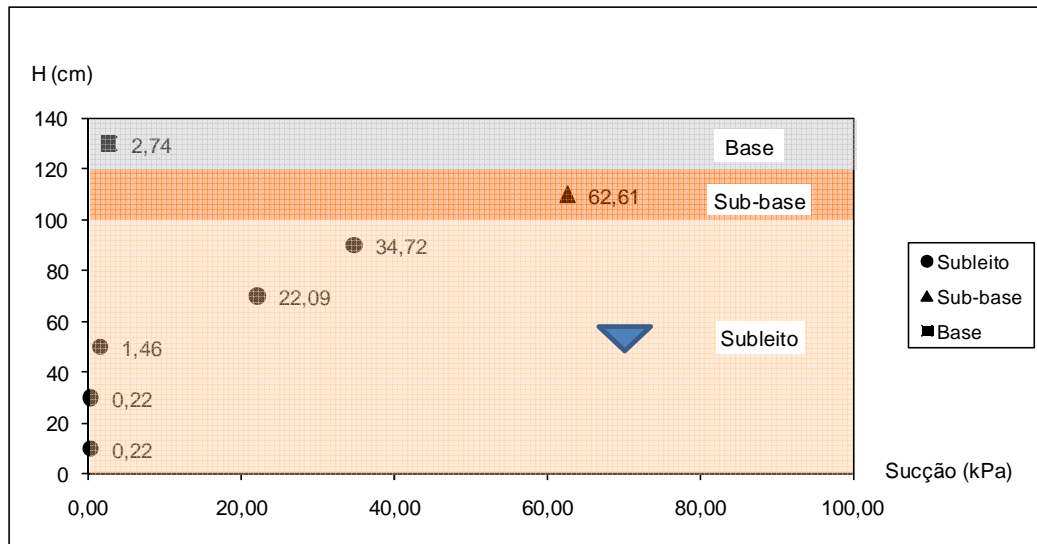


Figura 5.13: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA3, no tanque-teste.

O deslocamento vertical elástico total para este nível de equilíbrio do lençol freático está mostrado na Figura 5.14.

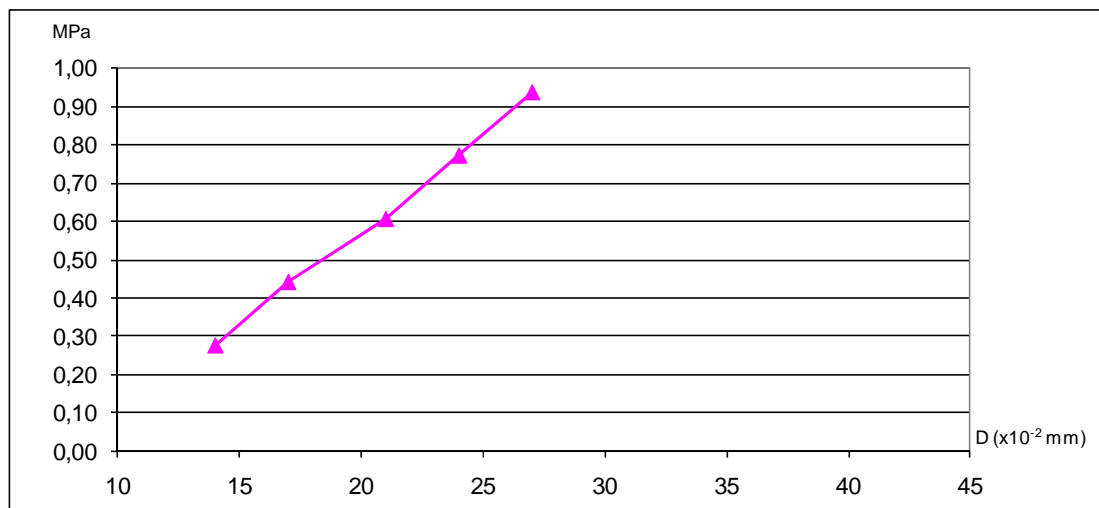


Figura 5.14: Deslocamento vertical elástico total no topo do pavimento para o caso do NA3 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.6.4. Situação NA4 - pavimento com nível d'água no topo do subleito

A seguir é mostrada uma situação extremamente rigorosa relacionada à influência ambiental no pavimento estudado: a saturação completa de um subleito.

A Figura 5.15 mostra os níveis de sucção atingidos pelos materiais das camadas do pavimento estudado. A redução do nível de sucção da camada de base mostra que a franja capilar atinge esta camada.

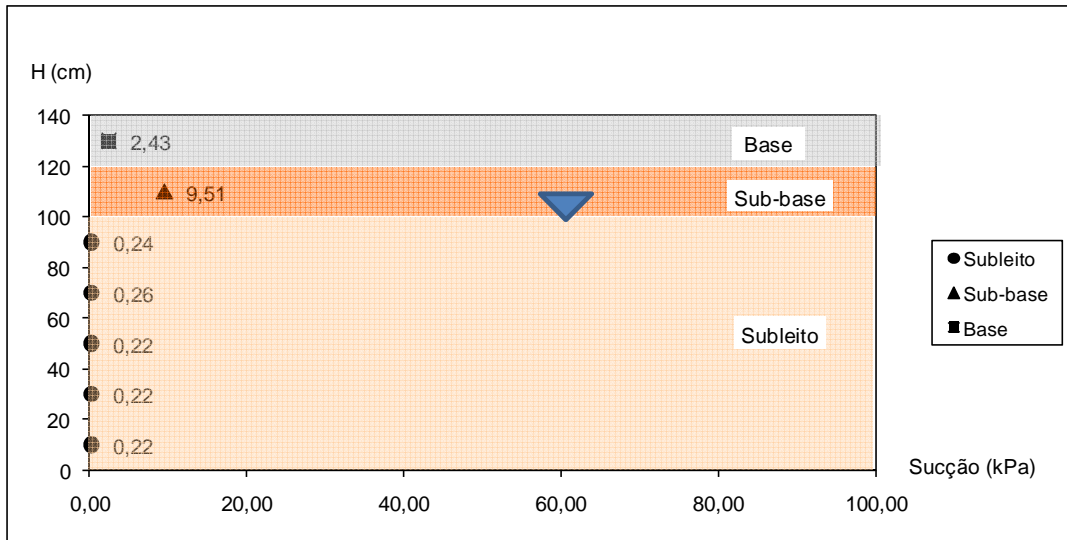


Figura 5.15: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA4.

Para esse nível de equilíbrio do NA, a Figura 5.16 mostra os valores do deslocamento vertical elástico total apresentado pela estrutura do pavimento estudado.

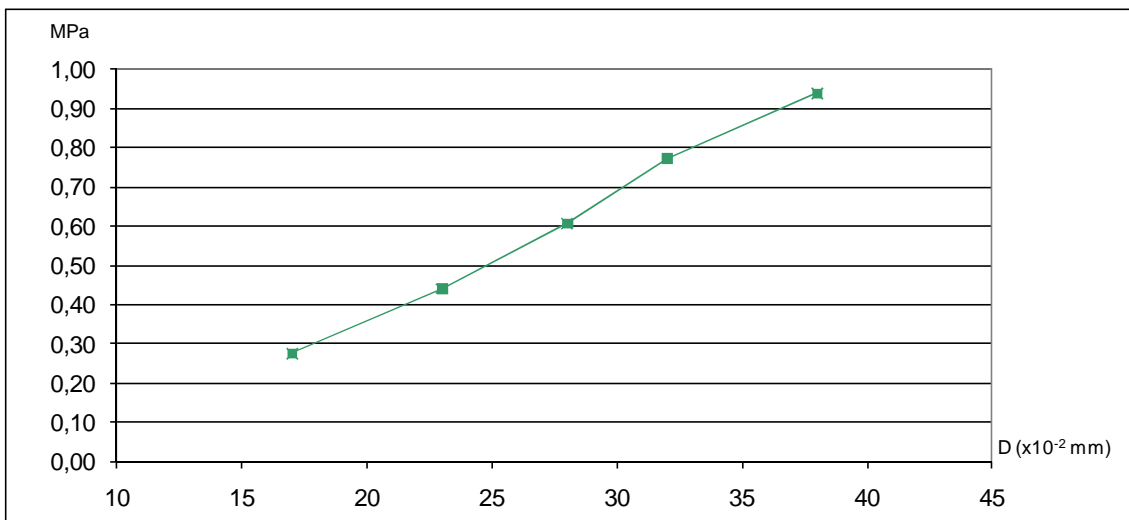


Figura 5.16: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA4 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

Como explicado anteriormente, o valor da sucção mostrado nos gráficos é dado indiretamente, a partir da leitura de umidade medida pelos TDRs com o uso da curva

característica. Caso se estivesse medindo os níveis de sucção com tensiômetros, para os casos de submersão do subleito, haveria o surgimento de poro-pressão (positiva) para os pontos situados abaixo do equilíbrio do lençol freático. Isto foi observado na leitura do tensiômetro T7, situado na base do subleito, quando se estabilizou o NA no topo desta camada para o pavimento constituído com revestimento tipo CBUQ. Este foi o momento da pesquisa em que se concluiu o desenvolvimento dos tensiômetros como será visto adiante.

5.6.5. Situação NA5 - pavimento com nível d'água descendente na metade da altura do subleito – Histerese⁴⁸

Após a análise da situação mais crítica, de saturação completa do subleito (NA4), e para que se avalie o fenômeno da histerese na oscilação do lençol freático, repete-se a altura de equilíbrio NA3, denominando-a, desta vez, de NA5. Respeitou-se a mesma regra utilizada na ascensão do NA para a espera do equilíbrio da franja de umidade, ou seja, também foi respeitado o tempo necessário para a redução da saturação nos pontos acima de cada NA estacionário escolhido.

A Figura 5.17 retrata os níveis de sucção atingido pelos materiais constituintes das camadas do pavimento estudado para a situação de equilíbrio do lençol freático NA5.

⁴⁸ Cunhada por Sir James Alfred Ewing em 1890, ela provém do grego antigo e significa “retardo”. Aqui, no presente estudo de Mecânica dos Pavimentos, ela pode conotar a alteração de comportamento, mesmo sob mesmas condições de equilíbrio do lençol freático (pois $NA3 \cong NA5$), devido à permanência de água retida nos poros do solo após cessada a carga hidráulica de um nível de equilíbrio anterior e mais agressivo (NA4).

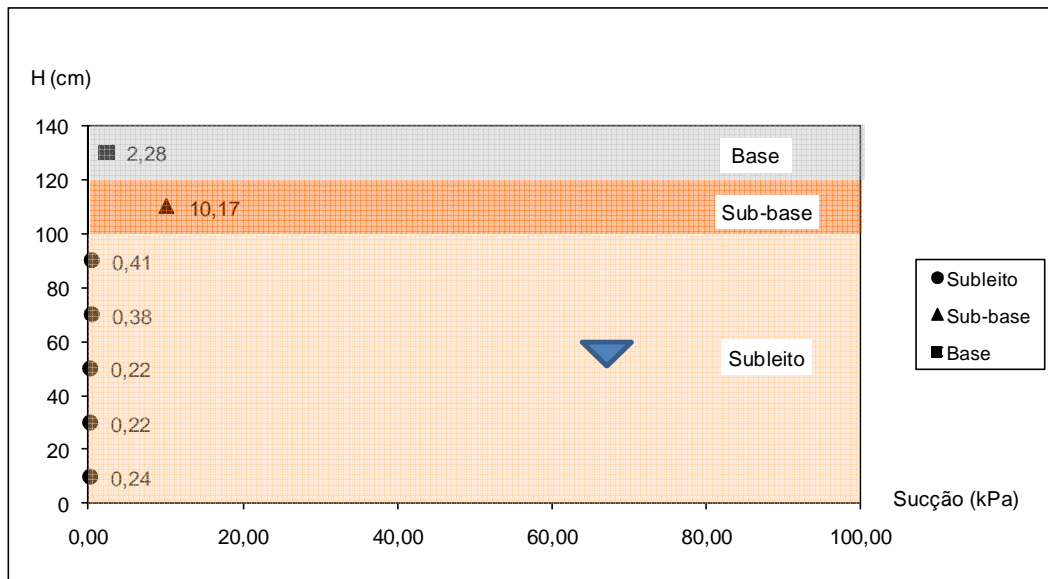


Figura 5.17: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA5.

A Figura 5.18 mostra o deslocamento elástico total da estrutura do pavimento para a condição NA5 de equilíbrio do lençol freático.

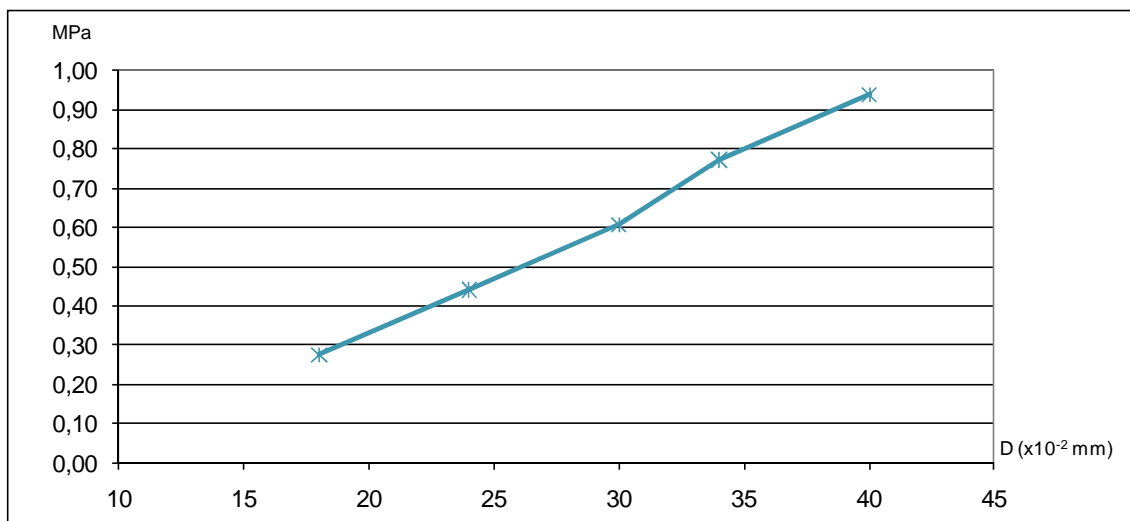


Figura 5.18: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA5 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

Para este nível de equilíbrio observa-se que não mais se atinge os valores de sucção relativos ao NA3. Isto ocorre porque muita água ficou retida nos vazios existentes nos materiais da estrutura do pavimento, mesmo para materiais de granulometria grossa.

5.6.6. Situação NA6 - pavimento com nível d'água descendente na base do subleito – Histerese

Ainda rebaixando o NA, estabiliza-se seu equilíbrio na altura especificada pelo NA6, posição outrora chamada de NA2, obtendo-se os níveis de sucção expresso pela Figura 5.19.

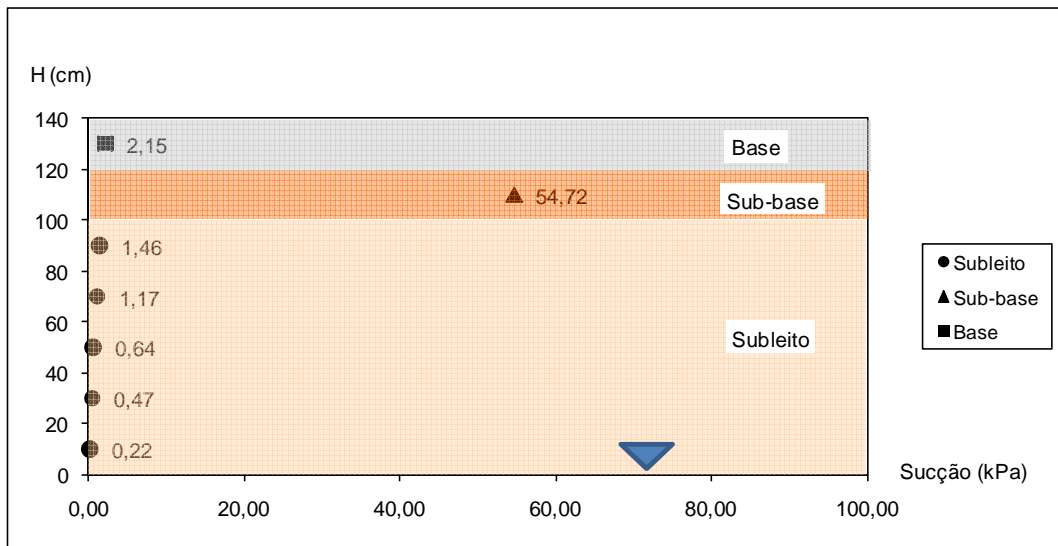


Figura 5.19: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA6, no tanque-teste.

Avaliando-se a influência do fenômeno da histerese no deslocamento total elástico do pavimento para a situação NA6, a qual se confunde com o NA2, obteve-se o gráfico expresso pela Figura 5.20.

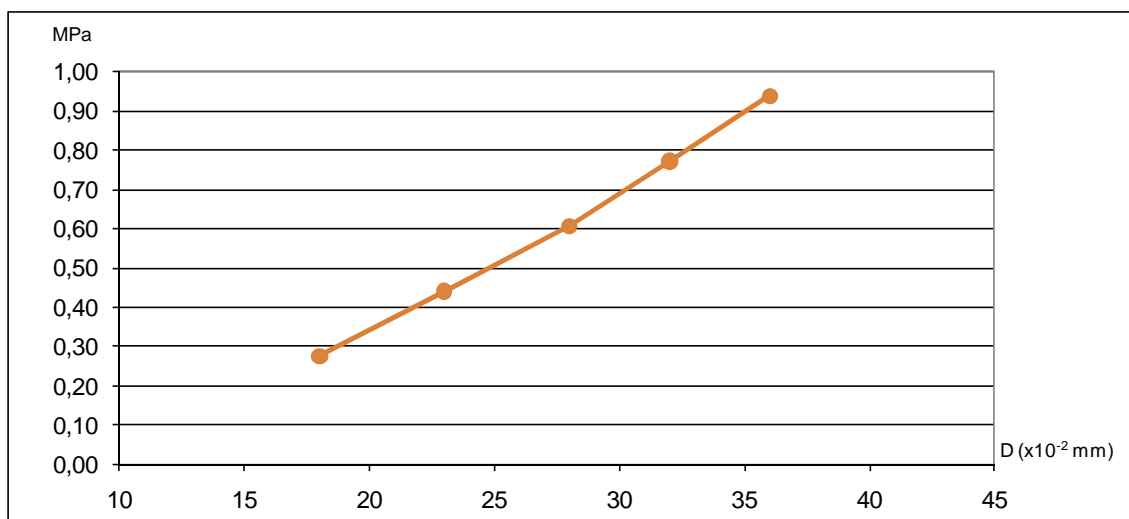


Figura 5.20: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

A título de comparação dos efeitos dos seis níveis de estabilização do lençol freático estudados apresenta-se, conjuntamente na Figura 5.20, as seis curvas de deformabilidade total elástica da estrutura do pavimento.

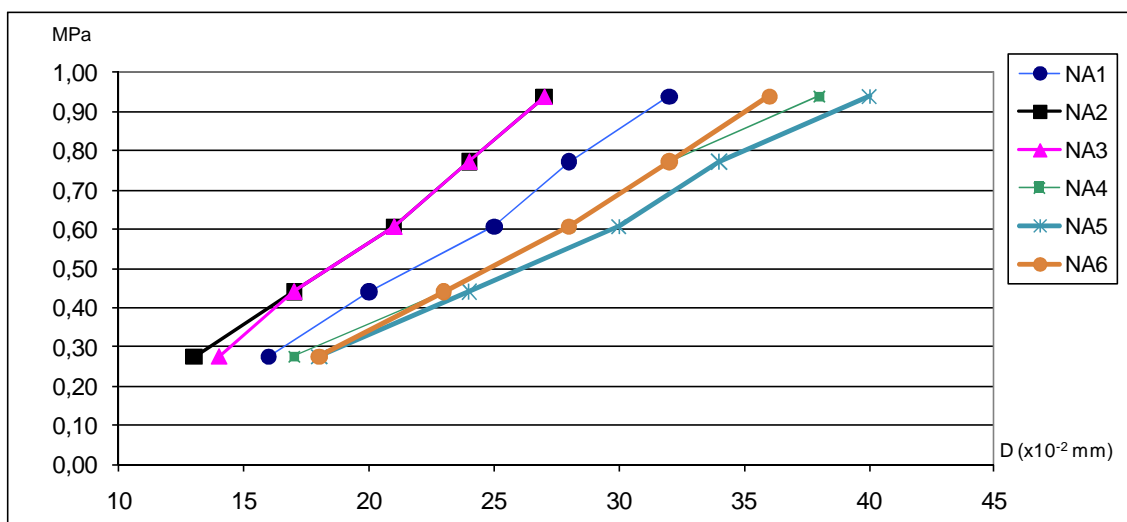


Figura 5.21: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para os casos de NA1 a NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

Observando as curvas mostradas no gráfico da Figura 5.21 pode-se concluir que:

1. Para o material empregado como subleito, o fenômeno da capilaridade ocorre até uma altura de 60 cm aproximadamente, o que é confirmado pelo diagrama onde são mostradas as medições diárias de umidade (Anexo 1);
2. Aumentando-se a carga, as diferenças entre os deslocamentos verticais elásticos totais também aumentam, sendo esta diferença de até 45%.
3. Observou-se que a deflexão total para o NA1 é maior que para o NA2 e NA3. Atribui-se ao tempo decorrido entre os ensaios (cerca de 25 dias – tempo para equilíbrio da franja capilar) a responsabilidade pelo enrijecimento da camada de sub-base (laterita). Como explica MITCHELL⁴⁹ (1993), em materiais desta natureza pode ocorrer o fenômeno da tixotropia. Acredita-se também que, alguma parcela de cimentação dos óxidos de ferro e de alumínio presentes em solos lateríticos, possam ter contribuído com um pequeno “ganho de saúde” da estrutura do pavimento simulado no tanque-teste;
4. Da mesma forma, a deflexão total para os níveis NA2 e NA3 são similares provavelmente devido à superposição dos efeitos positivos ainda atuantes do enrijecimento da laterita comentado anteriormente, com o fato da pequena magnitude das tensões que atingem esta profundidade, considerando o diâmetro da placa e as cargas utilizadas no experimento;
5. O aumento de deflexão atinge seu maior valor no NA4, quando todo o subleito encontra-se saturado, nível no qual se percebe influência da frente de umidade nas camadas de sub-base e base;
6. Houve diferenças visíveis entre os deslocamentos medidos para iguais níveis de equilíbrio (NA2 \equiv NA6 e NA3 \equiv NA5), porém em ciclos

⁴⁹ MITCHELL (1993) refere-se à química coloidal para a explicação de muitas das interações existentes no sistema água-argila, entre elas o fenômeno da tixotropia. O autor explica que muitas partículas de argila são pequenas o suficiente para se comportarem como colóides.

diferentes (secagem e umedecimento), indicando a presença de água presa nos vazios do solo nas posições descendentes do NA;

7. Não há um paralelismo entre as curvas Carga x Deslocamento para os diversos níveis de equilíbrio, confirmando haver uma dependência não linear do módulo resiliente (influenciado pela umidade), e conseqüentemente do deslocamento elástico dos materiais, com o estado de tensão aplicado.

É verdade que, em campo, as interferências na umidade do pavimento são as mais variadas possíveis, tanto contribuindo para aumentar seu teor de umidade quanto para reduzi-lo. É possível que no campo a situação NA6 possa se aproximar da situação NA2, da mesma forma NA5 e NA3 devido à evaporação, gradiente de temperatura, o próprio tráfego e outros fatores de campo. Esta característica “laboratorial” do experimento, ou seja, sala confinada; estrutura do pavimento protegida da influência solar e dos gradientes de temperatura e umidade do entorno da mesma; uma única direção vertical de drenagem; ainda que numa análise de estruturas de pavimento em verdadeira grandeza, deve ser um ponto a se considerar nas respostas obtidas pelo emprego do tanque-teste.

5.7. Estrutura do pavimento com revestimento tipo intertravado

Com a finalidade de se constatar a influência da presença do revestimento nos valores dos deslocamentos verticais elásticos totais, construíram-se dois tipos de revestimento: o intertravado e o concreto betuminoso usinado a quente.

A seguir mostram-se os resultados relativos ao pavimento com revestimento intertravado, o qual é composto de peças de concreto pré-moldadas com dimensões 10,0 cm x 20,0 cm x 8,0 cm, assentadas na forma de “trama” (Figura 5.22) e que foram especificadas e ensaiadas conforme relatado no Capítulo 4, Item 4.4.



Figura 5.22: Detalhes do ensaio da estrutura do pavimento com revestimento tipo peças pré-moldadas de concreto.

5.7.1. Situação NA1 - pavimento sem a presença do nível d'água

Esta primeira situação, conforme visto anteriormente para o caso do pavimento acabado na camada de base, simula as condições de uma obra recém construída. Para este caso em particular, deve-se considerar que já houve uma ascensão do nível d'água, que serviu para o estudo do pavimento construído até a base, estando, portanto, os materiais das camadas do pavimento já submetidos à influência sazonal caracterizada por um ciclo completo de oscilação do NA. Seu comportamento está, então, submetido às consequências da histerese.

Da análise mais detalhada do controle diário da umidade do tanque (Anexo 01) verifica-se que a umidade “de partida” para o estudo do pavimento com o revestimento tipo intertravado é superior à condição original da construção do mesmo (umidade ótima).

Com a utilização das Curvas Características dos materiais mostradas no item 5.1 obtêm-se os níveis de sucção medidos nesses pontos e exibidos na Figura 5.23.

Para a situação NA1, o deslocamento vertical elástico total, para diversos níveis de aplicação de carga está mostrado no gráfico da Figura 5.24.

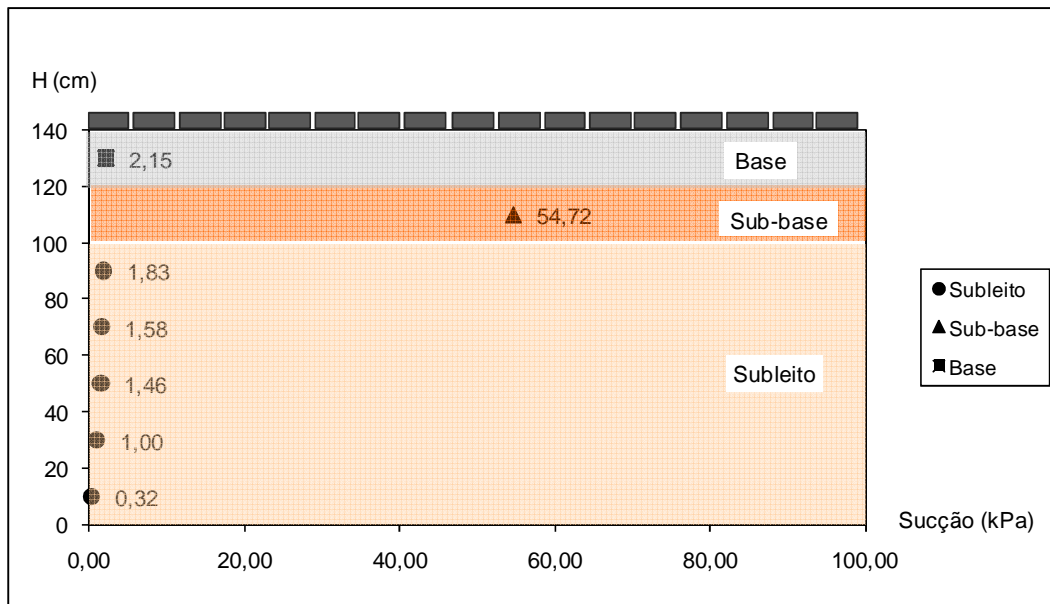


Figura 5.23: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA1 (com intertravado), no tanque-teste.

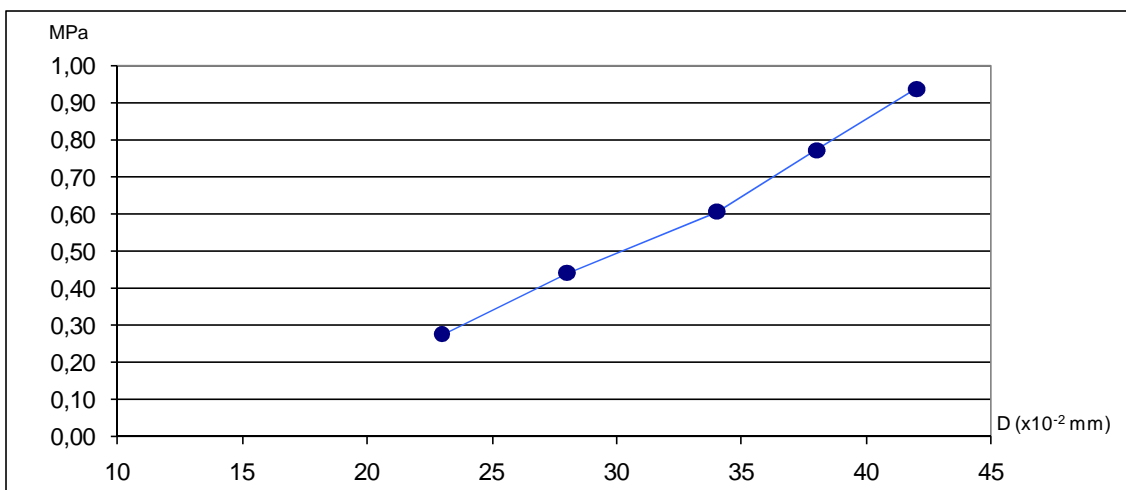


Figura 5.24: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA1 (com intertravado) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.7.2. Situação NA2 - pavimento com nível d'água na base do subleito

Considerando o nível de equilíbrio do lençol freático na base do subleito para as condições propostas nessa pesquisa, e após a espera de 4 dias para o avanço da franja capilar numa analogia ao ensaio de CBR (imersão do material por 4 dias antes do

rompimento), procede-se à avaliação dos níveis de sucção mostrados na Figura 5.25 com o auxílio das respectivas curvas características.

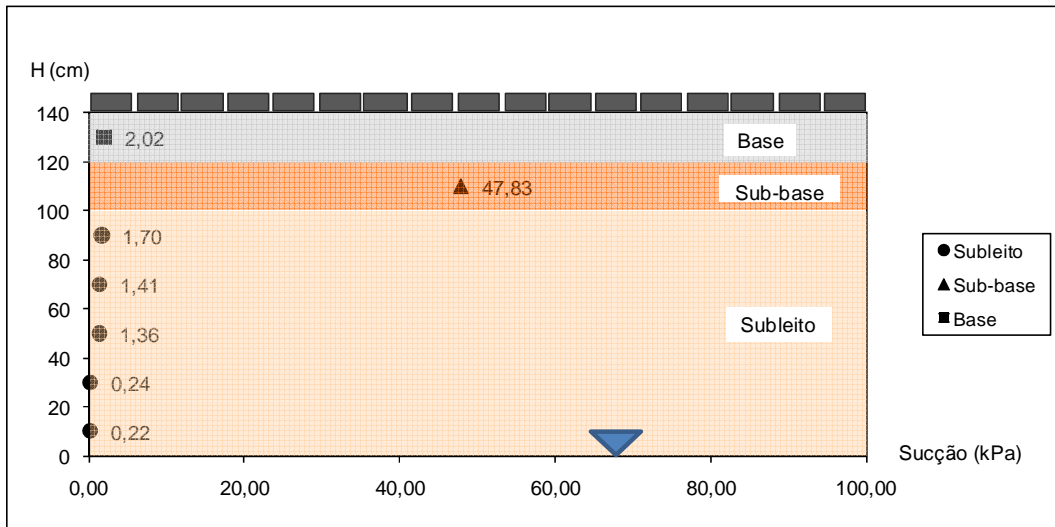


Figura 5.25: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA2 (com intertravado), no tanque-teste.

Para a situação NA2, o deslocamento vertical elástico total, para diversos níveis de aplicação de carga está mostrado no gráfico da Figura 5.26.

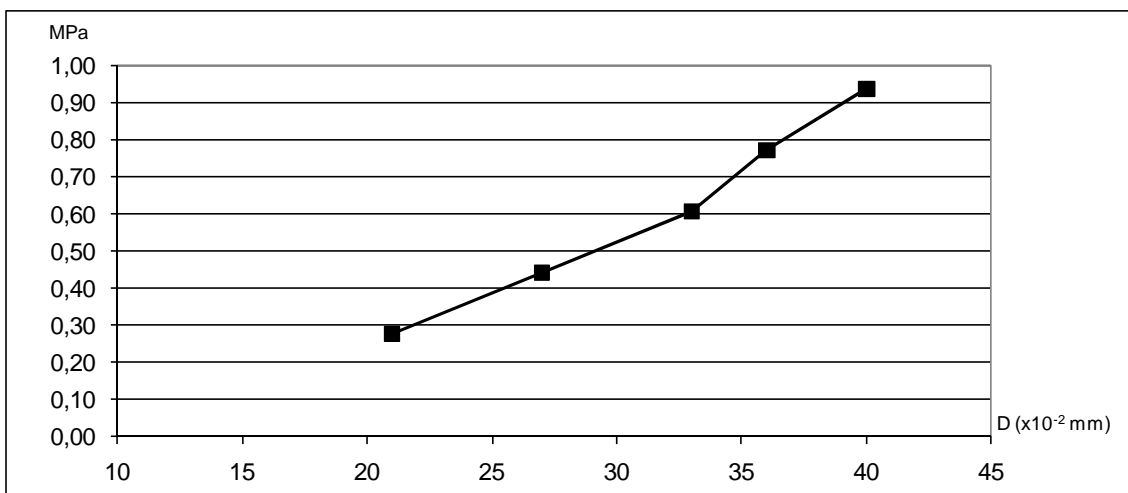


Figura 5.26: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA2 (com intertravado) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.7.3. Situação NA3 - pavimento com nível d'água na metade da altura do subleito

O próximo nível de equilíbrio corresponde à metade da altura do subleito, o qual após o estabelecimento do avanço da franja capilar por 4 dias procede-se à avaliação dos níveis de sucção mostrados na Figura 5.27.

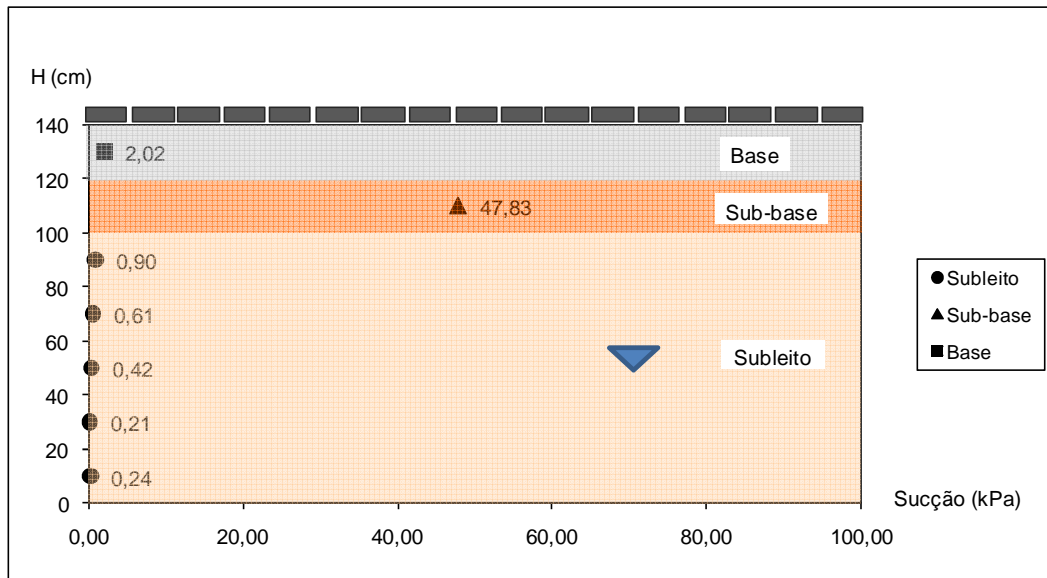


Figura 5.27: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA3 (com intertravado), no tanque-teste.

O deslocamento vertical elástico para este nível de equilíbrio do lençol freático está mostrado na Figura 5.28.

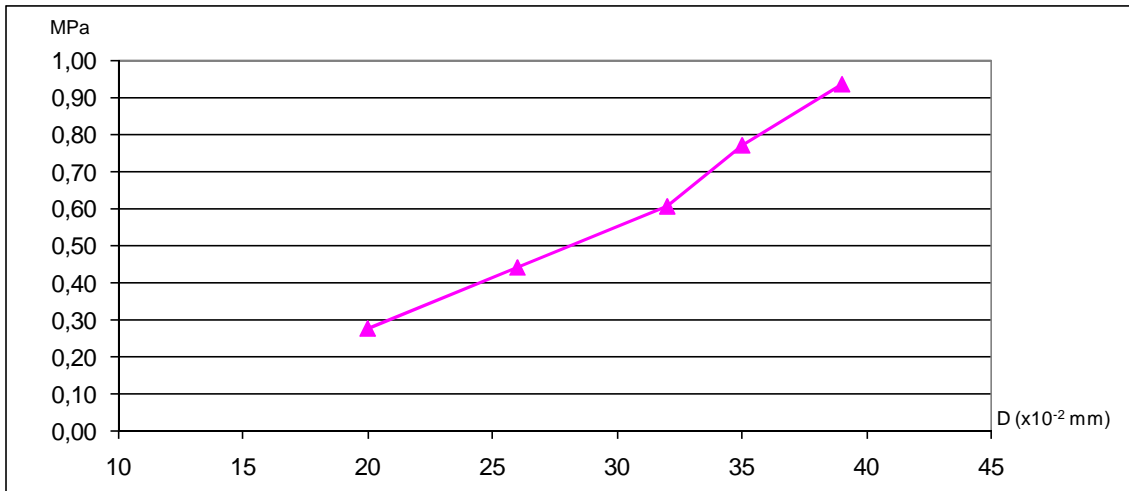


Figura 5.28: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA3 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.7.4. Situação NA4 - pavimento com nível d'água no topo do subleito

A seguir é mostrada uma situação mais rigorosa de saturação: a submersão total do subleito. A Figura 5.29 mostra os níveis de sucção atingidos pelos materiais das camadas do pavimento estudado.

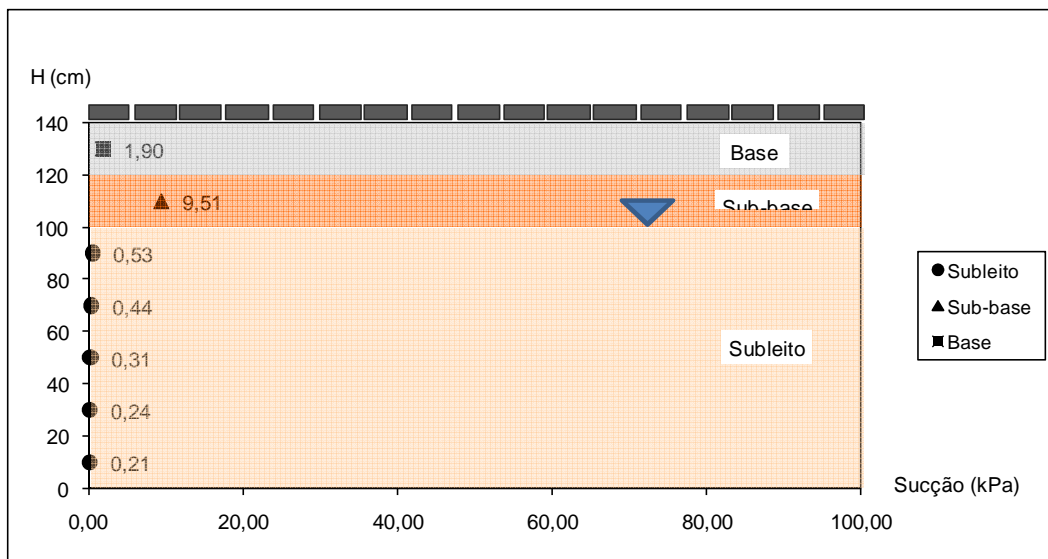


Figura 5.29: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA4 (com intertravado), no tanque-teste.

Para esse nível de equilíbrio do NA, a Figura 5.30 mostra os valores do deslocamento vertical elástico total apresentado pela estrutura do pavimento estudado.

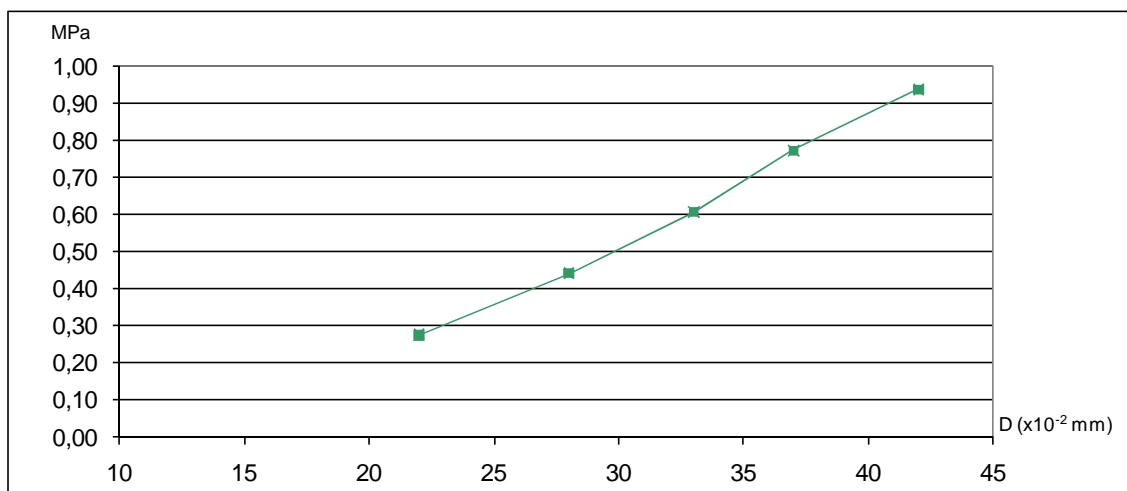


Figura 5.30: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA4 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.7.5. Situação NA5 - pavimento com nível d'água descendente na metade da altura do subleito – Histerese

Após a análise da situação mais crítica, aquela de saturação completa do subleito (NA4), descende-se novamente o NA para a altura relativa à metade do subleito, o NA5.

A Figura 5.31 retrata os níveis de sucção atingido pelos materiais constituintes das camadas do pavimento estudado para a situação de equilíbrio do lençol freático NA5.

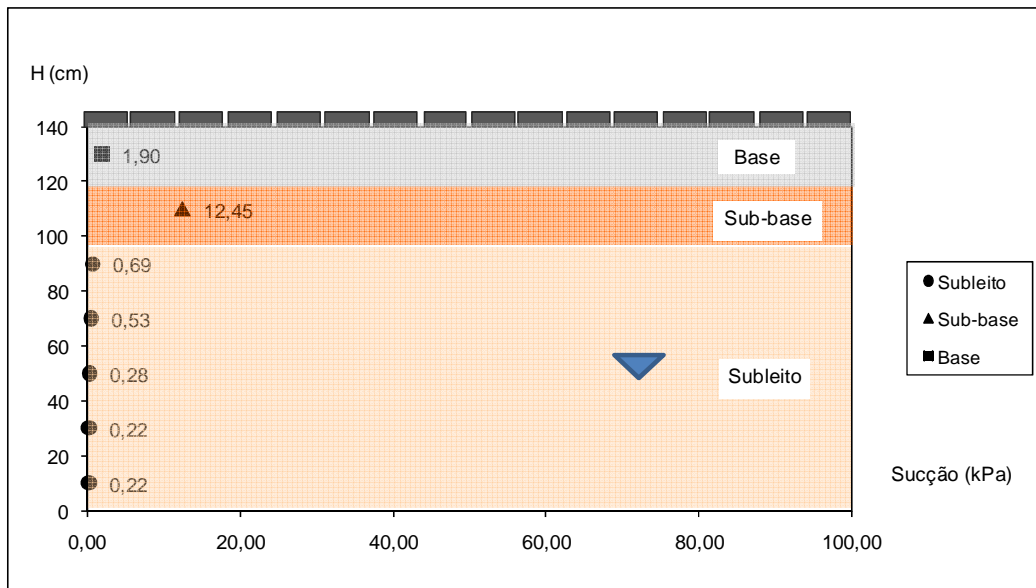


Figura 5.31: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA5 (com intertravado), no tanque-teste.

A Figura 5.32 mostra o deslocamento elástico total da estrutura do pavimento para a condição NA5 de equilíbrio do lençol freático.

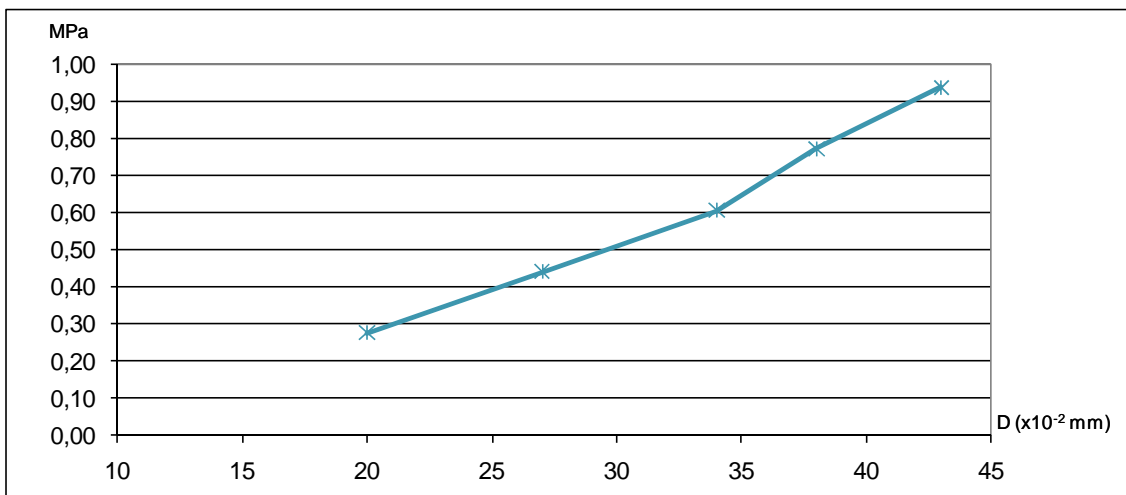


Figura 5.32: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA5 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.7.6. Situação NA6 - pavimento com nível d'água descendente na base do subleito – Histerese

Continuando a análise da influência da oscilação do lençol freático na deformabilidade elástica do pavimento, estabiliza-se o nível d'água na altura especificada pelo NA6, obtendo-se os níveis de sucção expresso pela Figura 5.33.

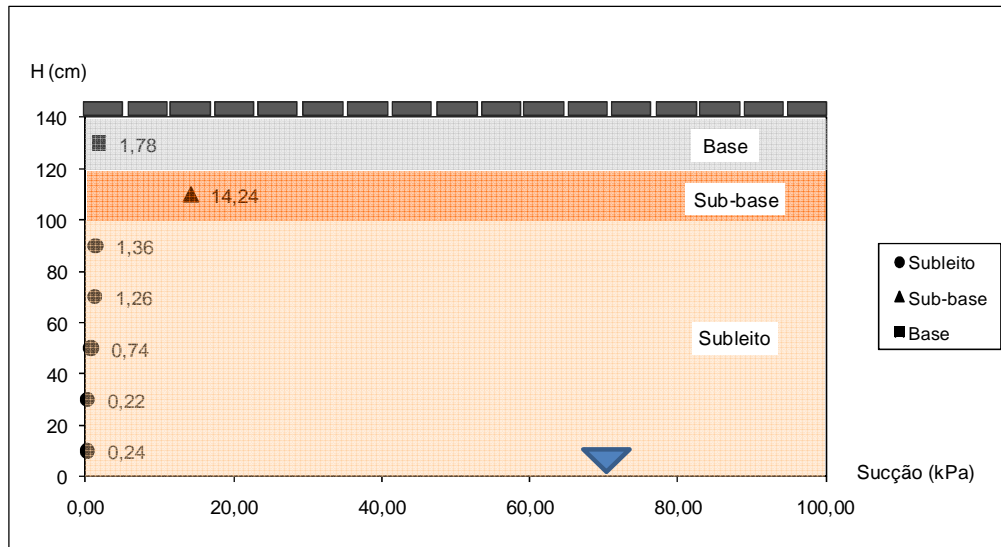


Figura 5.33: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA6 (com intertravado), no tanque-teste.

Avaliando-se a influência do fenômeno da histerese no deslocamento total elástico do pavimento para a situação NA6, a qual se confunde com o NA2, obteve-se o gráfico expresso pela Figura 5.34.

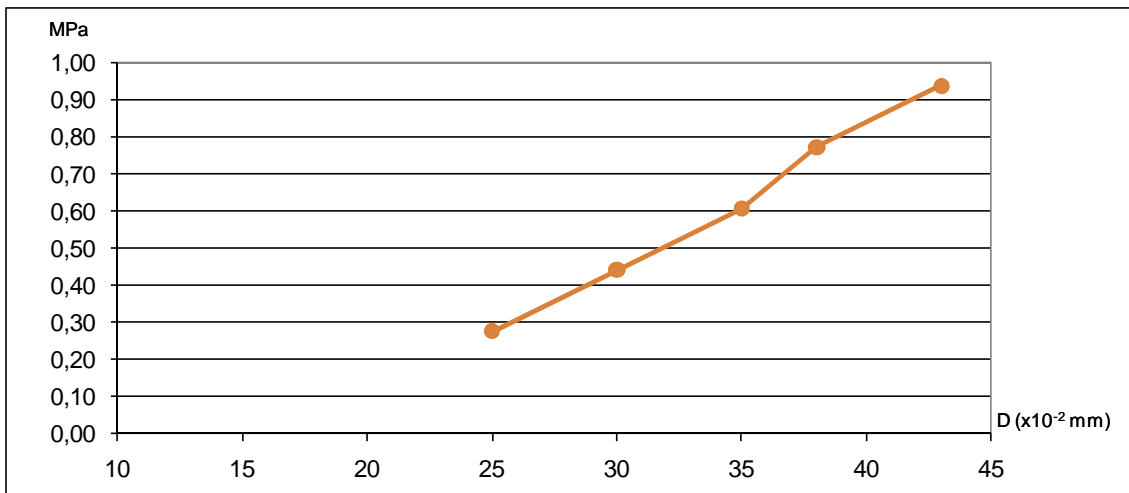


Figura 5.34: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para o caso do NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

A título de comparação dos efeitos dos seis níveis de estabilização do lençol freático estudados apresenta-se, conjuntamente na Figura 5.35, as seis curvas de deformabilidade total elástica da estrutura do pavimento com intertravado. É ainda mostrado, de forma destacada, a título de comparação, os pontos relativos ao maior deslocamento vertical da estrutura para a situação sem o revestimento. Observe que os deslocamentos para a situação do pavimento sem revestimento são menores do que para o pavimento com revestimento intertravado, sugerindo que: 1) o tempo destinado ao “equilíbrio” do NA, que para o caso do intertravado foram de apenas 4 dias (numa analogia ao ensaio CBR), não foi suficiente para elevar os teores umidade dos materiais das camadas o suficiente para aumentar os deslocamentos elásticos da estrutura; 2) o revestimento intertravado possui particularidades de comportamento que, como será explicado no Capítulo 6, carece da liberação ao tráfego para um melhor intertravamento da estrutura (PPC e colchão de areia). Da mesma forma, a maneira como se dá o contato da placa rígida com a superfície não perfeitamente nivelada das peças de concreto pré-moldadas, pode acarretar um falso deslocamento da estrutura, na verdade atribuído individualmente a uma peça.

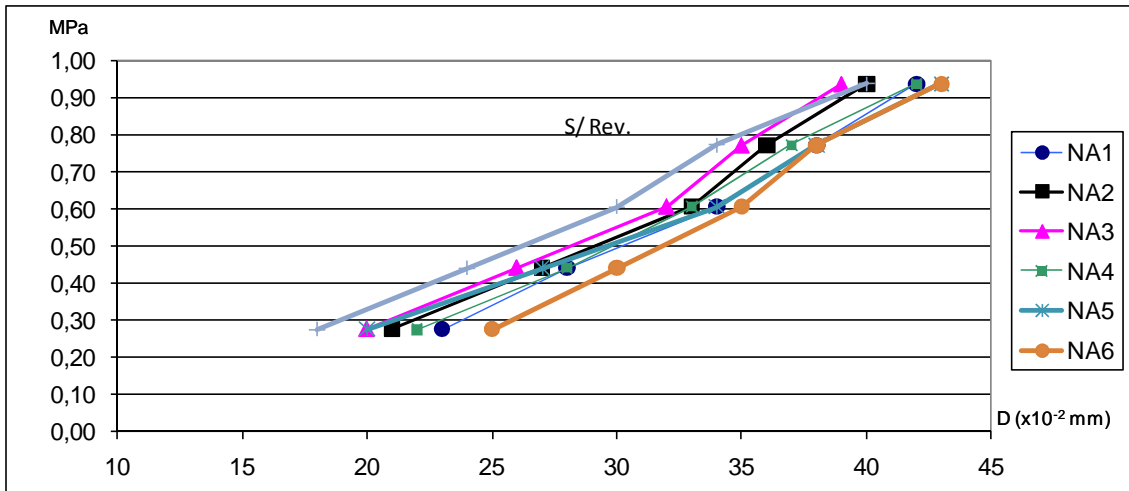


Figura 5.35: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com intertravado para os casos de NA1 a NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

Observando as curvas mostradas no gráfico da Figura 5.35 pode-se concluir que:

1. Neste caso aumentou-se o paralelismo entre os resultados, diminuindo-se as diferenças de deslocamentos para uma mesma carga. Esta aproximação dos efeitos ocorreu porque houve uma menor variação no teor de umidade dos materiais devido ao menor intervalo de tempo destinado ao avanço da franja de umidade (4 dias) entre as situações estudadas;
2. Para uma mesma carga, as diferenças entre os deslocamentos verticais elásticos totais não ultrapassam 10%;
3. Ainda se percebe diferença nas medidas de deslocamento vertical para alturas de equilíbrio do NA semelhantes (NA2 \equiv NA6 e NA3 \equiv NA5), indicando que este ciclo ocasionou a retenção de mais água nos poros dos materiais com relação ao ciclo anterior.
4. Para este tipo de revestimento, a área de contato é fundamental nas medições, pois aumentando-se esta área, além de uma óbvia diminuição da pressão de contato, um maior número de peças de concreto participam da resistência à sollicitação da carga. Esta participação como é

“intertravada” estende o domínio da resistência para além do diâmetro da área carregada. Isto ficou comprovado comparando-se os resultados obtidos com as placas de diferentes diâmetro (Anexo 02). Para a placa com diâmetro maior, os deslocamentos verticais elásticos mostraram-se ligeiramente menores, fato que não ocorreu para a situação sem o revestimento.

5.8. Estrutura do pavimento com revestimento tipo CBUQ

A influência da oscilação do NA também foi verificada para a estrutura do pavimento com revestimento tipo CBUQ. Após os ensaios com as peças pré-moldadas de concreto, estas foram retiradas juntamente com o colchão de areia, previamente à colocação do concreto asfáltico. As características construtivas e técnicas desse revestimento foram citadas no Capítulo 4.

A seguir mostram-se os resultados relativos ao pavimento com revestimento em CBUQ com espessura de 6,0 cm.

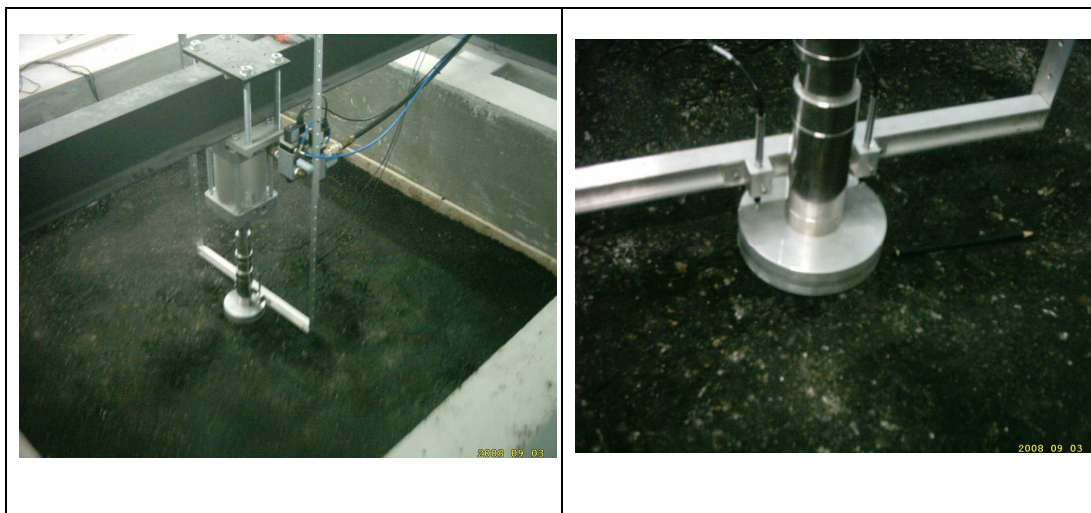


Figura 5.36: Detalhes do ensaio da estrutura do pavimento com revestimento tipo CBUQ.

5.8.1. Situação NA1 - pavimento sem a presença do nível d'água

Esta primeira situação, conforme visto para os casos anteriores visa simular as condições de uma obra recém construída. Para este caso em particular, deve-se considerar a existência anterior de 2 ciclos completos (saturação-rebaixamento) do NA. Assim, as consequências da histerese deverão ser visíveis no comportamento da estrutura.

Neste caso a umidade “de partida” também é maior que aquela da construção (Anexo 1).

Com a utilização das Curvas Características dos materiais mostradas no item 5.1 obtêm-se os níveis de sucção medidos nesses pontos e exibidos na Figura 5.37.

Para a situação NA1, o deslocamento vertical elástico total, para diversos níveis de aplicação de carga está mostrado no gráfico da Figura 5.38.

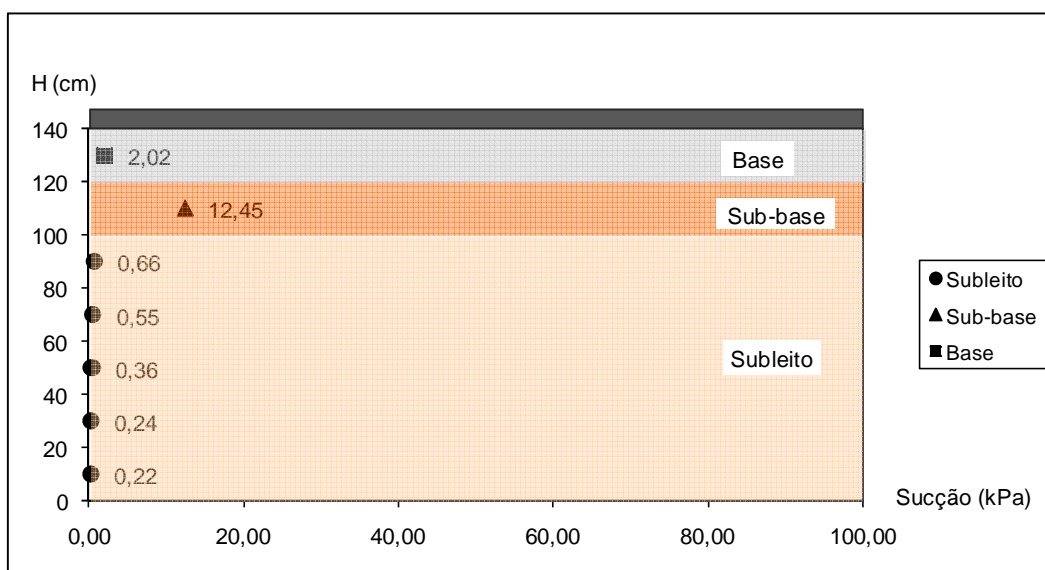


Figura 5.37: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA1 (com CBUQ), no tanque-teste.

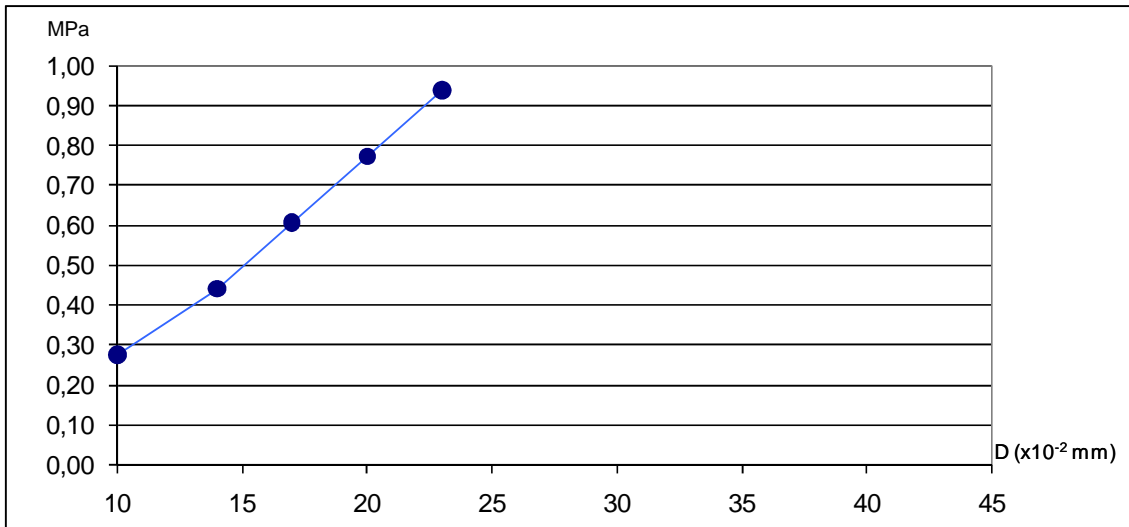


Figura 5.38: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA1 (com CBUQ) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.8.2. Situação NA2 - pavimento com nível d'água na base do subleito

Considerando o nível de equilíbrio do lençol freático na base do subleito para as condições propostas nessa pesquisa, e após a espera de 4 dias para o avanço da franja capilar, procede-se à avaliação dos níveis de sucção mostrados na Figura 5.39 com o auxílio das respectivas curvas características.

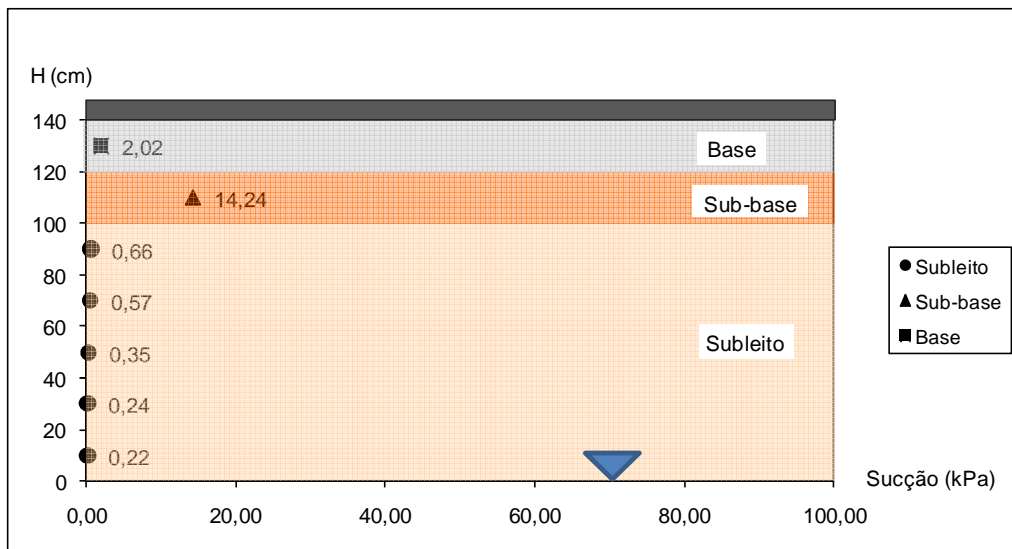


Figura 5.39: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA2 (com CBUQ), no tanque-teste.

Para a situação NA2, o deslocamento vertical elástico total, para diversos níveis de aplicação de carga está mostrado no gráfico da Figura 5.40.

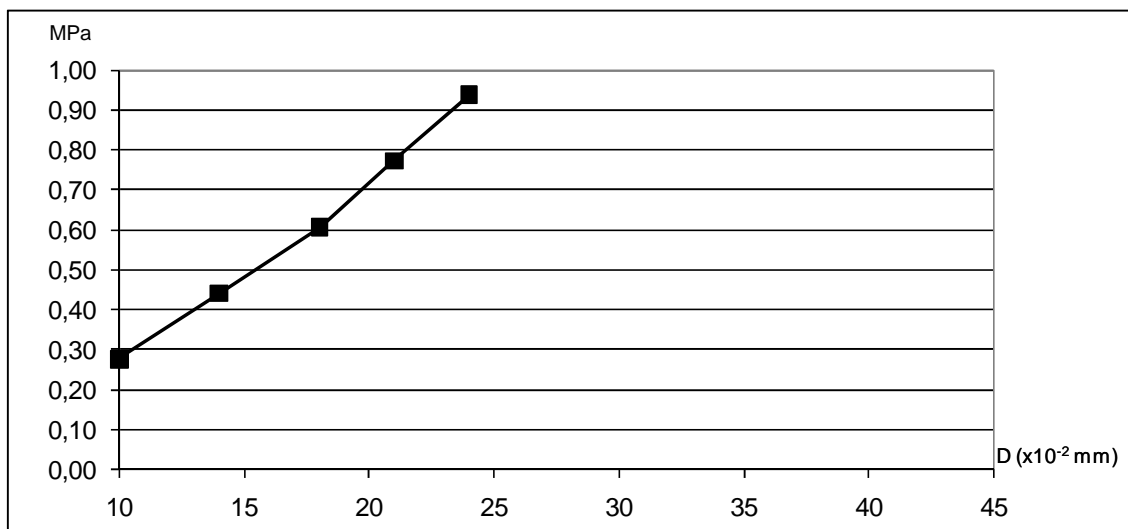


Figura 5.40: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento para o caso do NA2 (com CBUQ) e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.8.3. Situação NA3 - pavimento com nível d'água na metade da altura do subleito

O próximo nível de equilíbrio corresponde à metade da altura do subleito, o qual após o estabelecimento do avanço da franja capilar por 4 dias procede-se à avaliação dos níveis de sucção mostrados na Figura 5.41.

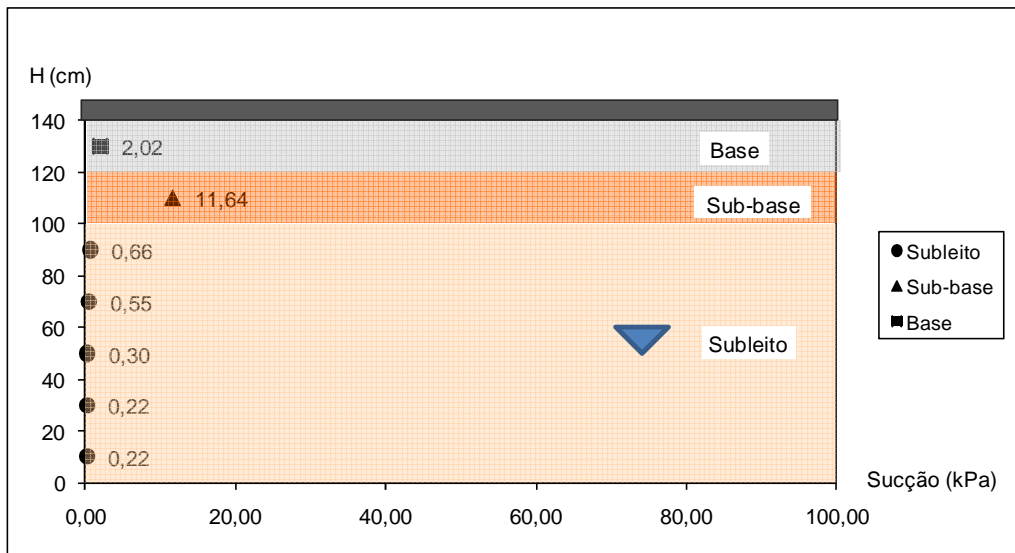


Figura 5.41: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA3 (com CBUQ), no tanque-teste.

O deslocamento vertical elástico para este nível de equilíbrio do lençol freático está mostrado na Figura 5.42.

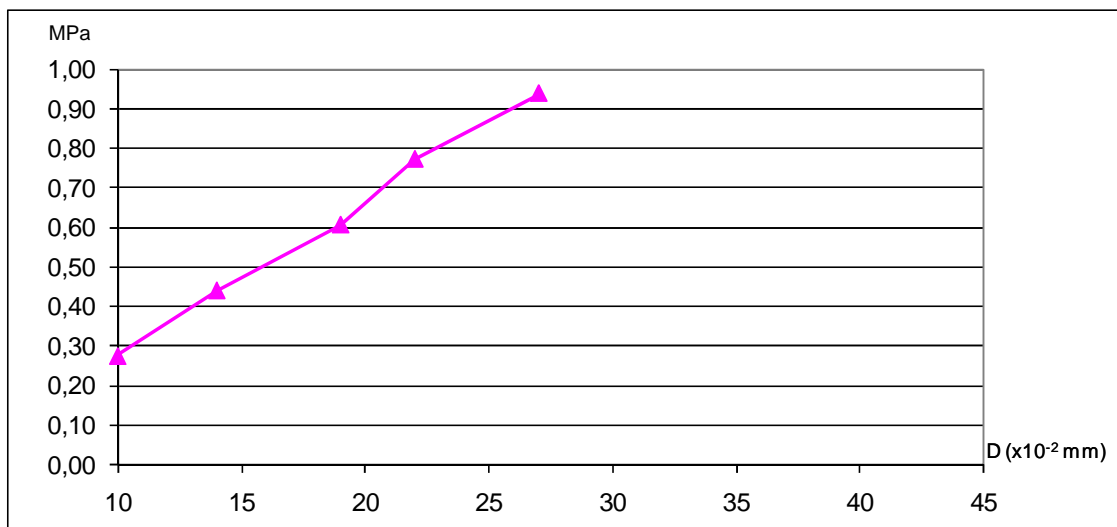


Figura 5.42: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA3 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.8.4. Situação NA4 - pavimento com nível d'água no topo do subleito

A seguir é mostrada uma situação mais rigorosa de saturação: a submersão total do subleito. A Figura 5.43 mostra os níveis de sucção atingidos pelos materiais das camadas do pavimento estudado.

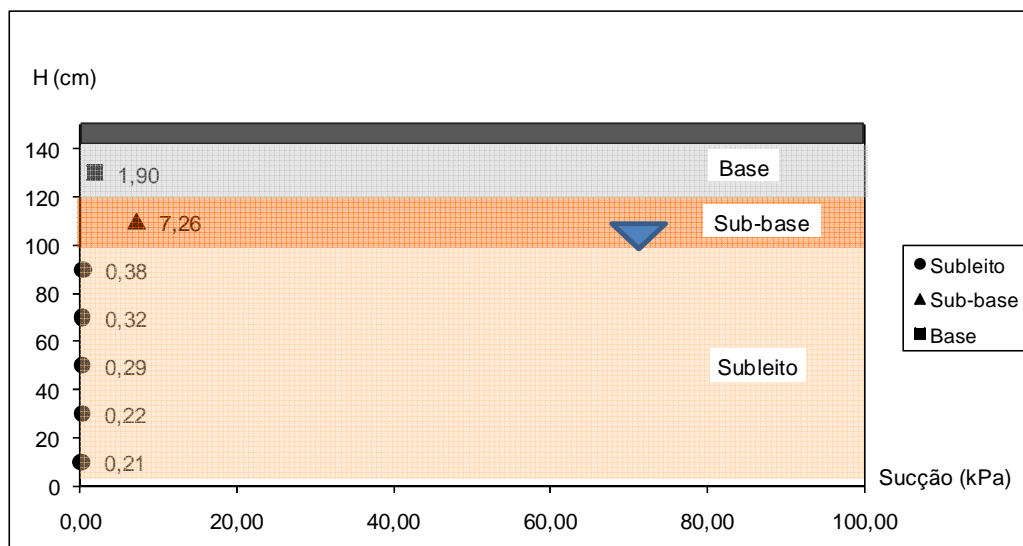


Figura 5.43: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA4 (com CBUQ), no tanque-teste.

Para esse nível de equilíbrio do NA, a Figura 5.44 mostra os valores do deslocamento vertical elástico total apresentado pela estrutura do pavimento estudado.

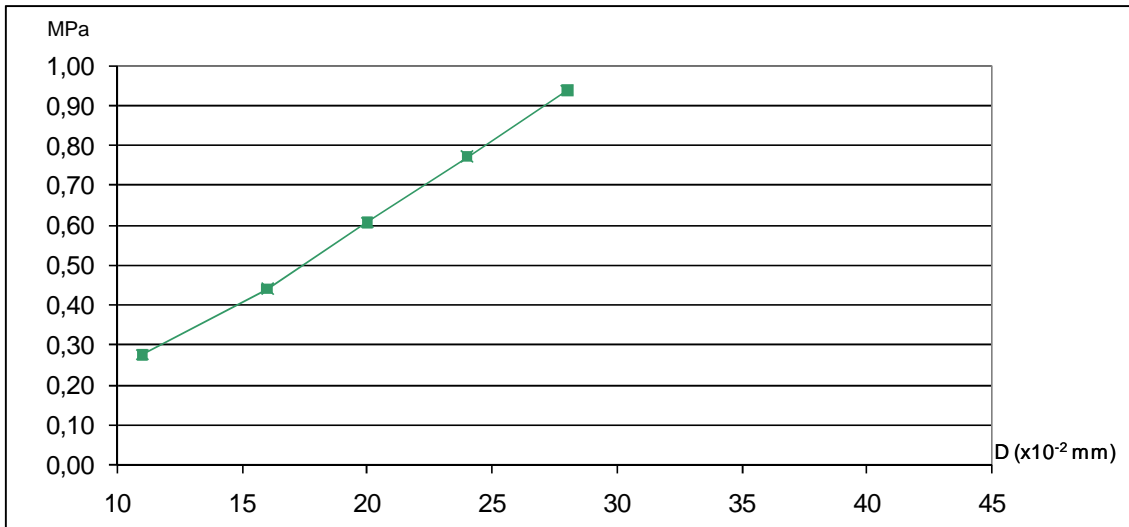


Figura 5.44: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA4 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.8.5. Situação NA5 - pavimento com nível d'água descendente na metade da altura do subleito – Histerese

Após a análise da situação mais crítica, aquela de saturação completa do subleito (NA4), descende-se o NA para a altura relativa à metade do subleito, o NA5.

A Figura 5.45 retrata os níveis de sucção atingido pelos materiais constituintes das camadas do pavimento estudado para a situação de equilíbrio do lençol freático NA5.

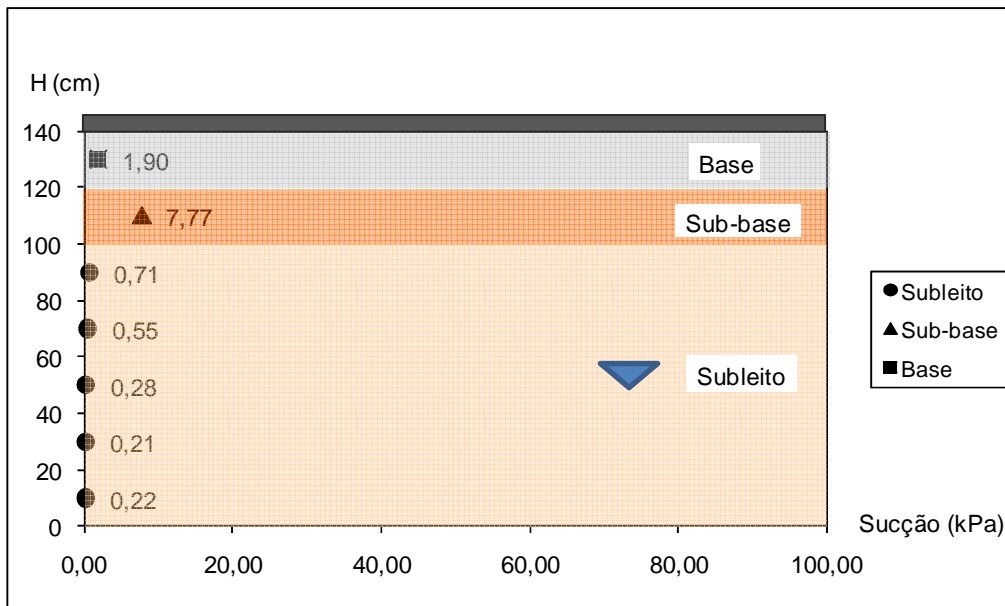


Figura 5.45: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA5 (com CBUQ), no tanque-teste.

A Figura 5.46 mostra o deslocamento elástico total da estrutura do pavimento para a condição NA5 de equilíbrio do lençol freático.

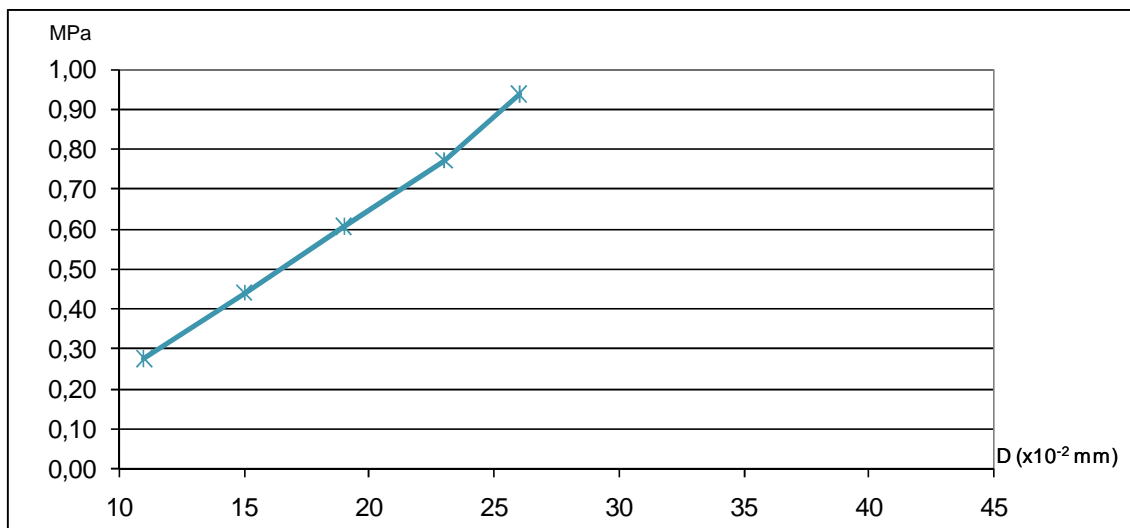


Figura 5.46: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA5 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

5.8.6. Situação NA6 - pavimento com nível d'água descendente na base do subleito – Histerese

Continuando a análise da influência da oscilação do lençol freático na deformabilidade elástica do pavimento, estabiliza-se o nível d'água na altura especificada pelo NA6, obtendo-se os níveis de sucção expresso pela Figura 5.47.

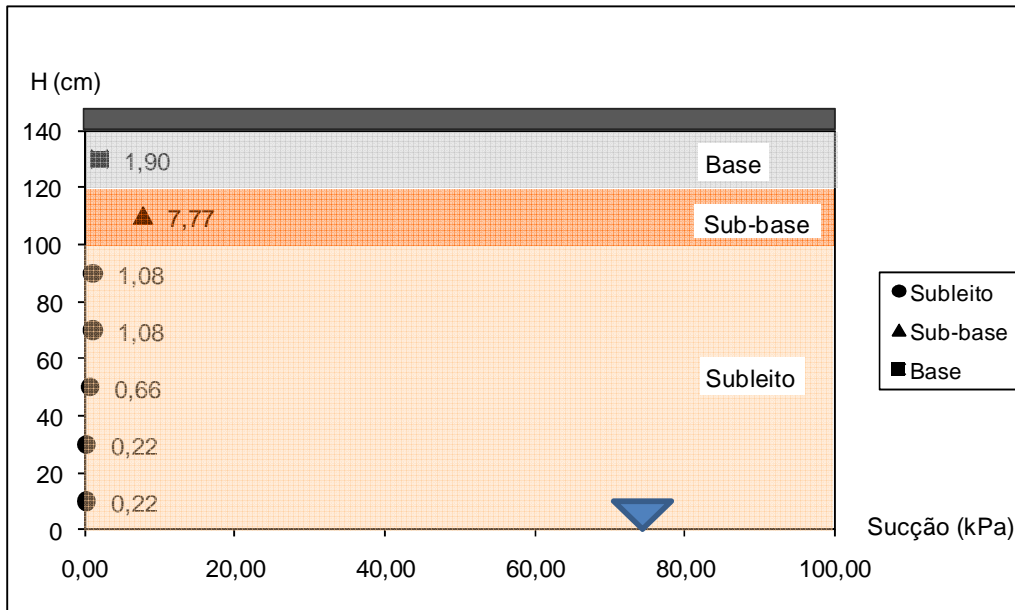


Figura 5.47: Valores de sucção ao longo do perfil do pavimento estudado nesta tese para o NA6 (com CBUQ), no tanque-teste.

Avaliando-se a influência do fenômeno da histerese no deslocamento total elástico do pavimento para a situação NA6, a qual se confunde com o NA2, obteve-se o gráfico expresso pela Figura 5.48.

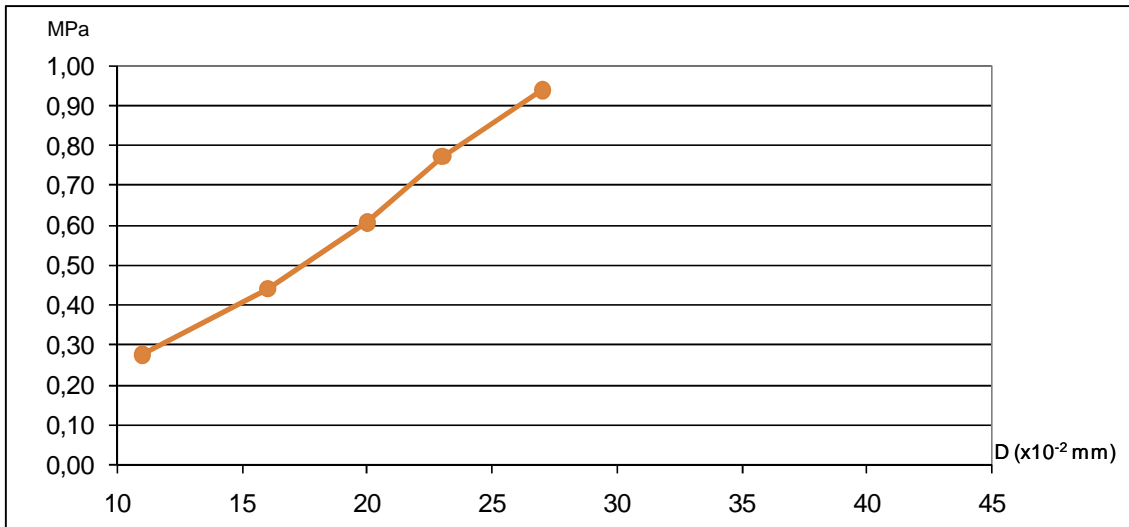


Figura 5.48: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para o caso do NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

A título de comparação dos efeitos dos seis níveis de estabilização do lençol freático estudados apresenta-se, conjuntamente na Figura 5.49, as seis curvas de deformabilidade total elástica da estrutura do pavimento. É mostrado de forma destacada os deslocamentos obtidos para o pavimento desprovido de revestimento. Observe que são quase o dobro daqueles obtidos no pavimento com revestimento de CBUQ.

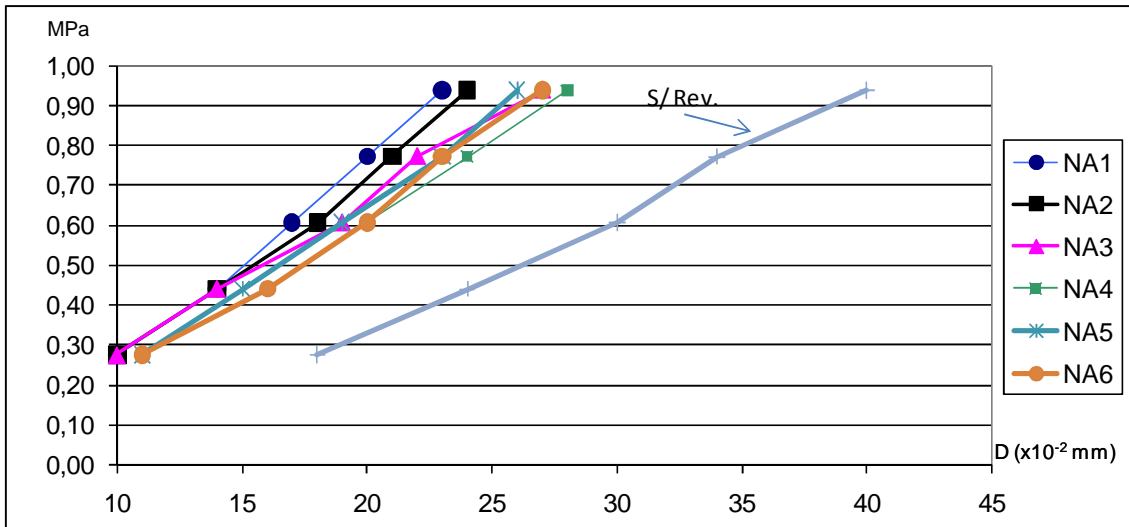


Figura 5.49: Deslocamento vertical elástico no topo do pavimento com CBUQ para os casos de NA1 a NA6 e cargas de 500 kgf, 800 kgf, 1100 kgf, 1400 kgf e 1700 kgf, aplicadas sobre uma placa com 15,2 cm de diâmetro.

Observando as curvas mostradas no gráfico da Figura 5.49 pode-se concluir que:

1. Neste caso aumentou-se o paralelismo entre os resultados, diminuindo-se as diferenças de deslocamentos para uma mesma carga. Isto porque a influência da carga nos deslocamentos ficou amenizada com a redução das tensões na estrutura do pavimento, redução esta ocasionada pela presença do revestimento;
2. Para uma mesma carga, as diferenças entre os deslocamentos verticais elásticos totais não ultrapassam 10%;
3. Ainda se percebe diferença nas medidas de deslocamento vertical para alturas de equilíbrio do NA semelhantes ascendentes e descendentes (NA2 \equiv NA6 e NA3 \equiv NA5), indicando que, apesar de dois ciclos anteriores, este ciclo ainda ocasiona a retenção de mais água nos poros dos solos;
4. Para este tipo de revestimento, CBUQ, os deslocamentos elásticos verticais totais apresentam os menores valores comparativamente com os casos anteriores. Para ilustrar esta diferença, a Figura 5.50 mostra os deslocamentos totais elásticos obtidos pelas estrutura do pavimento com

os três tipos de revestimento para o NA4 (saturação completa do subleito).

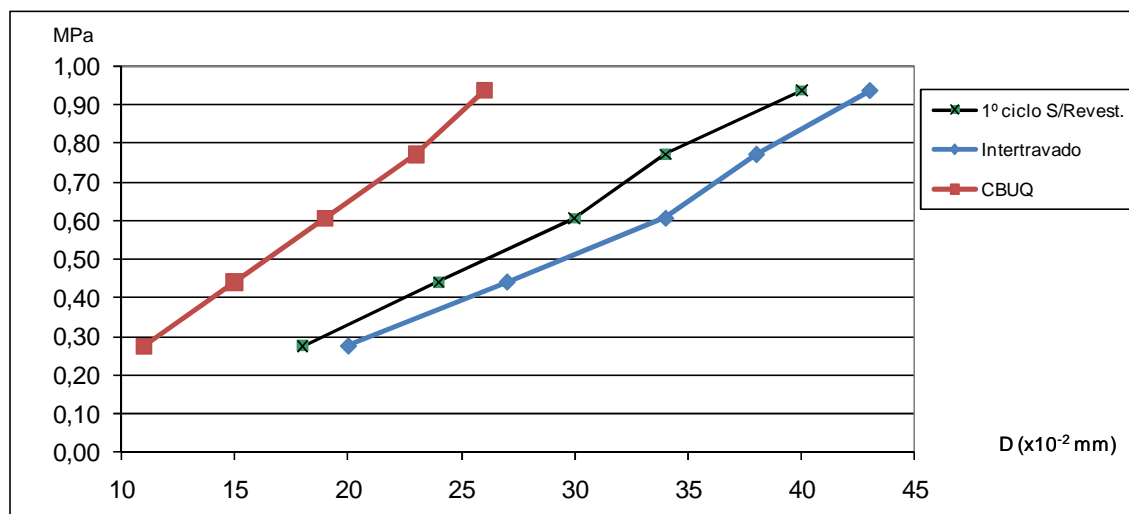


Figura 5.50: Comparativo entre os deslocamentos verticais elásticos totais no topo do pavimento para cada um dos tipos de revestimento (NA no topo do subleito).

Duas observações são extraídas da Figura 5.50:

1. A estrutura revestida com CBUQ é a que apresenta o menor deslocamento elástico vertical, resistindo mais, não obstante os dois ciclos anteriores de saturação completa do subleito.
2. A estrutura revestida com peças de concreto pré-moldada (pavimento intertravado) não foi capaz de reduzir os efeitos maléficos do avanço da umidade no perfil do pavimento. Isto possivelmente se deu pelo insipiente travamento entre as peças pré-moldadas de concreto, que tende a aumentar com a passagem das cargas, como explicado mais a frente.

Sabe-se que a pressão exercida por uma roda do eixo padrão (8,2t) é de 0,56 MPa. Desta maneira resumiu-se, na Tabela 5.4, os deslocamentos verticais elásticos do pavimento com esta pressão aplicada, para as situações mais favoráveis (NA1) e desfavoráveis (NA4) de cada um dos casos estudados (sem revestimento, com intertravado e com CBUQ). Para a obtenção dos deslocamentos elásticos, interpolaram-se os valores mostrados no Anexo 2 para as pressões de 0,44 e 0,61 MPa, para cada um dos casos de NA e revestimento.

Tabela 5.4: Deslocamentos verticais elásticos totais da estrutura do pavimento simulado no tanque teste submetido à pressão de uma roda do eixo padrão de 8,2t.

Situação do NA	Desl. Elást. para P= 0,56 MPa (x10⁻²mm)
NA1 sem Rev.	23,5
NA4 sem Rev.	26,5
NA1 com IT	32,2
NA4 com IT	31,5
NA1 com CBUQ	19,0
NA4 com CBUQ	19,0

Observando a Figura 5.3, entende-se o porquê dos valores relativamente baixos de deslocamento elásticos da estrutura. Nesta figura pode-se compreender que a sensibilidade dos módulos resilientes dos materiais aplicados na estrutura do pavimento do tanque teste com relação à água não é considerável. Mesmo frente às variações de umidade impostas pela oscilação do NA, os deslocamentos elásticos não foram elevados (comparados com os usualmente utilizados). O MR do SL, mesmo sendo saprolítico, variou de 200 a 100 MPa para uma variação de umidade de 8,5 a 15,5%; o MR da sub-base variou de 800 a 400 MPa para uma variação de umidade de 5 a 10%; e, o MR da base variou de 300 a 200 MPa para uma variação de umidade de 2 a 7%. Evidentemente que estas condições seriam diferentes caso a estrutura do pavimento fosse outra.

Capítulo 6

Análises Numéricas

A concepção da construção do tanque-teste para ensaios de pavimentos carece, agora, da validação de seus resultados. Os resultados obtidos pelo tanque-teste, embora numa escala bem mais próxima da real, ainda carrega as influências inerentes a um ambiente de laboratório. Por mais que as dimensões do experimento sejam próximas da realidade, o efeito escala, as circunstâncias de um ambiente fechado, sujeito a mínimas oscilações e trocas de calor e umidade, as dimensões finitas nas três direções, assim como outros fatores por si só já interferem na intenção de comparar esses resultados com os obtidos em campo.

Pensando nisso, escolheu-se a análise numérica por elementos finitos em três dimensões para se obterem o deslocamentos elásticos na superfície do pavimento, possibilitando a comparação com aqueles valores avaliados pelos LVDTs na superfície do pavimento.

6.1. Teoria da elasticidade aplicada a pavimentos

A teoria da elasticidade aplicada à pavimentação tem seu nascimento nas formulações obtidas por Boussinesq em 1885. Porém essas formulações apresentavam como “simplificações da realidade dos pavimentos” o fato de considerar o meio em questão como sendo semi-infinito, linear, elástico, homogêneo e isotrópico submetido a um carregamento pontual. Algumas dezenas de anos depois Burmister evoluiu o estudo inicial criando um método para determinar tensões e deformações em sistemas de duas e três camadas, como já comentado anteriormente.

Essas “simplificações” são acentuadas, sobretudo quando se trabalha numa estrutura como a montada para esta tese: um tanque-teste com um perfil em grandeza real de um pavimento típico rodoviário, mas com dimensões finitas em qualquer das 3 direções.

A partir daí, e com a imprescindível ajuda dos recursos computacionais, inúmeros programas foram criados com o propósito de analisar a estrutura multicamadas do pavimento, dos quais elencam-se algumas citadas por FRANCO

(2007): BISAR, desenvolvido em 1978 pela *Shell Oil*; ELSYM5, na Universidade da Califórnia; ALIZE III, pelo *Laboratoire Central des Ponts e Chaussés*; o KENLAYER, pela Universidade de Kentucky, JULEA; CIRCLY (WARDLE, 1996), pelo *Austroroads*; o LEDFAA, pela *FAA*; MECAF3D e o FLAPS em 1991 por RODRIGUES; RIOPAVE, por AEDO (1997); além do FEPAVE, utilizado pela COPPE/UFRJ, desenvolvido na Universidade de Berkeley em 1968.

Muitos dos *softwares* citados e outros que porventura não foram aqui lembrados utilizam um dos dois processos de cálculo distintos: analítico, pela teoria de Burmister; ou pelo Método dos Elementos Finitos. Dependendo da situação do carregamento os métodos assumem condições de contorno variadas.

Com vistas a se obter uma melhor análise, livre de erros sistemáticos e de interpretação de resultados, procurou-se nesta tese submeter a uma análise numérica por Elementos Finitos a estrutura do tanque-teste e do pavimento construído. Para tanto se buscou auxílio no programa EFin3D, uma ferramenta contida num pacote maior denominado SisPav, criado por FRANCO (2007), um programa de análise por elementos finitos em 3D, cuja rotina de cálculo baseia-se no já conhecido e amplamente aceito FEPAVE.

O EFin3D é um *software* que aproveita algumas rotinas específicas do RIOPAVE e tem como base o programa exemplo do curso de Introdução ao Método dos Elementos Finitos do Programa de Engenharia Civil da COPPE (RIBEIRO⁵⁰, 2003a apud FRANCO, 2007), criado com o objetivo de adaptar a técnica do MEF à particularidade da análise de estruturas de pavimentos.

A limitação da aplicação direta do programa EFin3D em sua forma original à estrutura estudada nesta tese reside em sua opção de “Geração Automática da Malha” de elementos finitos. Isto porque o programa supõe uma geometria inaplicável ao caso das dimensões particulares do tanque-teste. A geometria gerada pela opção automática do programa considera os seguintes parâmetros:

⁵⁰ RIBEIRO, F.L.B., *Introdução ao Método dos Elementos Finitos*, Notas de Aula, Disponível em <<http://www.ufrj.br/~fernando>>, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2003.

- Na direção X: número de pontos constante e igual a 15, sendo os extremos sempre iguais a 20 vezes o raio do carregamento.
- Na direção Y: número de pontos variável dependendo do carregamento, podendo ter até 15 pontos, sendo um dos extremos sempre a origem ($y=0$); e o outro extremo próximo a 20 vezes o raio do carregamento.
- Ao longo da profundidade o número de pontos foi fixado em 20; sendo as duas primeiras camadas divididas em três subcamadas, as demais, divididas em duas subcamadas apenas. Os pontos restantes são distribuídos ao longo do subleito, sendo o último ponto localizado em uma profundidade tal que a fronteira rígida fique a 50 vezes o raio do carregamento do topo do subleito;
- Além desses pontos, mais 15 pontos (quando houver simetria nas rodas) ou 24 (quando não houver) em cada roda são criados para modelar o carregamento, conforme detalhado na Figura 6.1.

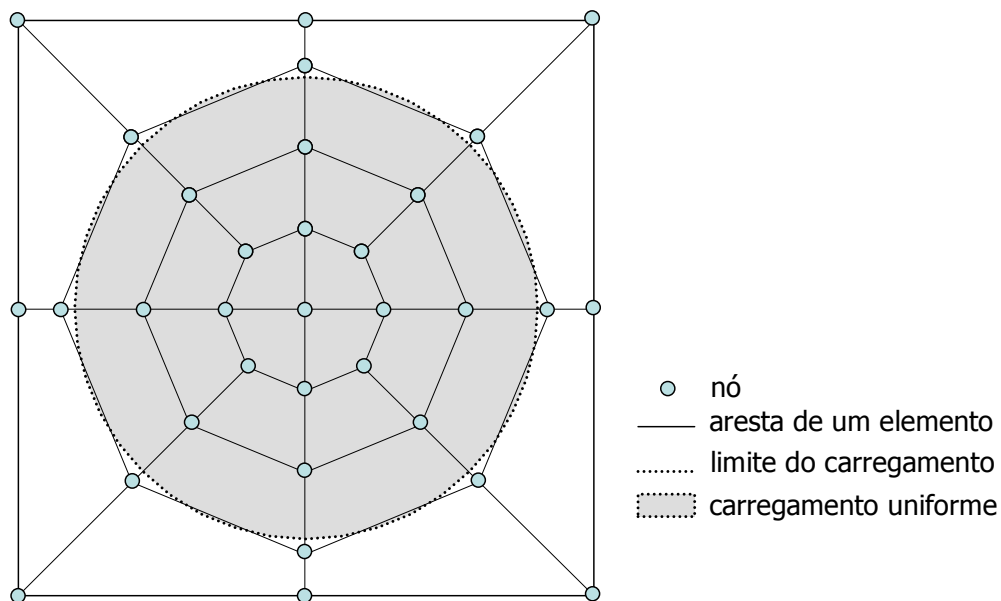


Figura 6.1: Detalhe da malha de Elementos Finitos no contato pneu / pavimento (FRANCO, 2007).

Neste programa, as condições de contorno dos nós definem uma fronteira rígida no subleito, que possui profundidade finita; nos eixos de simetria, onde os

deslocamentos normais ao eixo são restritos; e na borda da malha, onde, também, os deslocamentos normais às bordas são restritos.

6.2. Adaptação das definições originais e automáticas do programa EFin3D ao caso do tanque-teste

As principais adaptações àquilo que é automático e padronizado no EFin3D foram sugeridas pelo próprio autor do programa⁵¹ e são, para o caso do tanque-teste principalmente a malha de elementos finitos e as condições de contorno.

A malha concebida para o caso do tanque teste está ilustrada na Figura 6.2, e baseia-se nas seguintes considerações:

- Na direção X: número de pontos constante e igual a 15 (7 para cada lado e o centro da carga), sendo os extremos coincidentes com as paredes do tanque;
- Na direção Y: 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.

Para as condições de contorno considerou-se que:

- os pontos fronteiros com as paredes e com o fundo do tanque são indeslocáveis nas 3 direções devido ao atrito com o concreto⁵²;

⁵¹ Filipe Augusto Cinque de Proença Franco. Sua tese de Doutorado, defendida em 2007 da COPPE, apresenta o programa Efin3D como ferramenta de outro programa denominado SisPav.

⁵² EHRLICH, M. (2009) afirma que na interface solo-parede (do tanque-teste) caberia uma “relativa liberdade ao deslocamento”. Como o software EFin3D possui apenas as hipóteses 0 ou 1 respectivamente para a condição “livre” ou “restrita” ao movimento, realizou-se, por sugestão, a comparação entre as deslocabilidades para as hipótese de liberdade total e restrição total nos contatos com a parede do tanque. Os resultados mostraram uma diferença desprezível de 0,6%, tornando 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.

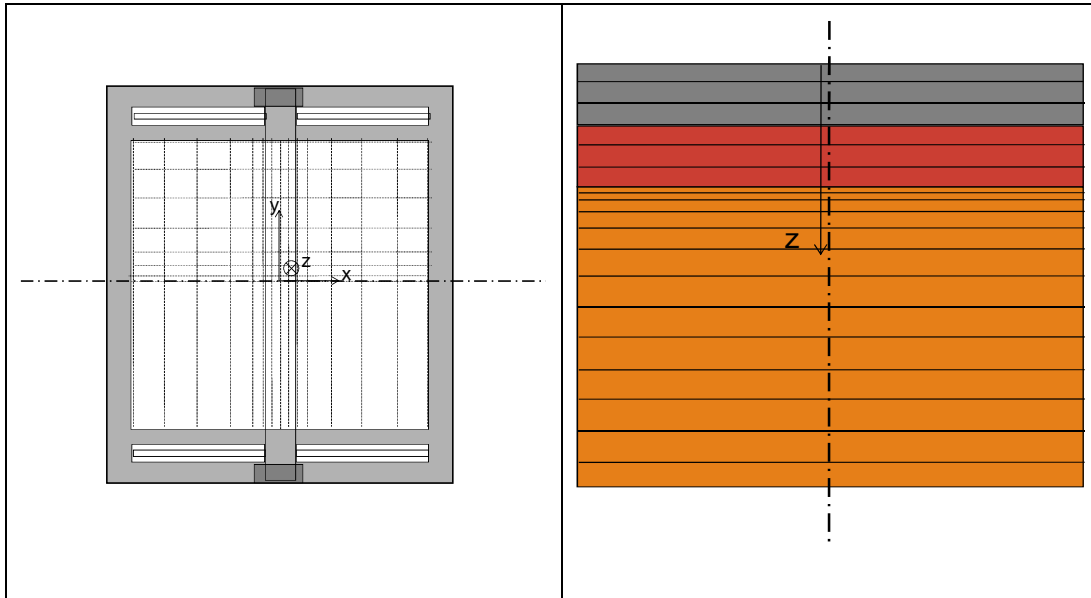


Figura 6.2: Detalhes da malha de elementos finitos utilizada na análise numérica do tanque-teste (direções x e y e direção z).

KAKUDA (2009) desenvolveu uma caixa metálica com dimensões 1,5 m x 1,5 m x 1,2 m (C x L X A), onde simulou a construção de um pavimento composto de uma capa asfáltica em CBUQ (7,0 cm), uma base granular (40,0 cm) e um subleito (50,0 cm). O autor utilizou o Programa Plaxis de análise por elementos finitos bi-dimensional, especialmente concebido para realizar análises de deformações, deslocamentos e estabilidade para vários tipos de aplicações geotécnicas. Concluiu que as dimensões ideais para a caixa seria uma seção com 2,0 m x 2,0 m, mas por falta de espaço no laboratório de estradas da EESC/USP, a mesma foi construída com 1,5 m de seção. As consequências dessas dimensões da caixa metálica foram avaliadas com base na comparação entre as bacias obtidas para esta seção e para a seção de 3,0 m x 3,0 m, o que se mostrou inferior a 5%. O autor utilizou um sistema pneumático de carga com capacidade de 40 KN, com duração de 1Hz, distribuída numa placa circular metálica com 300 mm de diâmetro com uma borracha de 4,0mm de espessura no contato com o pavimento para se evitar rupturas localizadas.

6.3. Considerações sobre o Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_0)

Empuxo no repouso (ou empuxo neutro) é, segundo TSCHEBOTARIOFF⁵³ (1978) apud SANTA MARIA (2002), o valor da tensão lateral na massa do solo “*in situ*” indeformada e inalterada, situada entre os valores correspondentes ao estado passivo e ativo do mesmo solo.

SANTA MARIA (2002), estudando o comportamento reológico de um solo argiloso saturado proveniente do Rio Sarapuí (RJ), apresentou um equipamento denominado “Célula K_0 ”, concebido para medição em laboratório do coeficiente de empuxo no repouso (K_0).

SANTA MARIA (2002) cita DONATH⁵⁴ (1891), o qual introduziu originalmente o conceito de K_0 como sendo a razão entre o empuxo horizontal e o vertical do solo, resultante da aplicação de um carregamento vertical sob a condição de deformação lateral nula.

Após os estudos de DONATH (1891), SANTA MARIA (2002) afirma que o próximo trabalho significativo sobre K_0 foi realizado por TERZAGHI⁵⁵ (1920) no Robert College da Universidade de Harvard. O renomado pesquisador utilizou o Método da Fita de Atrito (“Friction Tape Method”), chegando a valores de K_0 para areia grossa em torno de 0,42. Em 1925, feitas as devidas modificações e adaptações no equipamento, ele apresentou valores para uma argila residual amarela e argila marinha azul em torno de 0,7.

TERZAGHI⁵⁶ (1923) apresentou a Equação 6.1 para a determinação de K_0 em termos do ângulo de atrito interno mobilizado (ϕ'_0).

⁵³ TSCHEBOTARIOFF, G.P., *Fundações, Estruturas de Arrimo e Obras de Terra*, Ed. McGraw-Hill, 1978.

⁵⁴ DONATH, A.D., *Untersuchungen ueber den Erddruck auf Stützwände*, 1891, *Zeitschrift für Bauwesen*, 41: 491-518.

⁵⁵ TERZAGHI, K., *Old Earth Pressure Theories and New Test Results*, *Engineering News Record* 85, 14: 632, 1920.

⁵⁶ TERZAGHI, K., *Discussion of lateral earth pressure: the accurate experimental determination of the lateral earth pressure, together with a resume of previous experiments*, *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 86, 1525-1543, 1923.

$$K_0 = \frac{1 - \text{sen}(\phi'_0)}{1 + \text{sen}(\phi'_0)} \quad (6.1)$$

Posteriormente BISHOP⁵⁷ (1958) apud SANTA MARIA (2002), afirmou que o peso dos depósitos sucessivos de camadas de solo promovem um adensamento sob condições de deformação lateral aproximadamente nula. A razão entre as tensões efetivas horizontal e vertical de um solo adensado sob condições de deformação lateral nula, sendo essas tensões, as tensões principais, é normalmente denominada coeficiente de empuxo no repouso, representada pelo símbolo K_0 e pela Equação 6.2.

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (6.2)$$

JAKY⁵⁸ (1944) apud SANTA MARIA (2002), chegou a uma relação entre K_0 e o ângulo de atrito interno máximo (ϕ') analisando uma massa de solo com inclinação igual ao ângulo de repouso (definido por Darwin, em 1883, como a maior inclinação com a horizontal que uma massa de solo permanece em equilíbrio). JAKY (1944) admitiu que este ângulo é igual ao ângulo de atrito interno ϕ' . Essa hipótese é razoável para o caso de solos sedimentares e normalmente adensados, para os quais o ângulo de repouso é igual ao ângulo de atrito a volume constante, ϕ'_{cv} , que por sua vez, para esses solos, é igual a ϕ' . O autor apresentou, então, a Equação 6.3.

$$K_0 = (1 - \text{sen}\phi') \frac{1 + \frac{2}{3} \text{sen}\phi'}{1 + \text{sen}\phi'} \quad (6.3)$$

Posteriormente, em 1948, o mesmo autor passou a adotar a Equação 6.4.

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (6.4)$$

⁵⁷ BISHOP, A.W., *Test Requirements for Measuring the Coefficient of Earth Pressure at Rest*, Brussels Conference on Earth Pressure Problems, Brussels, Belgium, Vol. 1, pp. 2-14, Discussion, Vol.3, pp. 36-39, 1958.

⁵⁸ JAKY, J., *The coefficient of earth pressure at rest*, Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapeste, Hungary, pp.355-358, 1944.

A Equação de JAKY, Equação 6.4, foi posteriormente endossada pelos pesquisadores MAYNE e KULHARY⁵⁹ (1982) apud DUNCAN e SEED (1986). MAYNE e KULHARY (1982) se basearam em 118 resultados de ensaios K_0 existentes na literatura.

Segundo MESRI e HAYAT⁶⁰ (1983) apud SANTA MARIA (2002), a equação de Jaky em termos de ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) fornece uma boa estimativa de K_0 para solos sedimentares, argilas jovens normalmente adensadas e solos granulares.

SANTA MARIA (2002) cita outras expressões propostas para se determinar K_0 como função única e exclusivamente do ângulo de atrito interno. Dentre elas podem-se citar:

Autores	Equações
FRASER (1957) ⁶¹	$K_0 = 0,9(1 - \text{sen}\phi')$
ROWE (1957) ⁶²	$K_0 = \tan^2(45^\circ - \frac{1,15(\phi' - 9^\circ)}{2})$
SCHIMDT (1967) ⁶³	$K_0 = 1 - 1,2\text{sen}\phi'$

BROOKER e IRELAND⁶⁴ (1965) apud SANTA MARIA (2002), analisaram experimentalmente a influência da história de tensões no valor de K_0 para solos coesivos amolgados. Para tal foi desenvolvida uma célula para ensaio de compressão unidimensional munida de controles auxiliares especialmente desenvolvidos para permitir a medição de tensões radiais sob condições de deformação lateral nula. Dentre suas conclusões, pode-se citar que K_0 é governado pela história de tensões do solo; que o valor de K_0 se aproxima do valor do coeficiente de empuxo passivo (K_p) para OCR

⁵⁹ MAYNE, P.W., KULHAWY, F.H., *K0-OCR Relationships in Soil*, ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 108 (GT6): 851-872, 1982.

⁶⁰ MESRI, G., HAYAT, T.M., *The coefficient of earth pressure at rest*, Canadian Geotechnical Journal, 30(4): 647-666, 1983.

⁶¹ FRASER, A.M., *The Influence of Stress Ratio on Compressibility And Pore Pressure Coefficients In Compacted Soils*, Ph.D. Thesis, University of London, London, U.K, 1957.

⁶² ROWE, P.W., *Ce=0 Hypothesis for normally loaded clays at equilibrium*, Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol.1, 189-192, 1957.

⁶³ SCHMIDT, B., *Lateral stresses in uniaxial strain*, Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute), Copenhagen, Denmark, Bulletin 23, pp. 5-12, 1967.

⁶⁴ BROOKER, E.W., IRELAND, H.O., *Earth pressures at rest related to stress history*, Canadian Geotechnical Journal, vol.2, no.1, pp.1-15, 1965.

(*Over Consolidation Ratio* – Razão de Sobreadensamento - RSA) superior a 20; que K_0 para uma argila normalmente adensada se aproxima da relação $K_0 = 0,95 - \text{sen } \phi'$, enquanto a relação proposta por JAKY (1948) - Equação 6.4, se aplica melhor para solos não coesivos.

SANTA MARIA (2002) também cita outras fórmula para K_0 exclusivamente em função da razão de sobreadensamento - RSA, a saber:

Autores	Equações
<i>SHERIF e KOCH (1970)</i> ⁶⁵	$K_0 = \lambda + \alpha(OCR - 1)$
<i>WROTH (1975)</i> ⁶⁶	$K_{0rb} = K_{onc} \cdot OCR + \frac{v'}{1-v'}(1 - OCR)$
<i>SCHIMDT (1967)</i> ⁶⁷	$K_{0rb} = K_{onc} \cdot xOCR^h$
<i>MAYNE e KULHAWY (1982)</i> ⁶⁸	$K_0 = (1 - \text{sen } \phi')OCR^{\text{sen } \phi'}$

Em que:

K_{0rb} = coeficiente de empuxo no repouso no recarregamento (“*rebound*”)

h = parâmetro dependente do tipo de material e não do histórico de tensões do solo

OCR = razão de sobreadensamento

α e λ = constantes dependentes das propriedades da argila e estão relacionadas ao seu limite de liquidez

⁶⁵ SHERIF, M.A., KOCH, D.E., *Coefficient of earth pressure at rest as related to soil precompression ratio and liquid limit*, Highway Research Recrded no. 323, pp.39-48, 1970.

⁶⁶ WROTH, C.P., *In situ measurement of initial stresses and deformations characteristics*, Proceedings, American Society of civil Engineers (ASCE) Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, N.C., Vol 2, pp.180-230, 1975.

⁶⁷ SCHMIDT, B., *Lateral stresses in uniaxial strain*, Geoteknisk Institut (The Danish Geotechnical Institute), Copenhagen, Denmark, Bulletin 23, pp. 5-12, 1967.

⁶⁸ MAYNE, P.W., KULHAWY, F.H., *K0-OCR Relationships in Soil*, ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, 108 (GT6): 851-872, 1982.

6.4. Variação de K_0 devida à tensão induzida pela compactação

Quando um solo é compactado em camadas por rolos, placas vibratórias ou compactadores manuais tipo “sapo mecânico” a pressão de terra horizontal no interior da massa de solo aumenta. Durante a compactação as forças exercidas pelo equipamento compactador causam acréscimo tanto na tensão vertical quanto na tensão horizontal no interior do solo. Quando o equipamento compactador é retirado, a tensão vertical retorna ao seu valor de sobrecarga inicial. A tensão horizontal também diminui com a saída do equipamento, porém permanecendo acima do valor de pré-compactação (DUNCAN e SEED, 1991).

Quando equipamentos pesados exercem intensa pressão na massa de solo, a tensão residual horizontal pode exceder o valor normal de repouso até profundidades de 10 metros ou mais. Próximo à superfície esse aumento pode atingir até o valor do empuxo passivo.

DUNCAN e SEED (1986) afirmam, baseados num banco de dados desenvolvido ao longo de 50 anos, com medidas de tensão e deformação em estruturas construídas em escala real submetidas à esforços de compactação, que:

- A compactação é um processo de aplicação e retirada de carga, o qual submete o solo a empuxos de terra muitas vezes maior que o do repouso, podendo se aproximar do empuxo passivo;
- A profundidade que ocorre esse aumento de empuxo lateral varia com o equipamento empregado na compactação, sendo de 2 a 3 metros para equipamentos manuais e leves, e de até 15 metros para equipamentos pesados;
- Uma grande porcentagem (de 40 a 90%) da tensão horizontal induzida pela compactação permanece como residual;
- A compactação de solos contra estruturas deformáveis pode aumentar consideravelmente as deflexões. Geralmente aumenta-se a tensão residual lateral próximo à superfície a valores maiores que o do repouso, diminuindo com a profundidade;

- Para solos previamente compactados, uma compactação adicional resulta em picos de empuxo de terra menores que no solo não compactado, e uma insignificante parcela desse aumento pode ficar retido como pressão residual até o término da compactação.

ROWE⁶⁹ (1954) apud DUNCAN e SEED (1986) considerou que todo o acréscimo de tensão induzida pela compactação pudesse ser retida após cessada a sobrecarga. O autor sugeriu, então, uma formulação para o coeficiente de empuxo lateral no solo após compactação expresso pela Equação 6.5.

$$K'_0 = K_0 \left(1 + \frac{h_0}{h}\right) \quad (6.5)$$

K_0 = coeficiente de empuxo no repouso;

h = pressão de sobrecarga;

h_0 = pressão de sobrecarga de pico durante o processo de compactação.

DUNCAN e SEED (1986) apresentam um modelo histerético gráfico para K_0 a partir de ciclos de carga e descarga tanto para terrenos livres quanto adjacentes a paredes não-deformáveis e verticais. Os autores também mostram um procedimento manual simplificado para situações onde as camadas do solo possuem um mesmo perfil, ou bem similar, de tensão efetiva horizontal versus profundidade para paredes verticais com e sem base rígida.

DUNCAN e SEED (1991) apresentam 3 gráficos de valores de empuxo de terra devido à compactação para três tipos de equipamentos de compactação (rolos, placas ou sapos mecânicos), para solos coesivos e não coesivos. São apresentadas ainda 3 tabelas onde se fornecem fatores multiplicativos para ajustes em caso de aplicação dos ábacos

⁶⁹ ROWE, P.W., *A Stress-Strain Theory of Cohesionless Soil With Applications to Earth Pressures at Rest and Moving Walls*, Geotechnique, Vol. 4, No. 2, pp. 70-88, 1954.

em condições diferentes daquelas consideradas nos 3 gráficos mencionados, tais como tamanho do rolo, placa e sapo; ângulos de atrito; espessura e distância do muro de contenção. As tabelas e gráficos foram obtidos por intermédio de um *software* denominado EPCOMP2. Os autores realizaram comparações com resultados experimentais, obtendo-se valores calculados próximos àqueles medidos, indicando que os ábacos apresentados podem se tornar uma excelente ferramenta para análise de tensão horizontal induzida por equipamentos de compactação.

A Figura 6.3, extraída de DUNCAN e SEED (1991), ilustra os valores de pressão lateral induzida pela compactação para solos coesivos e não coesivos. A Tabela 6.1 mostra os fatores de ajuste para condições diferentes das expressas no ábaco da Figura 6.3.

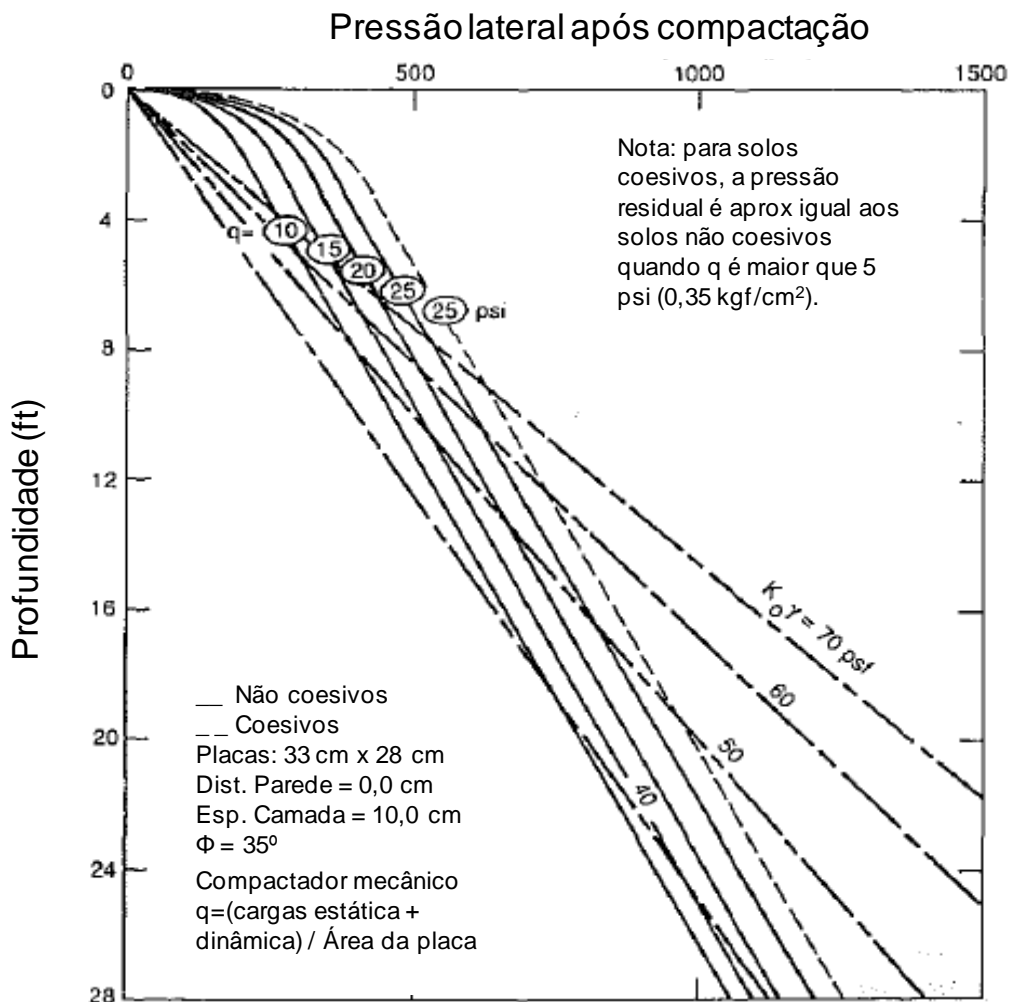


Figura 6.3: Pressão de terra devida à compactação por compactadores manuais (DUNCAN e SEED, 1991).

Tabela 6.1: Fatores de ajuste para a pressão de terra horizontal induzida pela compactação com compactadores manuais (DUNCAN e SEED, 1991).

Variáveis	Fator multiplicador para z				
	0,61 m	1,22 m	2,44 m	4,88 m	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	
Espessura da camada (t) e distância à parede (x)					
t=10,00 cm	x=0,00 cm	1,00	1,00	1,00	1,00
	x=15,00 cm	0,81	0,82	0,82	0,82
t=15,00 cm	x=0,00 cm	0,86	0,89	0,93	0,97
	x=15,00 cm	0,72	0,73	0,82	0,90
Área de contato do compactador					
	464,5 cm ²	0,82	0,86	0,92	0,98
	929,03 cm ²	1,00	1,00	1,00	1,00
	1858,06 cm ²	1,18	1,17	1,10	1,05
Ângulo de atrito (φ)					
	φ = 25°	0,68	0,79	0,92	1,00
	φ = 30°	0,79	0,87	0,95	1,00
	φ = 35°	1,00	1,00	1,00	1,00
	φ = 40°	1,18	1,12	1,05	1,00

Para o caso do subleito da estrutura compactada no tanque teste, num elemento de solo situado, por exemplo, a 0,50 m da superfície do pavimento, e sabendo-se que:

$$OCR = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_z} \quad (6.6)$$

$$K'_0 = K_0 OCR^\alpha \quad (6.7)$$

Onde:

σ_{zc} = tensão vertical induzida pela compactação = 73 kPa (SARAMAGO, 2002)

σ_z = tensão vertical no ponto considerado \cong 10kPa

OCR = razão de sobreadensamento (RSA)

$\alpha = 0,5$

Tem-se:

$OCR \cong 7,0 \Rightarrow K'_0 \cong 3K_0$

O software EFin3D, utilizado na modelagem numérica realizada na estrutura do pavimento construído no tanque teste, não contempla alteração deste coeficiente pelo usuário.

6.5. Comparação entre os resultados teóricos (EFin3D) e reais (tanque-teste/LVDTs)

Com as devidas adaptações de contorno para o caso do tanque-teste realizadas no programa EFin3D, submeteu-se a estrutura de pavimento estudado à análise numérica através deste *software* com a finalidade de se comparar com os resultados reais obtidos nas leituras dos LVDTs.

Do rol de ensaios realizados que permitem compor uma combinação fatorial entre os diversos níveis de equilíbrio do lençol freático (NA1 a NA6), 3 tipos de revestimento (sem revestimento, intertravado e CBUQ), as duas placas rígidas (D=15,2 e 16,9 cm) e os 5 níveis de carga aplicados (500, 800, 1100, 1400 e 1700 kgf), escolheu-se para obtenção dos resultados, por apresentar valores intermediárias em todos os intervalos dos parâmetros acima descritos, a situação abaixo descrita:

- Nível de equilíbrio do lençol freático NA4;
- Situação do pavimento sem o revestimento, com revestimento tipo intertravado (PPC) e CBUQ;
- Menor placa rígida (D=15,2 cm);
- Carga de roda de 1100 kgf;
- Modelo 3 (MR linear) para os materiais das camadas do pavimento. Os valores de módulos adotados foram valores médios compatíveis com as condições de umidade para cada altura de equilíbrio do NA considerada, obtidos dos modelos de MR apresentados no Capítulo 4.

6.5.1. Pavimento sem revestimento (até a camada de base)

Para o caso do pavimento sem o revestimento, as telas de entrada de dados do aplicativo EFin3D mostram-se conforme as Figuras 6.4, 6.5, 6.6 e 6.7.

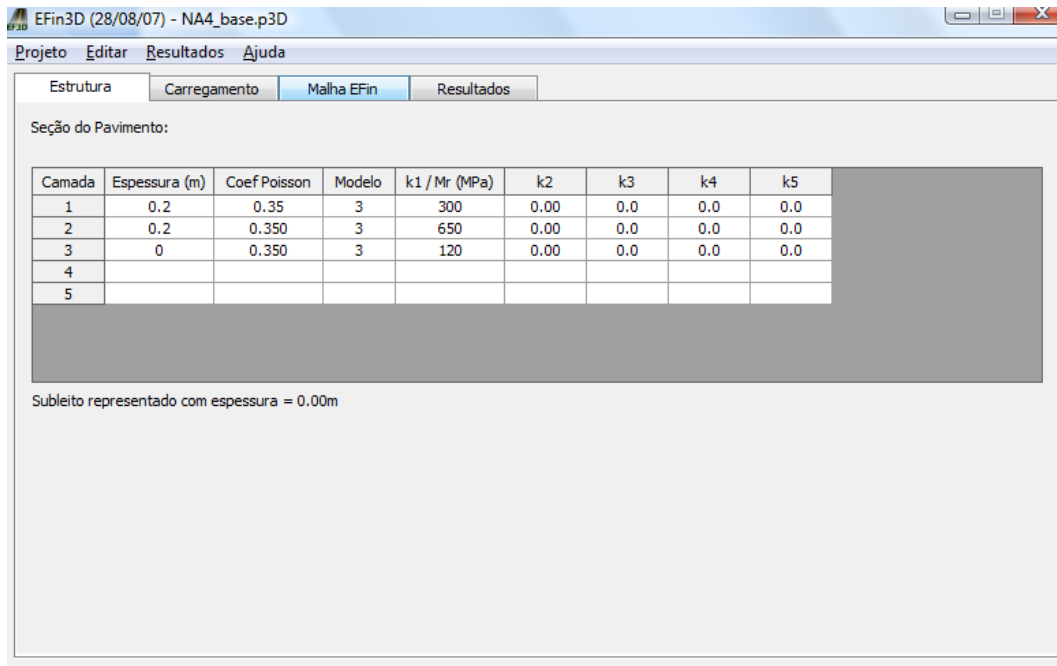


Figura 6.4: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento sem revestimento.

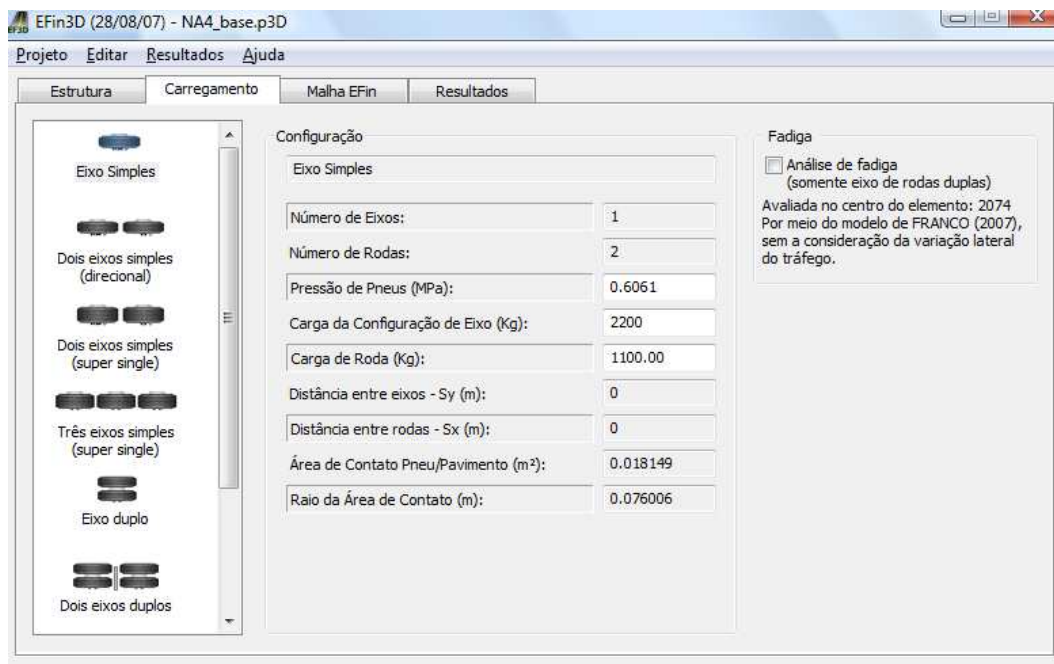


Figura 6.5: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento sem revestimento.

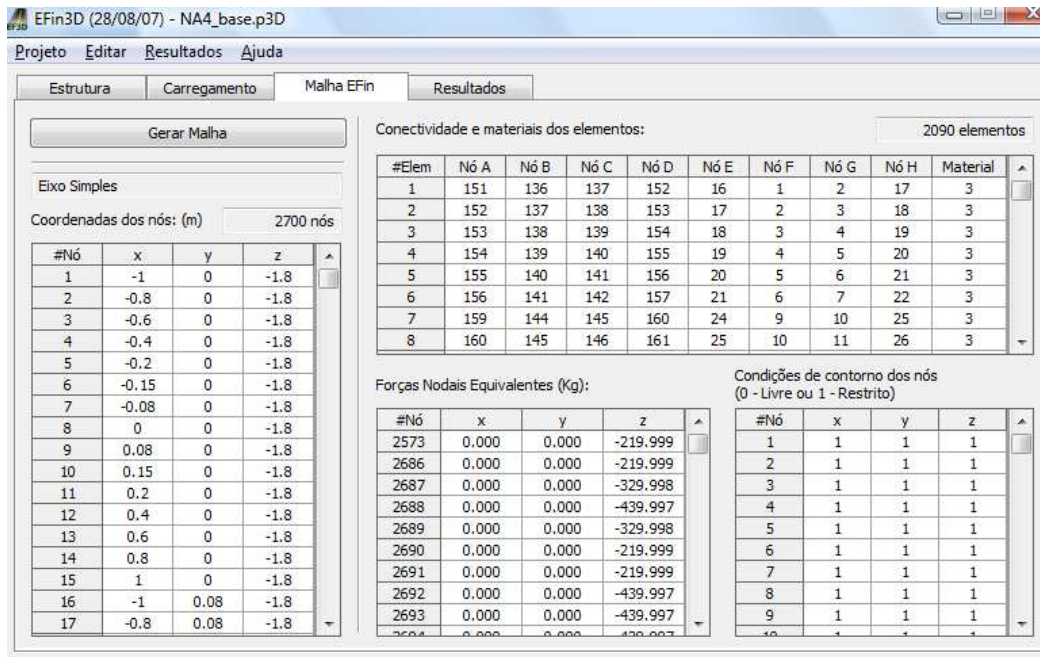


Figura 6.6: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento sem revestimento.

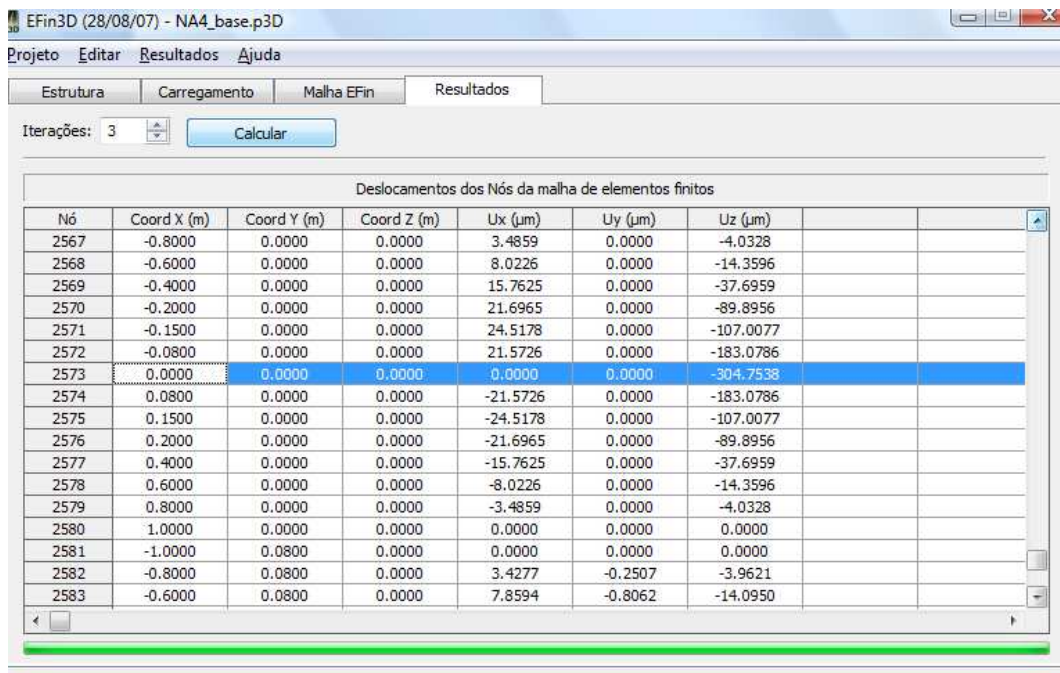


Figura 6.7: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento sem revestimento.

Observe que a Figura 6.7 indica um deslocamento vertical total no nó situado na superfície do pavimento (nó 2573) e no centro da aplicação da carga pela placa, de $30,4 \times 10^{-2}$ mm.

A Tabela 6.2 mostra a comparação entre os deslocamentos verticais elásticos totais obtidos pelos LVDTs instalados no topo da estrutura com os obtidos pelo programa EFin3D.

Tabela 6.2: Comparação entre os valores dos deslocamentos verticais elásticos obtidos pelos LVDTs e pelo programa EFin3D, para o caso do pavimento sem revestimento.

LVDTs	28,0 ($\times 10^{-2}$ mm)
EFin3D	30,4 ($\times 10^{-2}$ mm)

6.5.2. Pavimento com revestimento tipo CBUQ

Com a colocação da camada de revestimento, com $MR = 4575$ MPa, medido a partir de corpos-de-prova retirados do tanque-teste, considera-se uma redução no valor do MR das demais camadas de acordo com os gráficos $MR \times \sigma_3$ (Figura 4.10 para o subleito, Figura 4.16 para a sub-base e Figura 4.21 para a base).

Assim, para o caso do pavimento com revestimento de CBUQ, as telas de entrada de dados do aplicativo EFin3D mostram-se conforme as Figuras 6.8, 6.9, 6.10 e 6.11.

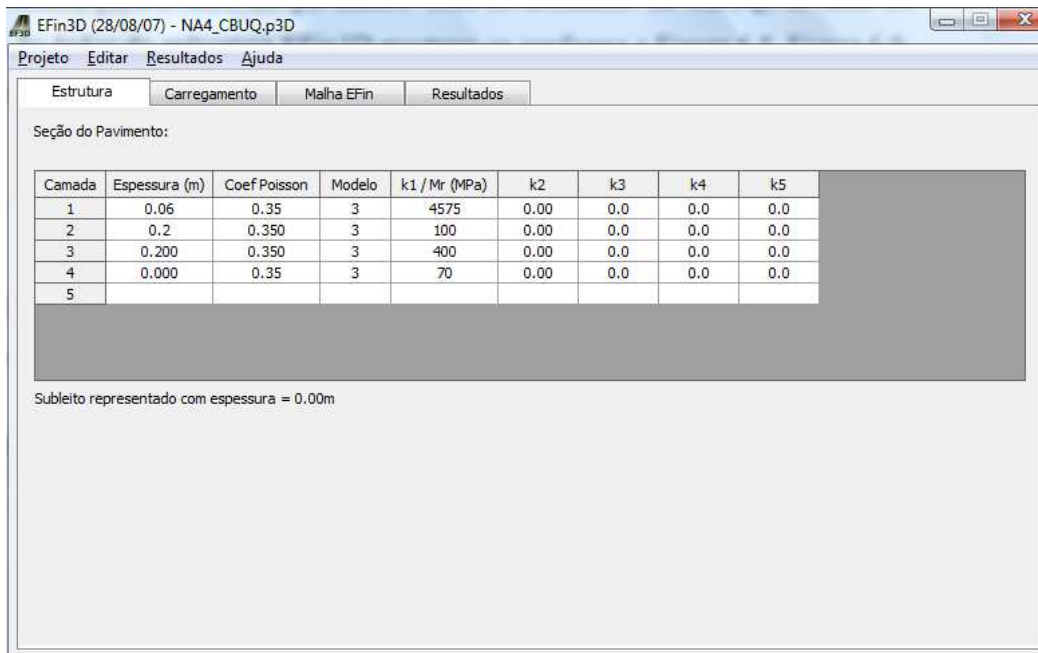


Figura 6.8: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.

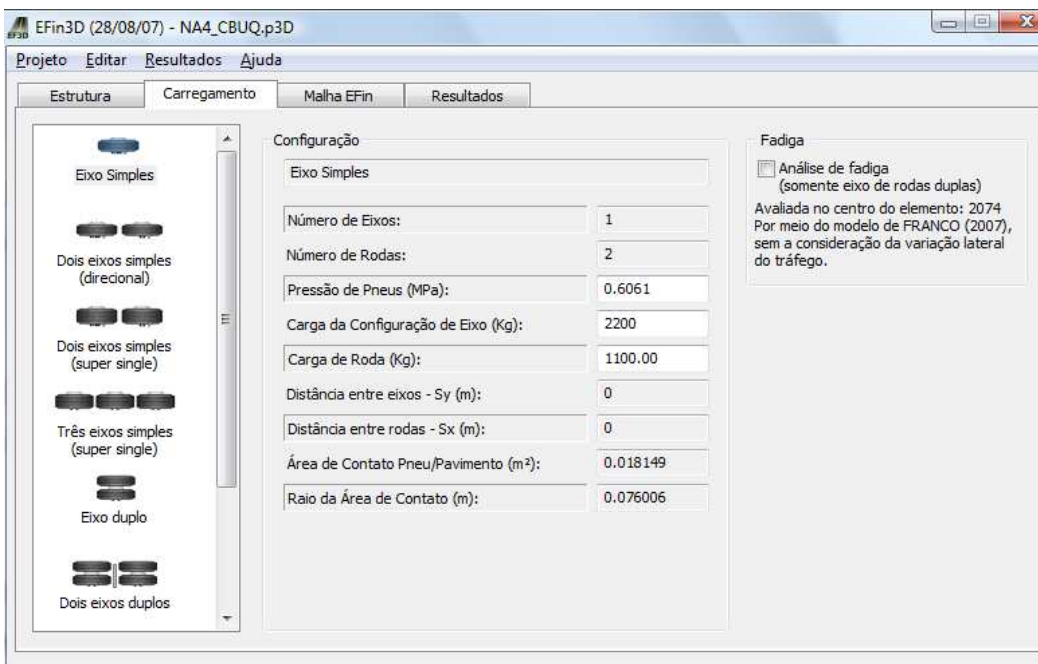


Figura 6.9: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.

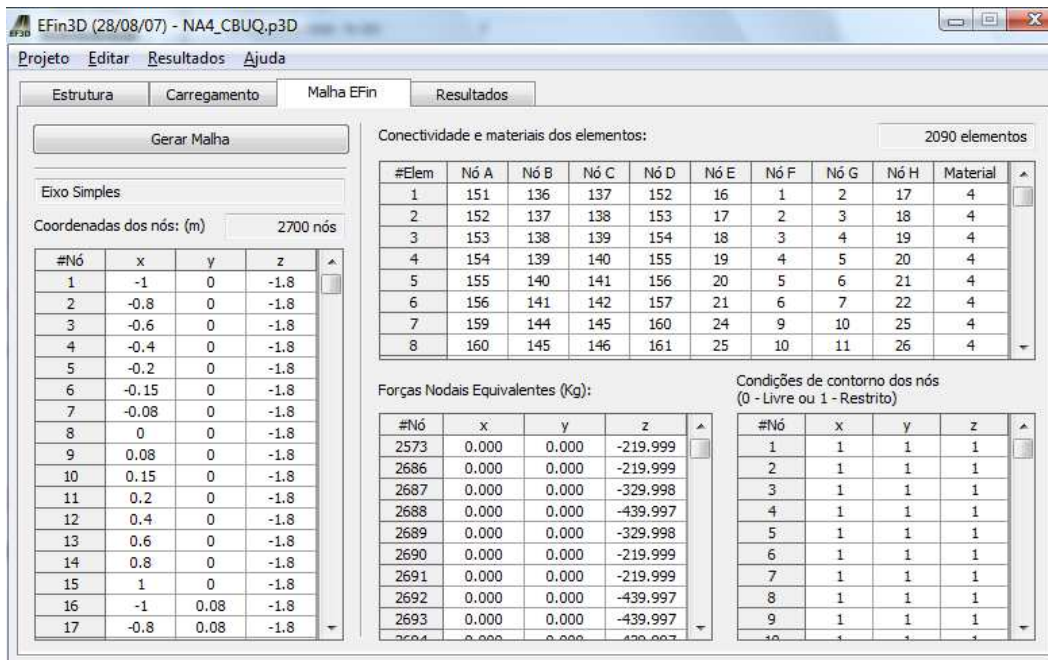


Figura 6.10: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.

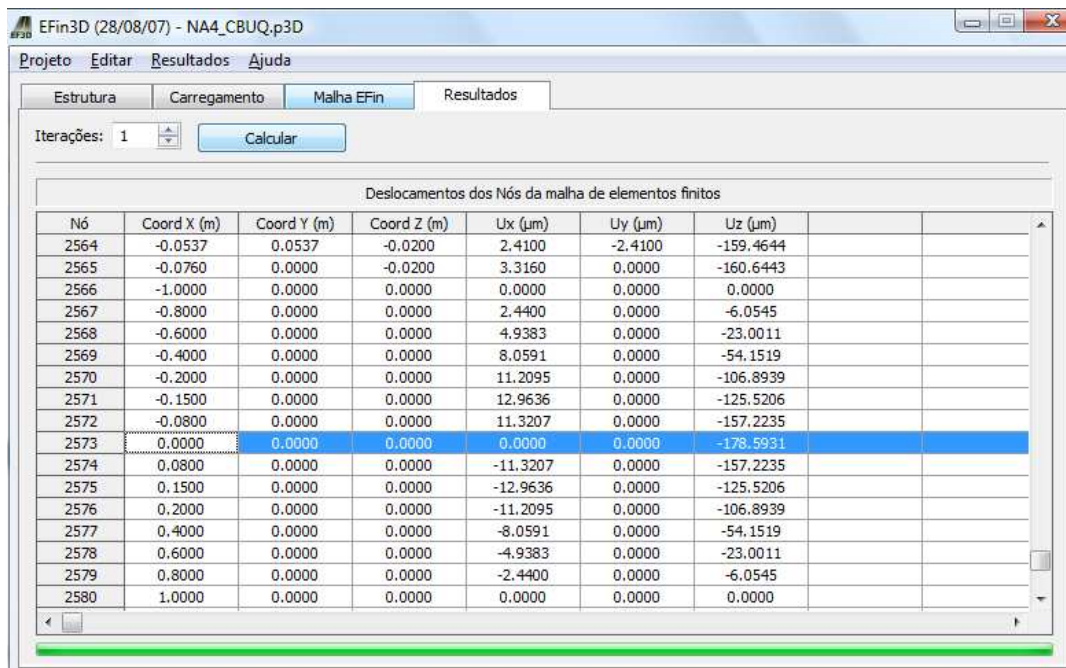


Figura 6.11: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.

Observe que a Figura 6.11 indica um deslocamento vertical total no nó situado na superfície do pavimento (nó 2573) e no centro da aplicação da carga pela placa, de $17,8 \times 10^{-2}$ mm.

A Tabela 6.3 mostra a comparação entre os deslocamentos verticais elásticos totais obtidos pelos LVDTs instalados no topo da estrutura com os obtidos pelo programa EFin3D.

Tabela 6.3: Comparação entre os valores dos deslocamentos verticais elásticos obtidos pelos LVDTs e pelo programa EFin3D, para o caso do pavimento com revestimento tipo CBUQ.

LVDTs	20,0 ($\times 10^{-2}$ mm)
EFin3D	17,8 ($\times 10^{-2}$ mm)

Observa-se, desta maneira, que a proximidade dos valores obtidos no tanque-teste e por métodos computacionais baseados em técnicas já aceitas e consagradas pelo meio rodoviário sugere validação deste modelo físico para ser utilizada em ensaios mecânicos em estruturas de pavimentos. Há que se considerar, ainda, que existem embutidas nesta pequena diferença a questão do coeficiente de repouso (K_0), alterado pela compactação e a consideração de carregamento por placa rígida, mais agressiva à estrutura que a superfície emborrachada dos pneus, ambos porém não oferecidos na análise feita pelo EFin3D.

6.5.3. Pavimento com revestimento tipo intertravado com peças pré-moldadas de concreto (PPC)

Para o caso do pavimento com revestimento do tipo intertravado com peças pré-moldadas de concreto (PPC) ocorreu um fato interessante durante a realização dos ensaios.

Esse tipo de revestimento possui uma característica de aumento gradual do “travamento” entre as peças e que ocorre, no caso real, com as atuações conjuntas da

vibração contínua proveniente da passagem do tráfego e da ação lubrificadora da água da chuva sobre a acomodação dos grãos da areia utilizada no colchão e no rejunte das peças.

SHACKEL⁷⁰ (1992) apud CRUZ (2003) relata que, em estudos experimentais realizados em pavimentos PPC, foi observado um aumento de rigidez progressivo da camada de PPC + colchão de areia nos estágios iniciais de vida do pavimento até atingir um equilíbrio ou uma condição de intertravamento máxima. Esta condição ocorre durante as primeiras 10.000 repetições do eixo padrão. Testes realizados com FWD em vários pavimentos também confirmaram esta tendência. No gráfico da Figura 6.12 está representado esquematicamente o efeito progressivo do intertravamento com o tráfego.

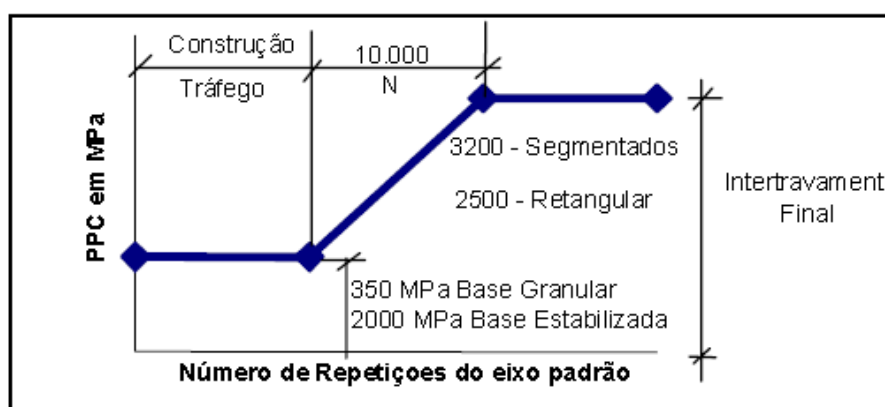


Figura 6.12: Efeito progressivo do intertravamento do pavimento com peças de concreto pré-moldadas em função do número de repetição do eixo padrão (Cruz, 2003).

No caso do revestimento feito no tanque-teste, compactando-se a areia seca com auxílio de placa vibratória (Capítulo 4), esse revestimento não ofereceu melhoria na deformabilidade total do pavimento, ao contrário, aumentando-a como mostrado adiante.

Além do aspecto comentado para o caso do pavimento real, onde a ação do tráfego em conjunto com a chuva “melhoram” as características mecânicas da estrutura até um certo ponto, existe a questão da atuação da carga, danosamente maior devido à forma como a mesma é aplicada. Trata-se de uma dependência com a maneira como se

⁷⁰ SHACKEL, B., *Computer Based Procedures for the Design and Specification of Concrete Block Pavements*, 4th International Concrete Block Paving Conference, Vol. 1. pp. 79-87, Auckland, 1992.

dá este contato, ou seja, não há garantias de que a carga é distribuída igualmente por toda a área da placa. Uma pequena imperfeição tanto na geometia do bloco, quanto em seu assentamento, ocasionará o carregamento apenas em alguns pontos como, por exemplo, a quina ou a borda de uma peça, resultando num deslocamento vertical não representativo.

Desta forma, ao se realizar a análise numérica com o programa EFin3D, a título de comparação entre os resultados obtidos com este e com os LVDTs instalados no topo do pavimento, para o caso do pavimento com o revestimento intertravado, foi preciso adotar um “módulo composto” para a “camada” PPC+colchão de areia. Admitiu-se a princípio o valor de 1500 MPa sugerido em Müller (2005), e para as camadas de base, sub-base e subleito, respectivamente os valores 200, 500 e 90 MPa. As telas de entrada de dados do aplicativo EFin3D mostram-se conforme as Figuras 6.13, 6.14, 6.15 e 6.16.

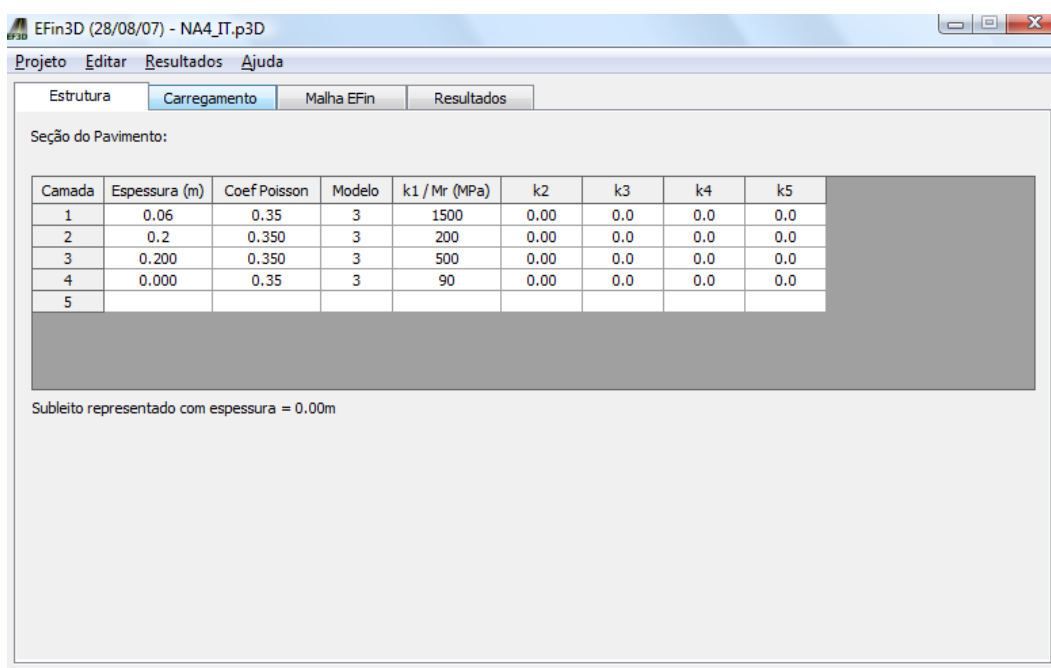


Figura 6.13: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.

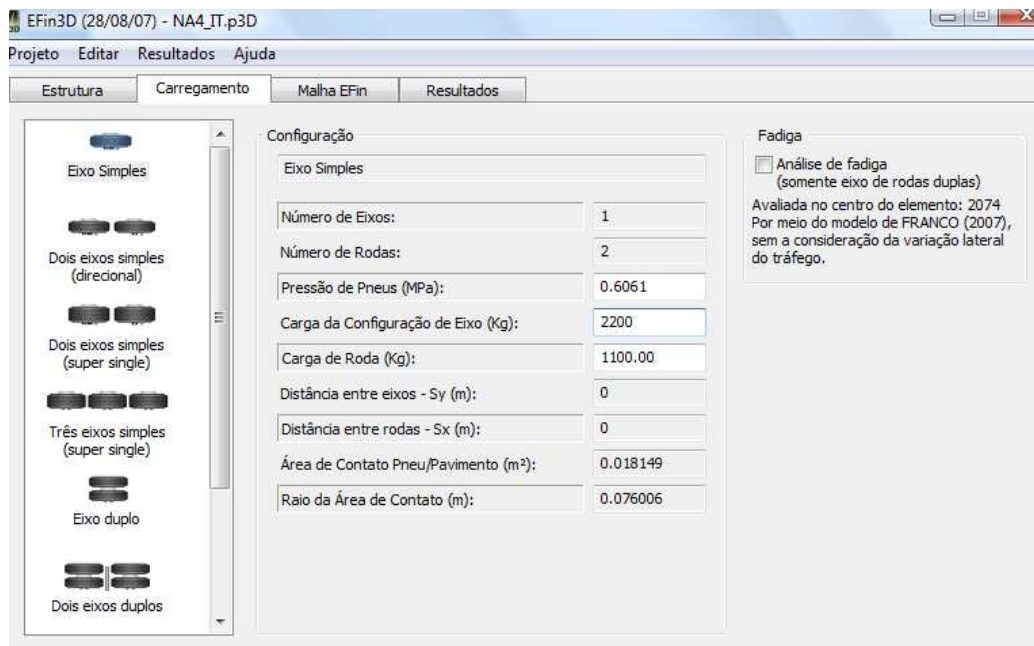


Figura 6.14: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.

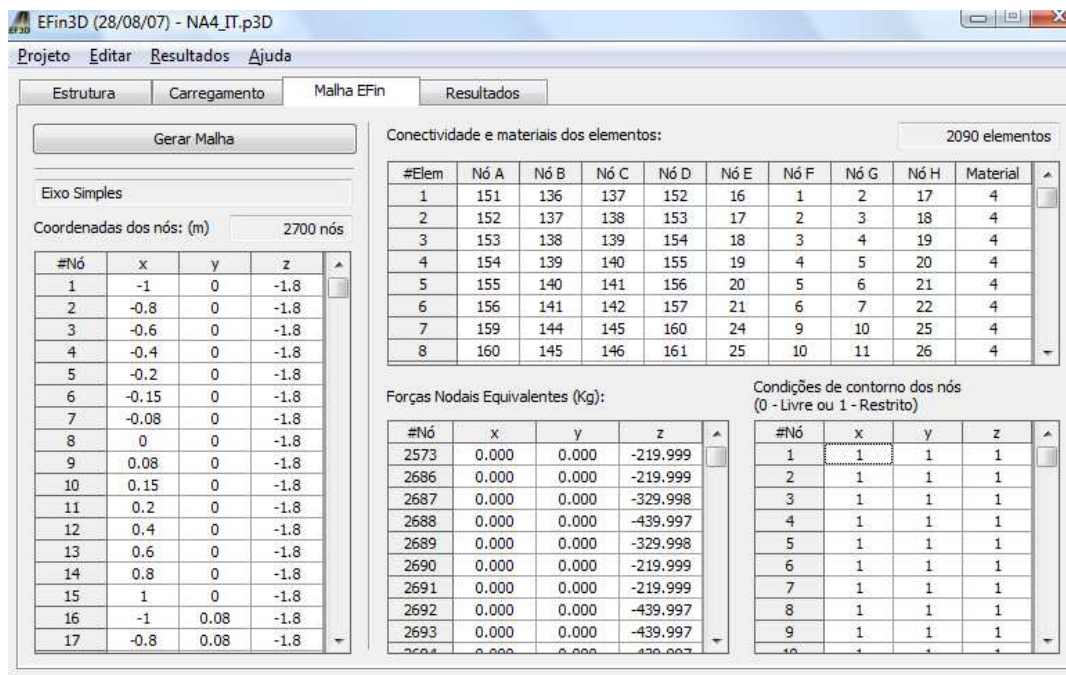


Figura 6.15: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado

Nó	Coord X (m)	Coord Y (m)	Coord Z (m)	Ux (µm)	Uy (µm)	Uz (µm)
2564	-0.0537	0.0537	-0.0200	2.9840	-2.9840	-159.1913
2565	-0.0760	0.0000	-0.0200	3.7784	0.0000	-160.3245
2566	-1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2567	-0.8000	0.0000	0.0000	3.1742	0.0000	-5.4723
2568	-0.6000	0.0000	0.0000	5.9714	0.0000	-18.1093
2569	-0.4000	0.0000	0.0000	9.0402	0.0000	-40.1981
2570	-0.2000	0.0000	0.0000	13.0144	0.0000	-85.5099
2571	-0.1500	0.0000	0.0000	17.3876	0.0000	-106.1684
2572	-0.0800	0.0000	0.0000	17.0713	0.0000	-154.6111
2573	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-198.6082
2574	0.0800	0.0000	0.0000	-17.0713	0.0000	-154.6111
2575	0.1500	0.0000	0.0000	-17.3876	0.0000	-106.1684
2576	0.2000	0.0000	0.0000	-13.0144	0.0000	-85.5099
2577	0.4000	0.0000	0.0000	-9.0402	0.0000	-40.1981
2578	0.6000	0.0000	0.0000	-5.9714	0.0000	-18.1093
2579	0.8000	0.0000	0.0000	-3.1742	0.0000	-5.4723
2580	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Figura 6.16: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.

Observe que a Figura 6.15 indica um deslocamento vertical total no nó situado na superfície do pavimento (nó 2573) e no centro da aplicação da carga pela placa, de $19,8 \times 10^{-2}$ mm.

A Tabela 6.4 mostra a comparação entre os deslocamentos verticais elásticos totais obtidos pelos LVDTs instalados no topo da estrutura com os obtidos pelo programa EFin3D.

Tabela 6.4: Comparação entre os valores dos deslocamentos verticais elásticos obtidos pelos LVDTs e pelo programa EFin3D, para o caso do pavimento com revestimento tipo intertravado.

LVDTs	33,0 ($\times 10^{-2}$ mm)
EFin3D	19,8 ($\times 10^{-2}$ mm)

A partir da observação desses resultados discrepantes, e baseados nos argumentos citados de consolidação da estrutura intertravada com a ação de agentes externos, e da forma como se dá o contato placa-pavimento, pensou-se em avaliar, à luz da análise numérica, o MR (linear) desenvolvido por este revestimento, o qual fornece $33,0 \times 10^{-2}$ mm de deslocamento vertical elástico. Das tentativas realizadas pelo programa EFin3D, chegou-se à conclusão que a camada de revestimento intertravado construída no tanque-teste trabalhava com um MR aproximado de 450 MPa.

6.6. Comentários adicionais

6.6.1. Estudo dos bulbos de pressões aplicadas

LOVE (1929) apud MEDINA & MOTTA (2005) apresenta a formulação mostrada na Equação 6.6 para tensões sob carregamento circular.

$$\sigma_z = \sigma_0 \left[1 - \frac{Z^3}{(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (6.6)$$

Na Equação 6.6, tem-se:

σ_z = tensão vertical a profundidade z;

σ_0 = tensão vertical na superfície de contato com a placa circular;

Z = profundidade considerada;

a = raio da placa circular.

Da aplicação direta da formulação acima, obtém-se para o caso do tanque-teste o desenho dos bulbos de pressão aplicadas e valores das tensões verticais mostrados pela Figura 6.17.

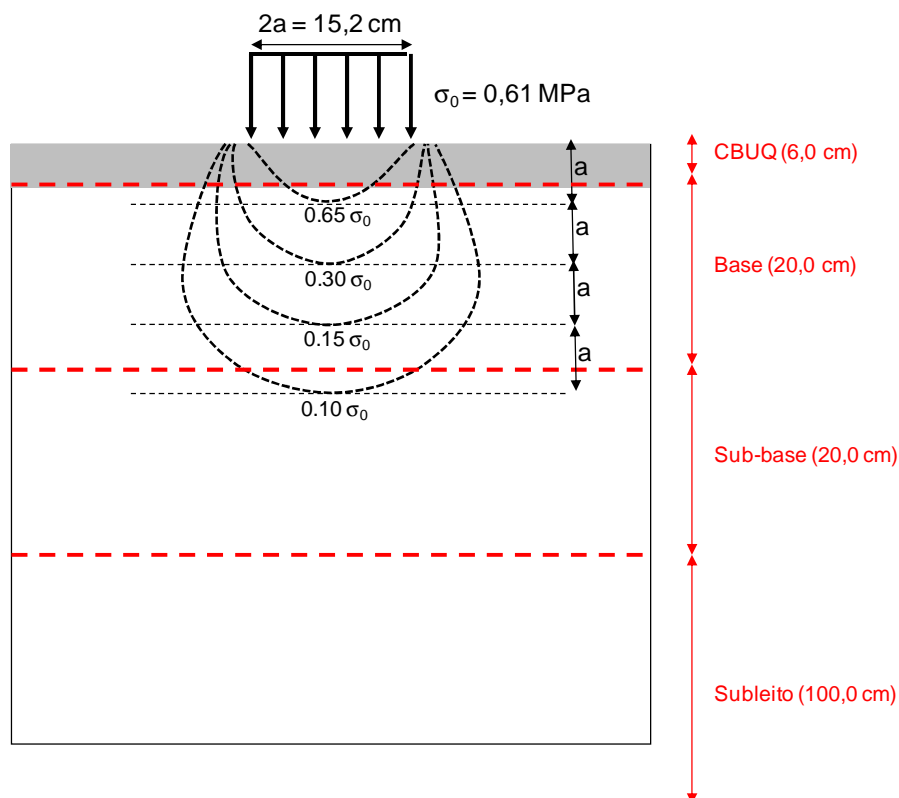


Figura 6.17: Esquema do bulbo de pressão aplicado às condições de carregamento no pavimento do tanque-teste.

Observando o esquema da Figura 6.17 percebe-se que no material do subleito as tensões aplicadas são muito pequenas, o que justifica as pequenas deformações encontradas na estrutura do pavimento com um todo para as diversas situações do NA, e mesmo para as aplicações de pressão próximas daquela desenvolvida pelo eixo padrão de 8,2 t (0,56 MPa). Isto se dá devido ao pequeno raio da placa de carga.

Assim, a título de simulação, pois há limitações no sistema de aplicação de carga, assim como da estrutura do tanque-teste, considerar-se-á uma placa com diâmetro tal que 10% da pressão aplicada na superfície atinja a metade da altura do subleito (situado a 90,0 cm da superfície), ou seja, uma placa com raio de 22,5 cm. A mesma pressão de 0,61 MPa será aplicada, sendo necessário portanto uma carga por eixo de 19.450 kgf, o que seria impossível para as condições do sistema de aplicação de carga atual do tanque-teste.

As Figuras 6.18 a 6.21 ilustram as telas do programa EFin3D para este caso, considerando o revestimento em CBUQ e nível d'água NA4.

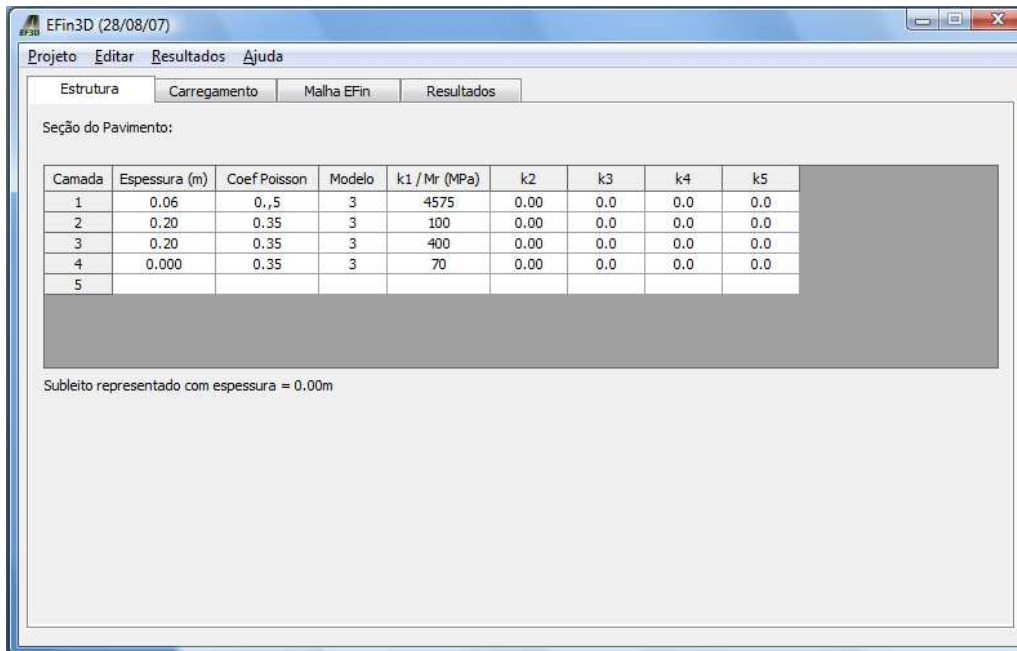


Figura 6.18: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.

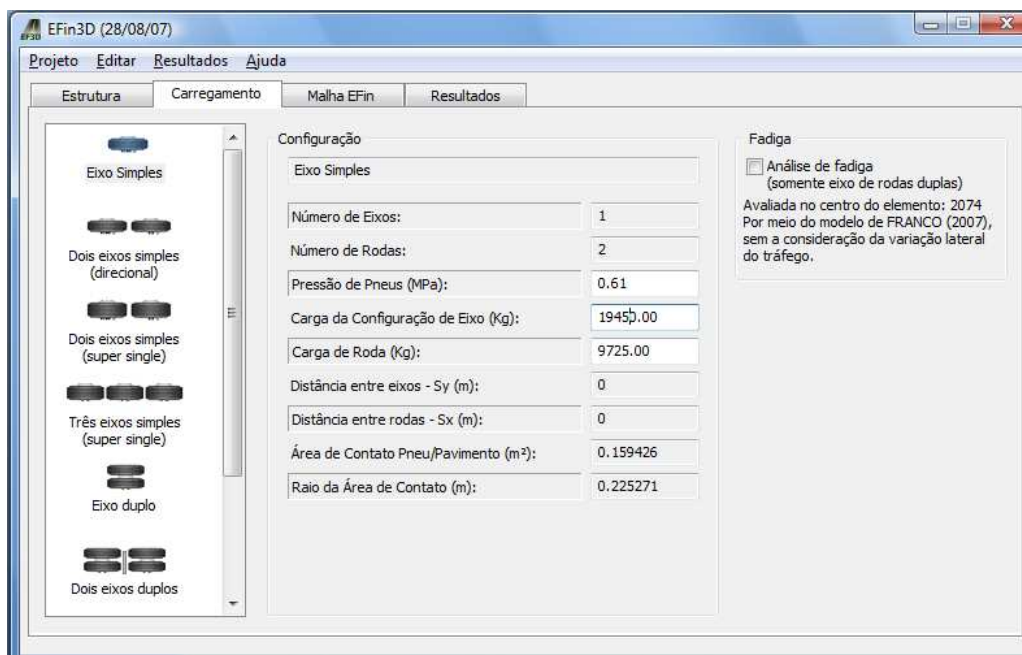


Figura 6.19: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.

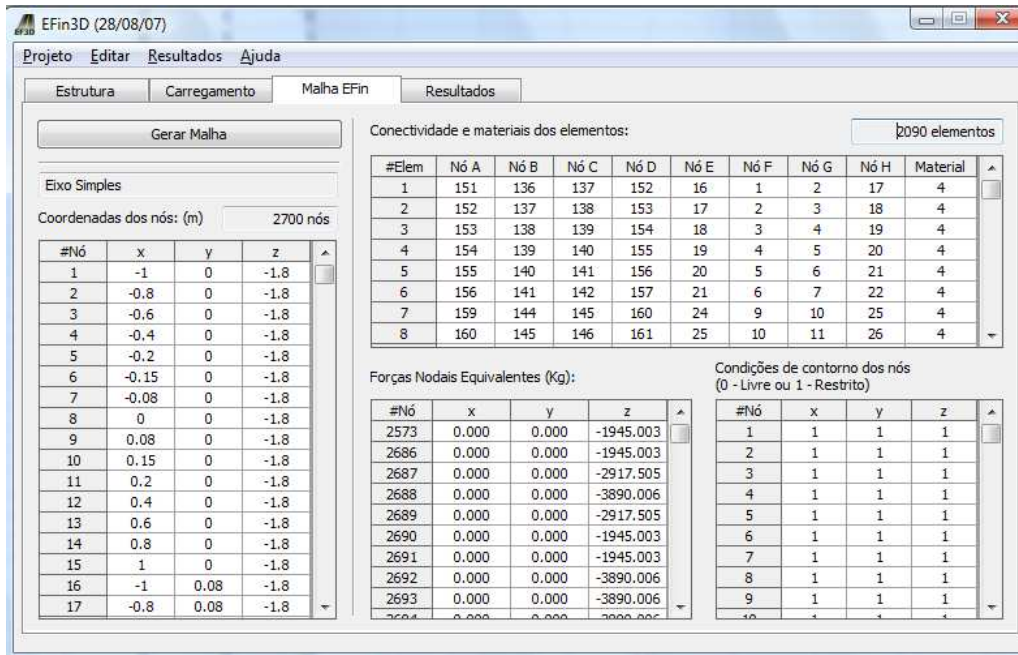


Figura 6.20: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.

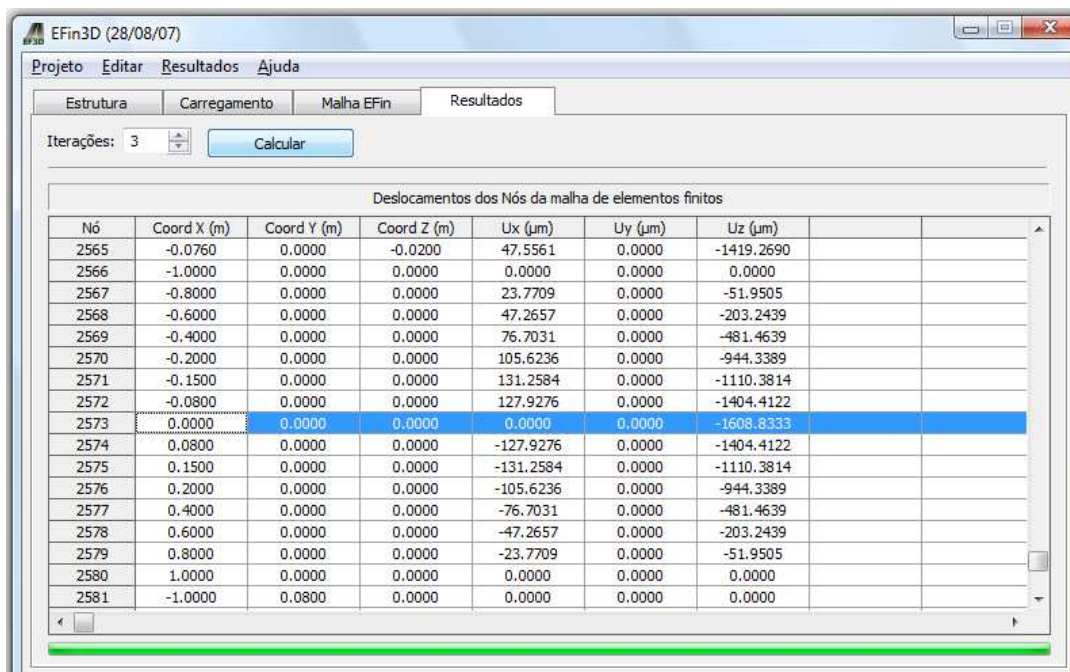


Figura 6.21: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 22,5 cm de raio.

Os resultados mostram uma deformação vertical elástica total do pavimento de 161×10^{-2} mm. Um valor elevado, mas coerente com as condições de umidade que se

encontram nos materiais da estrutura do pavimento, sobretudo o subleito. Ressalta-se que essas condições até o momento desta pesquisa no tanque-teste são teóricas pois não há possibilidade de aplicação deste nível de carga no atual sistema de aplicação instalado. O limite do cilindro atual é, segundo o fabricante, de 3895 kgf a 10 Bar de pressão. A viga metálica que serve de suporte para o cilindro é um perfil I (8" x 4"), com resistência nominal de 200,0 t concentradas em seu ponto médio. Os demais constituintes do sistema (ligações por parafusos, paredes em concreto, etc.) carecem de uma análise estrutural mais detalhada para comprovar a capacidade reistiva do sistema tanque-teste como um todo.

6.6.2. O caso do FWD (Falling Weight Deflectometer)

O equipamento FWD é empregado, alternativamente ao uso da viga Benkelman, para avaliação das propriedades mecânicas do pavimento *in situ*. A Figura 6.22 mostra um equipamento tipo FWD rebocável por um carro leve. Além do FWD, existem ainda variações conhecidas como LWD (*Light Weight Deflectometer*), o HWD (*Heavy Weight Deflectometer*) e o RWD (*Rolling Weight Deflectometer*), utilizados conforme a particularidade da necessidade.



Figura 6.22: Equipamento FWD rebocável, utilizado em avaliação de pavimentos.

Simularam-se, assim, os valores de deformação vertical do pavimento para o caso de uma placa idêntica à do equipamento FWD, ou seja, com 30,0 cm de diâmetro. A pressão aplicada será a usualmente adotada para o eixo padrão (8,2t), ou seja, 0,56 MPa.

Realizou-se a simulação do deslocamento vertical elástico total da estrutura do pavimento para duas condições de umidade das camadas do pavimento, ambas com revestimento CBUQ: a) materiais recém-compactados (umidade ótima); e b) para o NA4 após 2 ciclos completos de umedecimento e secagem.

As Figuras 6.23 a 6.26 mostram as telas do programa EFin3D utilizado nesta simulação, considerando as condições do pavimento recém construído, sem ciclos de umedecimento e secagem.

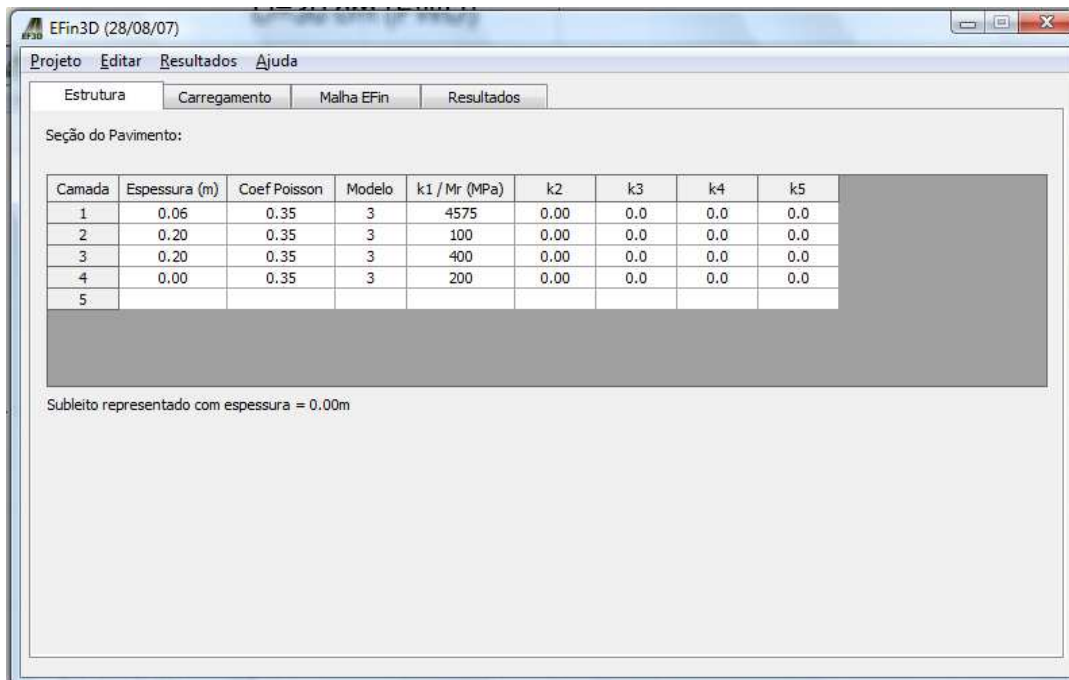


Figura 6.23: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

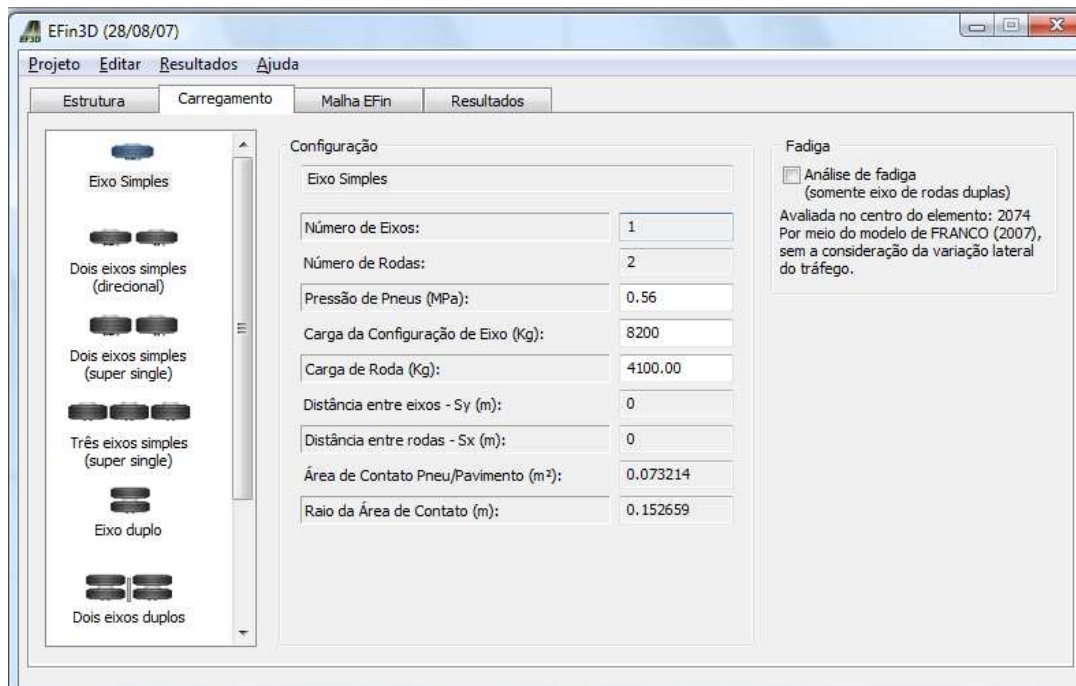


Figura 6.24: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

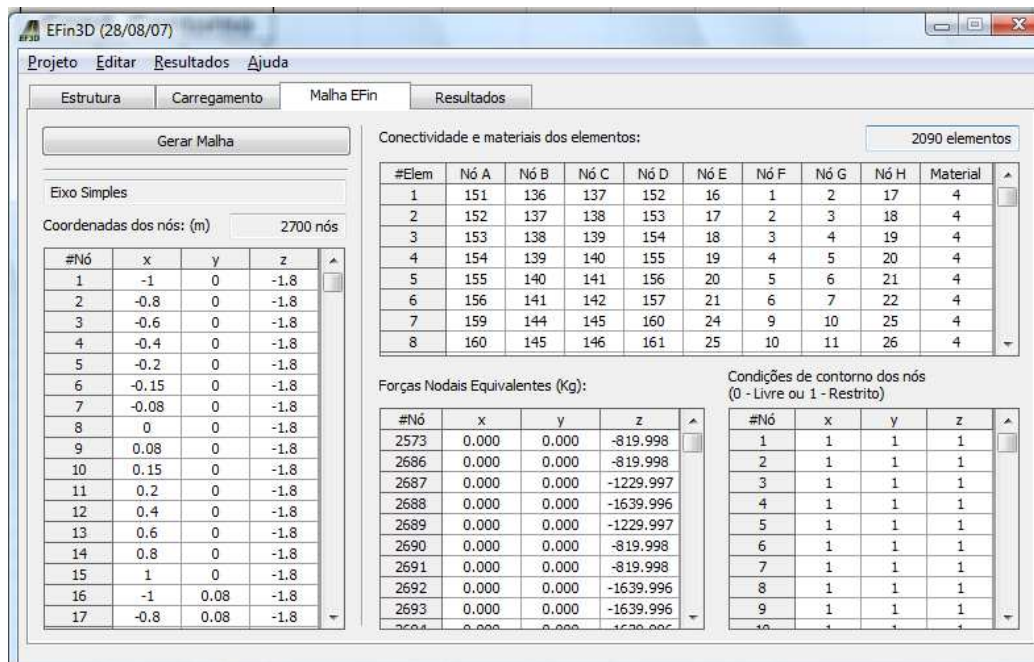


Figura 6.25: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

Nó	Coord X (m)	Coord Y (m)	Coord Z (m)	Ux (µm)	Uy (µm)	Uz (µm)
2565	-0.0760	0.0000	-0.0200	9.8892	0.0000	-404.9870
2566	-1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2567	-0.8000	0.0000	0.0000	2.9633	0.0000	-6.2954
2568	-0.6000	0.0000	0.0000	7.8226	0.0000	-29.5944
2569	-0.4000	0.0000	0.0000	17.5710	0.0000	-90.6834
2570	-0.2000	0.0000	0.0000	30.8950	0.0000	-229.9829
2571	-0.1500	0.0000	0.0000	39.7254	0.0000	-287.4846
2572	-0.0800	0.0000	0.0000	36.9927	0.0000	-393.6082
2573	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	-469.1618
2574	0.0800	0.0000	0.0000	-36.9927	0.0000	-393.6082
2575	0.1500	0.0000	0.0000	-39.7254	0.0000	-287.4846
2576	0.2000	0.0000	0.0000	-30.8950	0.0000	-229.9829
2577	0.4000	0.0000	0.0000	-17.5710	0.0000	-90.6834
2578	0.6000	0.0000	0.0000	-7.8226	0.0000	-29.5944
2579	0.8000	0.0000	0.0000	-2.9633	0.0000	-6.2954
2580	1.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2581	-1.0000	0.0800	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Figura 6.26: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento recém compactado e submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

Da Figura 6.2 conclui-se que o deslocamento vertical elástico total da estrutura é de $46,9 \times 10^{-2}$ mm.

As Figuras 6.27 a 6.30 mostram as telas do programa EFin3D utilizado nesta simulação, considerando as condições do pavimento após 2 ciclos de umedecimento e secagem e estacionamento no NA4 (subleito saturado).

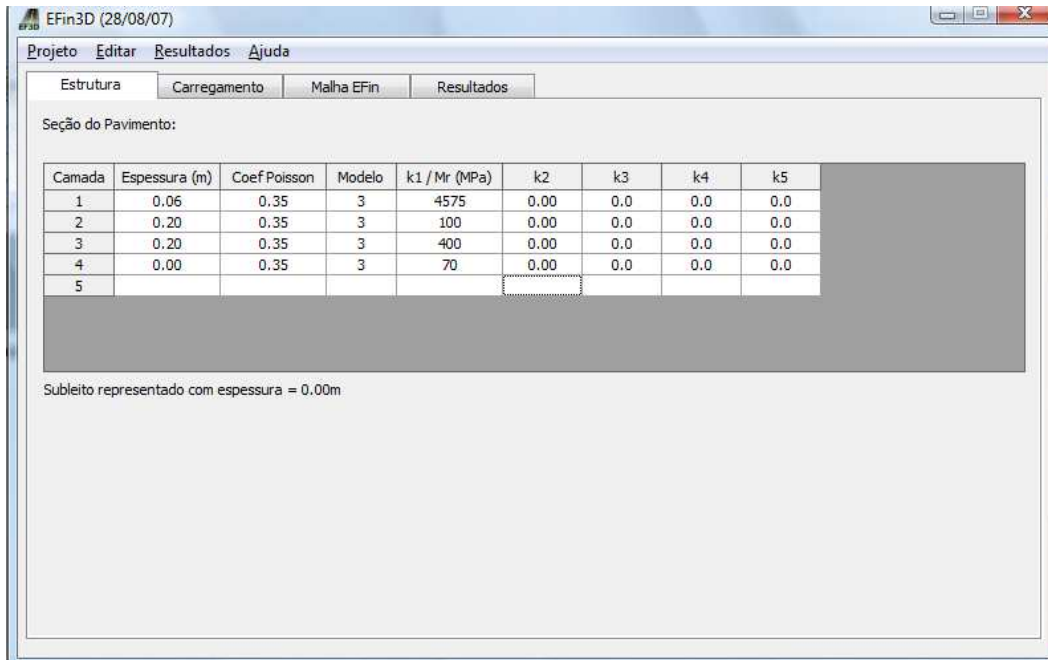


Figura 6.27: Entrada de dados da estrutura do pavimento no EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

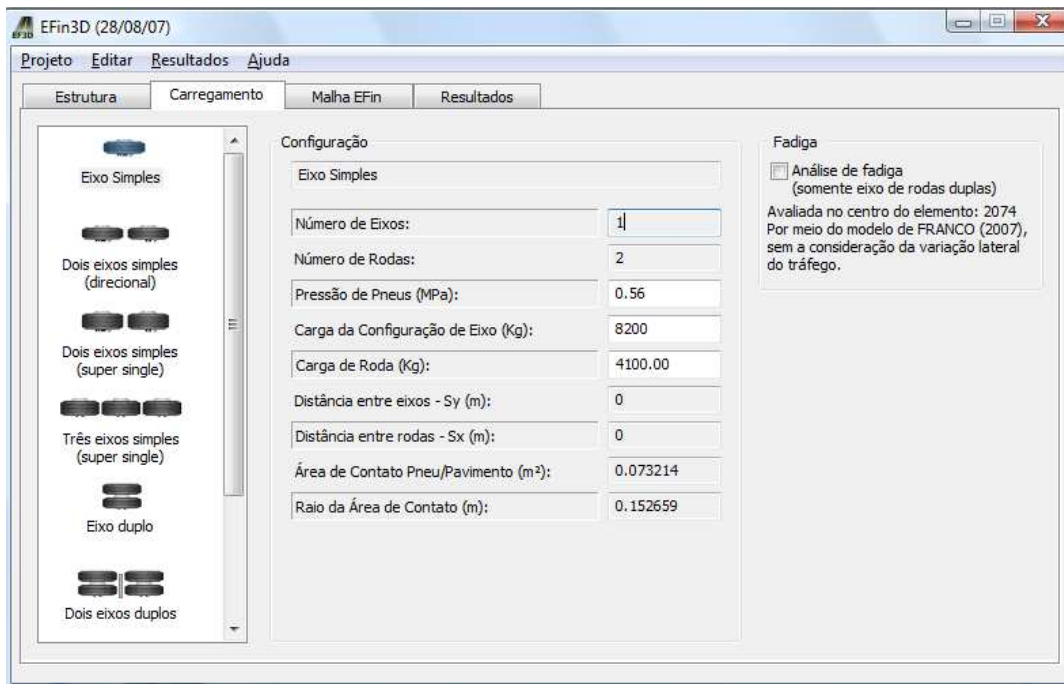


Figura 6.28: Dados do carregamento para entrada no programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

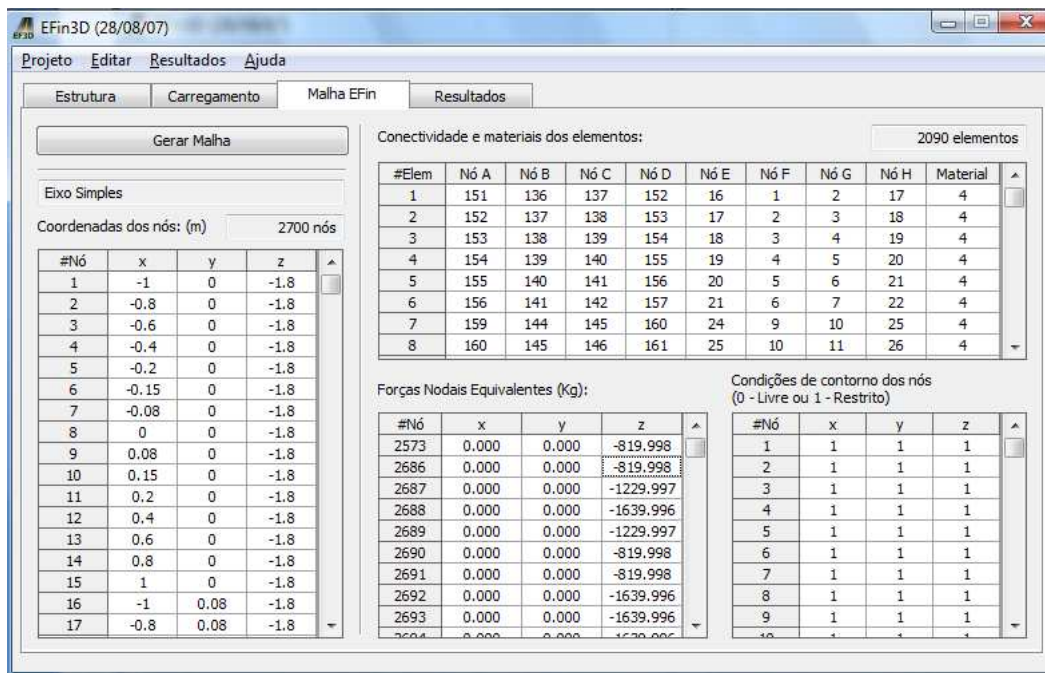


Figura 6.29: Dados da malha de elementos finitos para o tanque-teste de pavimentos para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

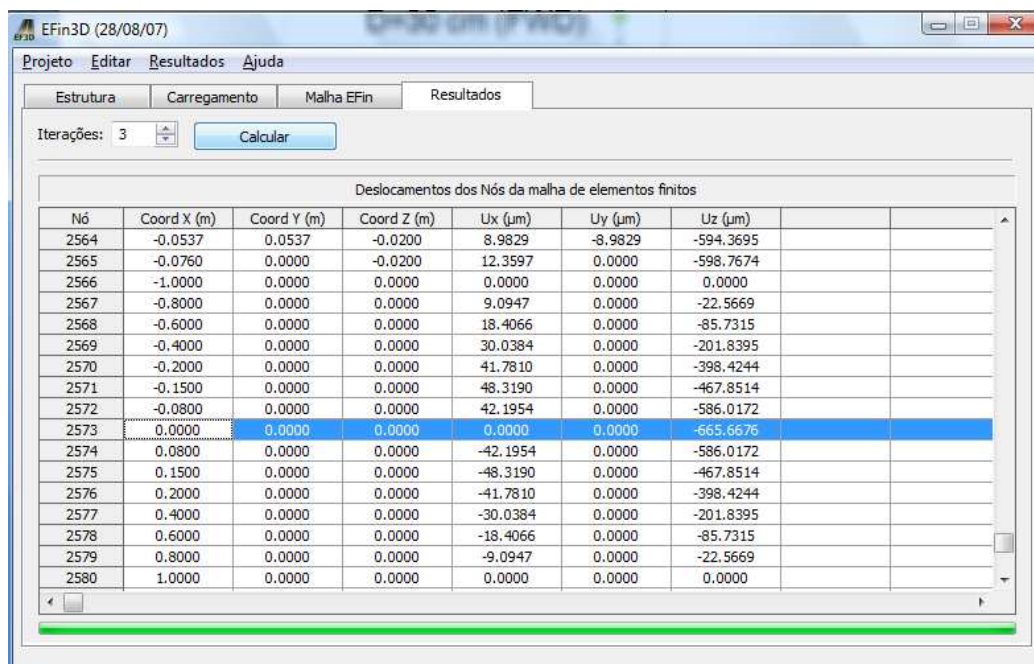


Figura 6.30: Janela dos resultados dos cálculos do programa EFin3D para o caso do pavimento submetido ao carregamento de uma placa com 15,0 cm de raio.

A Figura 6.26 mostra um deslocamento vertical elástico total da estrutura do pavimento de $66,5 \times 10^{-2}$ mm para o caso da aplicação da carga do eixo padrão de 8,2 t sobre uma placa de 30,0 cm de diâmetro.

Observa-se, então, que diferença entre a situação do pavimento recém construído, ou seja, sem oscilação alguma do NA com aquela proveniente da saturação completa do subleito após 2 ciclos de umedecimento e secagem, é de um deslocamento elástico total da estrutura 30% menor. Esta diferença será mais acentuada quanto maior for a susceptibilidade e a magnitude das alterações de umidade nos materiais das camadas do pavimento.

Capítulo 7

Conclusões e Sugestões de pesquisas futuras

O objetivo desta pesquisa foi elaborar um modelo físico que representasse em verdadeira grandeza um pavimento típico rodoviário, e que instrumentado convenientemente, possibilitasse o estudo da influência da oscilação do lençol freático no comportamento mecânico da estrutura de pavimento estudada. Pensa o autor ter atingido o pretendido, nas condições ambientais de um recinto fechado. E conclui:

1. O modelo físico do “tanque-teste” mostrou-se eficiente para simular uma estrutura de pavimento sujeito a carga dinâmica com instrumentação de registro automático de sucção, umidade e deslocamento vertical total da estrutura;
2. O nível de água que se faz variar controladamente determina variações de sucção e de teor de umidade que afetam a deformabilidade do subleito e camadas do pavimento;
3. Apesar do fato de haver ainda uma forte influência do ambiente “protegido” de laboratório, principalmente no que diz respeito à dificuldade de secagem dos materiais retornando sua umidade (e sucção) aos valores originais, existe a importância de se pensar em considerar tais efeitos em períodos de projetos de pavimentação (vida útil) para regiões específicas. Sabe-se que, no ambiente real externo, o retorno às características de umidade e sucção originais é influenciado e ajudado por diversos agentes: gradientes de temperatura, permeabilidade lateral e outros, mas as consequências danosas da redução da capacidade de suporte nos materiais permanecem, enquanto permanecerem elevados os teores de umidade;
4. A sucção, no que diz respeito à influência da umidade nos pavimentos, em última análise é o fenômeno responsável pelos possíveis colapsos da estrutura. A instrumentação e medições mostraram o bom desempenho dos tensiômetros de alta capacidade (TAC) e boa expectativa de uso no campo, e confirmaram a qualidade das medições com refletômetros no

domínio do tempo (TDR), da constante dielétrica dependente do teor de umidade, estes utilizados em larga escala na pesquisa SHRP nos Estados Unidos e referente ao projeto LTPP (desempenho a longo prazo de pavimentos);

5. A técnica do papel filtro, embora precisa e de razoável facilidade de realização, não é aplicável às realidades de campo, por depender de condições de umidade e temperatura praticamente constantes para a obtenção de precisão e acurácia. O tensiômetro de alta capacidade (TAC) comportou-se como uma excelente ferramenta de avaliação dos níveis de sucção da estrutura. Rápido e preciso pode ser empregado em futuros estudos, em substituição à medição indireta da sucção por intermédio das Curvas Características dos materiais. Para uma utilização do TAC em campo carece do desenvolvimento de um equipamento robusto e de uma tecnologia para seu emprego a serem desenvolvidos;
6. A análise numérica realizada, por intermédio do programa EFin3D que executa uma análise por elementos finitos em três dimensões, mostrou-se satisfatória para uma boa modelagem da estrutura (materiais das camadas, condições de contorno do tanque-teste, dimensões, etc.) e serviu, assim, para validar a estrutura do tanque-teste para ensaios desta natureza;
7. O experimento ensejou que se observasse por modelagem física o papel muito favorável da sub-base de pedregulho laterítico no comportamento mecânico do pavimento com base de brita.

O assunto tratado nesta pesquisa é abrangente e, como visto, dependente de uma série de fenômenos ora fáceis de serem simulados em laboratório, ora apenas existentes em situações reais de campo. Desta forma, no decorrer da pesquisa surgiram algumas idéias, as quais poderão ser aproveitadas por pesquisadores interessados nessas questões, a saber:

- A questão do deslocamento total do pavimento, como soma dos deslocamentos individuais de cada camada, pode ser abordada de forma a se obter os deslocamentos individuais de cada uma das camadas da estrutura

por intermédio, por exemplo, do uso do equipamento MDD (Multi Depth Deflectometer) comentado do Item 5.5. A comparação com os resultados da análise numérica poderá desta forma ser mais aderente;

- A instalação de células de carga, ou de tensão total, poderia se dar nos contatos com as paredes do tanque-teste, a diversas alturas. Desta forma a questão das alterações de densidade e do estado de tensão no entorno da célula seriam minimizadas e poderia se ter noção do real valor da tensão horizontal obtida nesses pontos;
- Certamente o processo em campo possui um número de ciclos de secagem-umedecimento muito superior ao efetuado nesta pesquisa. Propõe-se, então, a elaboração de um projeto de experimento que contemple um número maior de ciclos de histerese, talvez com período menor de tempo para equilíbrio da umidade, menos agressivo que os cerca de 20 dias utilizados nesta pesquisa;
- A abordagem de outros processos da presença umidade também é um assunto interessante. Submeter o pavimento à percolação descendente, por exemplo. Simular a entrada de água por defeitos de superfície (trincas) e medindo-se o grau de degeneração da capacidade de suporte da estrutura;
- O monitoramento da temperatura e da umidade relativa do ar no interior da sala que abriga o tanque-teste pode tornar os resultados mais próximos de condições naturais de campo;
- Uma pesquisa de campo interessante seria o monitoramento da umidade em diversos pontos situados numa seção transversal à rodovia, em várias profundidades, desde o acostamento até uma distância por exemplo igual à faixa de domínio. Esse levantamento poderia ser feito pelo período de 1 ano, e os resultados serviriam para alimentar um sistema de gerência que pudesse avaliar a vida útil do pavimento inserido naquelas condições ambientais;
- Estudo de estruturas de pavimento para baixo volume de tráfego submetidas à presença de água. Uma estrutura de pavimento composta de solos de comportamento laterítico que atendam às especificações da Metodologia MCT poderá ser construída no tanque-teste, e submetida às variações de teores de umidade;

- Pode-se montar uma estrutura composta por extensômetros dispostos de maneira a se obter a bacia de deformação dentro do tanque-teste. Por retroanálise avaliar os módulos resilientes das camadas após ciclos de secagem e umedecimento;
- Submeter o revestimento asfáltico ao envelhecimento dado por aplicação de calor através de lâmpadas de infravermelho, simultaneamente à oscilações nos teores de umidade das camadas da estrutura;
- Desenvolver tensiômetros de alta capacidade suficientemente robustos para suportarem os esforços da construção do pavimento, tal qual suportaram os TDRs. Desta maneira, ao invés de se medir a umidade para se obter a sucção a partir das Curvas Características, obter-se-ia diretamente os níveis de sucção nas camadas do pavimento;
- Continuidade da pesquisa sobre a montagem de um dispositivo que avalie em tempo real o valor da sucção nas camadas de um pavimento em campo;
- De posse dos resultados obtidos por MEDINA e MOTTA (1995), pesquisar formas de se aplicar pulsos com duração inferiores a 0,1 s na superfície da estrutura do pavimento de forma a se atingir 0,1 s em profundidades acima de 1,0 m.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABO-HASHEMA, M.A., BAYOMY, F.M., SMITH, R., SALEM, H.M., 2002, “Environmental Impacts on the Subgrade Resilient Modulus for Idaho Pavements”, *81st Annual Meeting of Transportation Research Board*, Washington, D.C..
- AIRES, M., 1997, “Development of Rational Probabilistic Approach for Flexible Pavement Analysis”, **Ph.D. Dissertation**, University of Maryland, MD.
- AITCHISON, G.D., 1965, *Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas*, G.D. Aitchinson Ed., Austrália, 278 pp.
- ALVAREZ, E., 2008, *por e-mail*, Consulta ao engenheiro da empresa Humboldt, edgardo@humboldtmfg.com.
- ANTUNES, L.G.S., PALMEIRA, E.M., 2008, “Ensaio em Grande Escala em Pavimentos Rodoviários com e sem reforço Geossintético”, *COBRAMSEG 2008*, Búzios, Rio de Janeiro, ABMS.
- ASTM D-5298, 2002, *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*.
- ASTM D-6836, 2002, *Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, and/or Centrifuge*.
- AEDO, J.L.C, 1997, *Programa para análise tridimensional de pavimentos asfálticos*, Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil
- BERNUCCI, L.B., 1997, “Módulo Resiliente de Solos Lateríticos e sua Aplicação ao dimensionamento de Pavimentos de Vias de baixo Volume de Tráfego”, *1^o Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*, ABPv, Anais, V.2, pp.490-508, Rio de Janeiro, RJ.

- BLACK, W.P.M., CRONEY, D., JACOBS, J.C, 1958., “Field Studies of the Movement of Soil Moisture”, *D.S.I.R., Road Research Technical Paper No. 41, HMSO*, London, 74 pp.
- CAMACHO, J., 2002, *Peculiaridades de Distribuição de Umidades em Bases de Pavimento de Solo Arenoso Fino Laterítico*, Tese de Doutorado, Poli-USP, 180 pp, São Paulo.
- CERATTI, J.A., 1996, “Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul”, *Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação*, Salvador-BA, Associação Brasileira de Pavimentação, pág 540/555 - ABPv, Rio de Janeiro.
- CHANDLER, R.J., GUTIERREZ, C.I., 1986, “The filter-paper method of suction measurement”, *Géotechnique*, 36, v.2, pp 265-268.
- CHANDLER, R.J., CRILLY, M.S., MONTGOMERY-SMITH, G., 1992, “A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings”, In: *Proceeding of the Institute of Civil Engineering*, 92, no 2, pp. 82-89.
- CRONEY, D., 1952, “The Movement and Distribution of Water in Soils”, *Geotechnique*, Vol.III, No. 1, 1-16.
- CRONEY, D., COLEMAN, J.D., BRIDGE, P.M., 1952, “The Suction of Moisture Held in Soil and Other Porous Materials”, D.S.I.R. *Road Research Technical Paper No. 24*, HMSO, London, 42 pp.
- CRONEY, D., COLEMAN, J.D, 1954., “Soil Structure in Relation to Soil Suction (pF)”, *Journal of Soil Science*, Vol.5, No. 1, 75-84.
- CRONEY, D., COLEMAN, J.D., BLACK, W.P.M, 1958., “Studies of the Movement and Distribution of Water in Soil Relation to Highway Design and Performance”, *Special Report No. 40*, HRB, 226-252.
- CRONEY, D., COLEMAN, J.D., 1961, “Pore Pressure and Suction in Soil”, *Pore Pressure and Suction in Soil*, Butterworths, 31-37.

- CRUZ, L.O.M., 2003, *Pavimento Intertravado de Concreto: estudo dos elementos e método de dimensionamento*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- DANTAS, B.T., 2004, *Análise do Comportamento de Estruturas de Solo Reforçado sob Condições de Trabalho*, Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 209 pp.
- DANZIGER, F.A.B., 2008, *Comunicação Verbal*.
- DAWSON, A.R., PAUTE, J.L., THOM, N.H., 1996, “Mechanical Characteristics of Unbound Granular Materials as a Function of Condition”, *Flexible Pavements*, pp. 35-45, Ed. A. Gomes Correia.
- DE CLERCK, P., 1985, “Mesure de l’évolution de la teneur en eau des sols par voie électromagnétique”, *Tech Routière* (3), pp. 6-15.
- DIENA, A. A., 2004, *Desenvolvimento de Tensiômetros para Sucção Elevada, Ensaídos em Lisímetros de Laboratório com Estudo da Drenagem*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 173.
- DUNCAN, J.M., SEED, R.B., 1986, “Compaction-induced Earth Pressures Under K_0 -conditions”, *Journal of Geotechnical Engineering*, V. 112, No. 1, pp. 1-22.
- DUNCAN, J.M., SEED, R.B., 1991, “Estimation Earth Pressures Due to Compaction”, *Journal of Geotechnical Engineering*, V. 117, No. 12, pp. 1833-1847.
- DUNNICLIFF, J., GREEN, G.E., 1993, *Geotechnical Instrumentation For Monitoring Field Performance*, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- EDIL, T.B., MOTAN, S.E., 1977, “Soil-water potential and resilient behaviour of subgrade soils”, *Transportation Research Record*, 705, pp. 54-63.
- EHRlich, M., MITCHELL, J., K., 1994, “Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls”, *Journal of Geotechnical Engumeering*, V. 120, No. 4, pp.625-645.
- EHRlich, M., 2009, *Comunicação Verbal*.

- EKBLAD, J., 2007, *Influence of Water on Coarse Granular Road Material Properties*, KTH Biblioteket, Disponível em: <<http://www.diva-portal.org/kth/abstract.xsql?dbid=4329>>, Acesso em: Julho/2007.
- ELLIOT, R.P., THORNTON, S.I., 1988, “Resilient Modulus and AASHTO Pavement Design”, *Transportation Research Record*, 1196, TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- FERNANDES, C.E., 2007, *Fundamentos de Física para Geociências*, Vol. 1, Ed. Interciência, pp. 154, 1ª Ed., São Paulo.
- FERNANDO, E.G., OH, J., LIU, W., NAZARIAN, S., MCDANIEL, M., 2008, “Application of Soil-Water Characteristic Relationship in Estimating Load Bearing Capacity for Pavements”, *TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.
- FRANCO, F.A.C.P., 2007, *Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos*, Dissertação de M.Sc., COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- FRANCO, F.A.C.P., 2007, *Método Automático de Dimensionamento Mecânico-empírico de Pavimentos Asfálticos*, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 291 pp.
- FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H., 1993, *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*, John Wiley & Sons, Inc.
- FREDLUND, D.G., XING, A., 1994, “Equation for the Soil-Water Characteristic Curve”, *Canadian Geotechnical Journal*, 31, pp 521-532.
- FREDLUND, D.G., XING, A., HANG, S., 1994, “Predicting the Permeability Function for Unsaturated Soils Using the Soil-water Characteristic Curve”, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, pp 533-546.
- FREDLUND, M.D., FREDLUND, D.G., WILSON, G.W., 1997, “Prediction of soil-water characteristic from grain size distribution and volumetric-mass properties”, *III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, Vol.1, Rio de Janeiro, pp. 13-23.

- FREDLUND, M.D., FREDLUND, D.G., WILSON, G.W., 2002, "Use of the grain size distribution for estimation of the soil-water characteristic curve", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 39, pp 1103-1117.
- FUTAI, M.M., 2002, *Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não-saturados: aplicação a um caso de voçorocamento*, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, 559 pp.
- GEHLING, W.Y.Y., CERATTI, J.A., NÚÑEZ, W.P., RODRIGUES, M.R., 1998, "A study of the influence of suction on the resilient behaviour of soils from southern Brazil", *UNSAT 98*, Vol I, Beijing, China.
- GONÇALVES, R.F., 1999, *Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista*, Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes, USP, São Paulo, 149 p.
- GONÇALVES, F.J.P., 2002, *Estudo do Desempenho de Pavimentos Flexíveis a Partir de Instrumentação e Ensaio Acelerados*, Tese de Doutorado, UFRGS, Rio Grande do Sul, 467 pp.
- GREACEN, E.L., WALKER, G.R., COOK, P.G., "Evaluation of the Filter Paper Method for Measuring Soil Water Suction", *International Conference On Measurement of Soil and Plat Water Status*, pp. 137-143, 1987.
- HANNA, T.H., 1973, *Foudation Instrumentation*, Trans Tech Publications, 1ª Ed., England.
- HEYDINGER, A.G., 2003, "Evaluation of Seasonal Effects on Subgrade Soils", *82nd Annual Meeting of Transportation Research Board*, Washington, D.C..
- HICKS, R.G., MONISMITH, C.L., 1971, "Factors influencing the resilient properties of granular materials", *Highway Research Record 345*, pp. 15-31.
- HORNYCH, P., HAMEURY, O., PAUTE, J.L. , 1998, "Influence de l'eau sur le comportement mecanique des graves non traitees et des sols supports de

chausses”, *International Symposium on Subdrainage in road pavements and Subgrades*, 249-257, Granada.

HUANG, W.H., YANG, S.R., KUNG, J.H.S., LIN, H.D., 2006, “Effect of Matrix Suction on Resilient Modulus of Compacted Subgrade Soils”, *84th TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.

IMKO, 2008 “Tecnologia para Medir Umidade”, *Catálogo de produtos*, Transatlantic, Rio de Janeiro.

IWATA, S., TABUCHI, T. WARKENTIN, B.P., 1995, *Soil-Water Interactions: Mechanisms and Applications*, 2^a Ed, Ed. Dekker, New York.

JONES, M.P., WITCZAK, M.W., 1996, “Subgrade Modulus on the San Diego Test Road”, *Transportation Research Record*, 641, pp. 1-6.

KAKUDA, F.M., 2009, *Aplicações de Geossintéticos em Estruturas de Pavimentos Flexíveis*, Exame de Qualificação, EESC – USP, São Paulo, pp. 202.

KOLISOJA, P.S., T. PELTONIEMI, H., VUORIMIES, N., 2002, “Laboratory Testing of Suction and Deformation Properties of Base Course Aggregates”, *TRR 1787*, pp. 83-88.

KSAIBATI, K., ARMAGHANI, J., FISHER, J., 2000, “Effect of Moisture on the Modulus Values of Base and Subgrade Materials”, *79th Annual Meeting Of Transportation Research Board*, Washington, D.C.

LAMBE, T.W., WHITMAN, R.V., 1976, *Mecânica de Suelos*, Editora Limusa, 2a Ed., México.

LAPIERRE, C., LEROUEIL, S., LOCAT, J., 1990, “Mercury Intrusion and Permeability of Louiseville clay”, *Canadian Geotechnical Journal 29*, pp. 512-515.

LI, D., SELIG, E.T., 1994, “Resilient Modulus for Fine-grained Subgrade Soils”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.6, pp. 939-957.

- LIANG, R.Y., 2006, "Field Monitoring of moisture Variations Under Flexible Pavement", *85th TRB Annual Meeting*, Washington, D.C..
- LIANG, R.Y., RABAB'AH, S., 2007, "Predicting Moisture-dependent Resilient Modulus of Cohesive Soils Using Soil Suction Concept", *XIII Conferência Pan-americana em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Venezuela.
- LIANG, R.Y., RABAB'AH, S., TAAMNEH, M., 2007, "Evaluation of Enhanced Integrated Climatic Model Predictions Over Different Permeable Base Materials", *XIII Conferência Pan-americana em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Venezuela.
- LIKOS, W.J., LU, N., 2002, "On the Filter Paper Technique for the Measurement of Total Soil Suction", *81st TRB Annual Meeting*, Washington, D.C..
- LING, J., XIE, H., GUO, R., 2006, "A Method to Predict Resilient Modulus of Lime and Lime-cement Stabilized Soils Used in Highway Subgrade", *84th TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.
- LTPP, 2008, *Computed Parameter: Moisture Content*, In: Publication No. FHWA-HRT-08-035, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation.
- LU, N., LIKOS, W.J., 2004, *Unsaturated Soil Mechanics*, John Wiley & Sons, Inc.
- LYTTON, R.L., PUF AHL, D.E., MICHALAK, 1993, *An Integrated Model of he Climatic Effects on Pavements*, In: FHWA Report No. FHWA-RD-90-033, Mclean, Virginia.
- MARINHO, F.A.M., 1994, *Shrinkage behaviour of some plastic soils*, PhD Thesis, Imperial College, University of London, England.
- MARINHO, F.A. M., 1997, "Medição de sucção em solos", *3^o Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, Rio de Janeiro, RJ, Vol. 2, pp. 373-397.
- MARINHO, F.A. M., 1998, *Introdução ao Comportamento dos Solos Não Saturados*, material para o curso ministrado durante o XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, Brasília, 66 pp.

- MARINHO, F.A. M., 2005, *Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados*, Concurso de Livre Docência, USP.
- MARINHO, F.A.M., PEREIRA, J.H.F., 1998, “Solos não saturados”, *XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Brasília.
- MARTINS, A.P.S., 2005, *Estudo da Influência das Interações Físico-Químicas no Comportamento Mecânico de Dois Solos Tropicais do Município de Ouro Preto/MG*, Dissertação de Mestrado, UFRJ–COPPE, Rio de Janeiro, 321 pp..
- MEDINA, J., MOTTA, L.M.G., 1995, “Análise do Pulso de Carga em Pavimentos”, *29ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Cuiabá, MT, pp. 419 - 449.
- MEDINA, J., 1997, *Mecânica dos Pavimentos*, Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
- MEDINA, J., MOTTA, L.M.G., 2005, *Mecânica dos Pavimentos*, 2ª Edição, Rio de Janeiro, RJ.
- MEDINA, J., 2008, *Comentários por escrito ao Exame de Qualificação*, Rio de Janeiro, RJ.
- MITCHELL, J.K., 1993, *Fundamentals of Soil Behaviour*, John Wiley & Sons, Inc., 2ª Ed..
- MOTTA, L.M.G., 1991, *Método de Dimensionamento de pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas*, Tese de Doutorado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.
- MÜLLER, R.M., 2005, *Avaliação de Transmissão de Esforços em Pavimentos Intertravados de Blocos de Concreto*, Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 231 pp.
- NAJI, K.N., ZAMAN, M.N., NEVELS, J.B., MANN, J., 2003, “Effect of Soil Suction on Resilient Modulus of Subgrade Soil Using the Filter Paper Technique”, *Transportation Research Record 1457*, Transportation Research Board, Washington, D.C.

- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM 1-37A, 2004, “Guide for Mechanistic-empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures”, Final Report, *Transportation Research Board*.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F., 1995, *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*, Ed. Villibor, São Paulo.
- NOGAMI, J.S., VILLIBOR, D.F., 2001, “Aspectos Fundamentais Para uso Adequado de SAFL em Bases de Pavimentos de Baixo Custo”, *33^a Reunião Anual de Pavimentação*, pp. 854-877 - ABPv, Rio de Janeiro.
- NÚÑEZ, W.P., RODRIGUES, M.R., CERATTI, J., GEHLING, W.Y.Y., 1996, “A influência da Sucção no Módulo Resiliente de um solo de comportamento laterítico - Resultados de laboratório e de campo com emprego do simulador de tráfego da UFRGS-DAER/RS”, *30^a Reunião Anual de Pavimentação*, Salvador-BA, pp. 700-720 - ABPv, Rio de Janeiro.
- PACHECO, A. C., 2001, *Desenvolvimento de Um Novo Tensiômetro para Medidas de Sucção Acima de 1 Atm*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, pp. 93.
- PERERA, Y.Y., ZAPATA, C.E., HOUSTON, W.N., HOUSTON, S.L., 2004, “Moisture Equilibria Beneath Highway Pavements”, *83rd TRB Annual Meeting*, Washington, D.C..
- PETERSEN, J.W., THOMSEN, A., MOLDRUP, P., JACOBSEN, O.H., ROLSTON, D.E., 1995, “High-resolution Time Domain Reflectometry: Sensitivity dependency on probe-design”, *Soil Science 159 (3)*, pp. 149-155.
- PETRY, T.M., HAN, Y.P., GE, L., 2008, “Determination of Subgrade Soil Field Moisture Conditions Using Total Soil Suction”, *TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.
- PING, W.V., LING, C.C., 2000, “Influence of Soil Suction and Environmental Factors on Drying Characteristics of Granular Subgrade Soils”, *79th TRB Annual Meeting*, Washington, D.C..

- PING, W.V., YANG, Z., HO, R.K.H., 2003, “Full-Scale Laboratory Evaluation of Moisture Effect on Resilient Moduli of Granular Pavement Subgrade Layers”, *International Journal of Road Materials and Pavement Design*, Vol. X, No. X.
- PING, W.V., YANG, Z., LIU, J., 2005, “The Influence of High Ground Water Table on Construction of Stabilized Subgrade Layer”, *84th TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.
- PINTO, C.S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos*, Oficina de Textos, 2^a Ed., São Paulo.
- PREVEDELO, C.L., LOYOLA, M.T., 2002, “Modelo para estimar as propriedades hidráulicas de meios porosos a partir da curva granulométrica”, *XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica* – Vol. 1 – pp.451-456.
- RAAD, L., MINASSIAN, G., GARTIN, S., 1992, “Characterization of Saturated Granular Bases Under Repeated Load”, *Transportation research record 1369*, pp. 73-82, Transportation Research Board, Washington, D.C.
- RIDLEY, A. M., BURLAND, J. B., 1993, *A New Instrument for Measuring Soil Moisture Suction*, In: Technical Note, Geotechnique, Vol. 43, No. 2, pp. 321-324.
- RIOS FILHO, M.G., 2006, *Comportamento de um Aterro Compactado em Campo e Laboratório*, Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 145 pp.
- RODRIGUES, M.R., 1998, *Influência da sucção no módulo resiliente de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul*, Dissertação de mestrado, 105 pp., UFRGS, Porto Alegre.
- SADASIVAM, S., MORIAN, D., 2006, “Effects of Ground Water Table Depths on Predicted Performance of Pavements”, *TRB 2006 Annual Meeting*, Washington, D.C.
- SALEM, H.M., BAYOMI, F.M., AL-TAHER, M.G., 2003, “Prediction of Seasonal Variation of Subgrade Resilient Modulus Using LTPP Data”, *82nd Annual Meeting of Transportation Research Board*, Washington, D.C.

- SANDRONI, S.S., 2004, *Notas para o Curso “Geotecnia das Barragens”*, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- SANTA MARIA, F.C.M., 2002, *Estudo Reológico-Experimental do Coeficiente de Empuxo no Repouso – K_0* , Tese de Doutorado, pp 171, COPPE – UFRJ, Rio de Janeiro.
- SARAMAGO, R.P.S., 2002, *Estudo da Influência da Compactação no Comportamento de Muros de Solo Reforçado com a Utilização de Modelos Físicos*, Tese de Doutorado, 294 pp., COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.
- SAUER, E.K., MONISMITH, C.L., 1968, “The Influence of Soil Suction on the Behaviour of a Glacial Till Subjected to Repeated Loading”, *47th Annual Meeting of the Highway Research Board*, Washington, D.C.
- SILVA, B.A., 2003, *Aplicação das Metodologias MCT e Resiliente a Solos Finos do Centro-norte do Mato Grosso*, Dissertação de Mestrado, 260 pp., IME, Rio de Janeiro, RJ.
- SIMMS, P.H., YANFUL, E.K., 2000, “Estimation of a Soil-water Characteristic Curve of a Clayey Till Using Measured pore-size Distribution”, *5th International Symposium on Environmental Geotechnology and Global Sustainable Development*, Belo Horizonte, Brazil.
- SUSUKI, C.Y., PEREIRA, A.C.O., AZEVEDO, A.M., TSU, B.S.A., PITA, A.S., 2004, “Conceito de Índice de Severidade para Considerar a Influência da Drenagem Superficial no Desempenho de Pavimentos Asfálticos”, *35^a Reunião Anual de Pavimentação*, Rio de Janeiro.
- SUWANSAWAT, S.C., BENSON, H., 1999, “Cell Size for Water Content-dielectric Constant calibrations for Time Domain Reflectometry”, *Geotechnical Testing Journal* **22** (1), pp.3-12.
- SVENSON, M., 1980, *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos*, Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, 144 pp., Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro.

- SWEERE, G.T.H., 1990, *Unbound Granular Bases for Roads*, PhD Thesis, University of Delft.
- TAKEDA, M.C., 2006, *A Influência da Variação da Umidade Pós-compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista*, Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Paulo.
- THADKAMALLA, G.B., GEORGE, K.P., 1995, “Characterization of Subgrade Soils at Simulated Field Moisture”, *Transportation Research Record*, n. 1481, pp. 21-27, Washington, D.C.
- TIAN, P., ZAMAN, M.M., LAGUROS, J.G., 1998, “Variation of Resilient Modulus of Aggregate Base and Its Influence on Pavement Performance”, *Journal of Testing and Evaluation* 26 (4), pp. 329-335.
- TOPP, G.C., DAVIS, J.L., 1985, “Time Domain Reflectometry (TDR) and Its Application to irrigation Scheduling”, *Advances in Irrigation* 3, pp. 107-127.
- TOROS, U., HILTUNEN, D.R., 2008, “Effects of Moisture and Time on Stiffness of Unbound Aggregate Base Materials”, *TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.
- VANAPALLI, S.K., FREDLUND, D.G., PUFAHL, D.E., 1999, “The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till”, *Géotechnique*, 49(2), pp. 143-159.
- VIANNA, A.P.F., CINTRA, J.C.A., AOKI, N., 2007 “Influence of Footing Size and Matric Suction on the Behaviour of Shallow Foundations in Collapsible Soil”, *Soils and Rocks*, 30 (3), pp. 127-137.
- VIEIRA, A., PINTO, S., 2002, “Avaliação de Tensões e Deformações em Pavimentos Submetidos a Cargas Excepcionais”, *33ª Reunião Annual de Pavimentação*, ABPv, Florianópolis, SC.
- VIKAS, K.S., THAKUR, S.S., DEVENDRA, N.S., 2006, “Laboratory Investigation on extremely High Suction Measurements for Fine-grained Soils”, *Geotechnical and Geological Engineering*, pp. 565-578.


WHEELER, S.J., KARUBE, D., 1995, "Constitutive Modelling", *First International Conference on Unsaturated Soil*, Vol.3, pp. 1323-1356, Paris.

YANG, S.J., HUANG, W.H., TAI, Y.T., 2005, "Variation of Resilient Modulus with Soil Suction for Compacted Subgrade Soils", *84th TRB Annual Meeting*, Washington, D.C.

ANEXO 1



Sem revestimento - nível d'água na posição NA1

CAMADA	SONDA (TDR)	ABRIL																
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
SUBLEITO (W _{6t} =10,0%)	S1							10,00	9,90	9,95	9,90				9,90	9,80	9,90	10,00
	S2							9,90	9,90	10,00	9,85				9,90	9,80	9,80	9,90
	S3							10,05	10,00	10,00	9,90				9,90	9,90	9,80	9,90
	S4							9,90	9,95	9,90	9,85				9,90	9,90	9,80	9,90
	S5							10,10	10,10	10,10	10,00				10,00	10,00	10,00	10,00
SUB-BASE (W _{6t} =8,7%)	S6							8,70	8,60	8,85	8,60				8,90	8,95	9,00	9,00
BASE (W _{6t} =6,5%)	S7							6,50	6,60	6,60	6,60				6,50	6,50	6,50	6,50

Sem NA  Ensaio

Sem revestimento - nível d'água na posição NA2

CAMADA	SONDA (TDR)	ABRIL												MAIO						
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6
SUBLEITO (W _{6t} =10,0%)	S1	16,40						17,00	17,10					17,20	17,00	17,00			17,20	17,00
	S2	9,90						10,60	10,80					10,90	11,20	11,20			11,60	11,60
	S3	9,90						9,80	10,10					10,10	10,10	10,00			10,35	10,40
	S4	9,80						9,80	9,90					9,70	9,70	10,00			10,35	10,30
	S5	9,90						9,90	10,00					9,90	9,80	9,80			10,20	10,15
SUB-BASE (W _{6t} =8,7%)	S6	9,00						8,90	9,00					8,90	9,10	8,50			8,85	9,00
BASE (W _{6t} =6,5%)	S7	6,50						6,50	6,50					6,50	6,50	6,50			6,40	6,40

NA₂   Ensaio

Sem revestimento - nível d'água na posição NA3

CAMADA	SONDA (IDR)	MAIO																			
		7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
SUBLEITO (W6=10,0%)	S1	17,00	17,00	17,10	17,20	17,00	17,30	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	16,90	16,90	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
	S2	16,90	17,00	16,90	17,00	17,10	17,20	17,30	17,00	17,00	17,00	17,00	16,90	16,90	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
	S3	10,40	10,50	11,00	11,15	11,20	11,50	11,70	11,90	11,90	11,90	11,90	12,50	12,75	13,20	13,20	13,20	13,20	13,20	13,20	14,50
	S4	10,30	10,20	10,35	10,45	10,45	10,40	10,40	10,50	10,50	10,50	10,50	10,60	10,70	10,80	10,80	10,80	10,80	10,80	10,80	10,90
	S5	10,10	10,00	10,10	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	10,25	10,30
SUB-BASE (W6=8,7%)	S6	8,90	8,80	8,80	8,90	8,90	8,90	8,90	8,85	8,85	8,85	8,85	8,80	8,80	8,70	8,80	8,80	8,80	8,80	8,80	8,90
	BASE (W6=6,5%)	6,50	6,50	6,50	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40	6,40

NA3

Ensaio

Sem revestimento - nível d'água na posição NA4

CAMADA	SONDA (IDR)	MAIO															JUNHO									
		27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17			
SUBLEITO (W6=10,0%)	S1	17,00	16,90	17,00	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00			
	S2	17,00	17,00	16,90	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00			
	S3	14,50	14,60	14,60	15,80	15,80	17,20	17,20	17,00	17,00	17,00	17,00	17,20	16,90	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00			
	S4	11,00	11,20	11,30	13,00	13,00	17,10	17,20	17,20	17,00	17,00	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	16,90	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00			
	S5	10,40	10,50	10,60	12,60	12,60	15,30	16,00	16,50	16,50	16,90	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00			
SUB-BASE (W6=8,7%)	S6	8,90	9,00	9,00	9,50	9,50	10,10	10,10	10,05	10,10	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,20	10,25	10,25	10,20	10,20	10,30			
	BASE (W6=6,5%)	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,40	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,50	6,60			

NA4

Ensaio

Sem revestimento - nível d'água na posição NA5

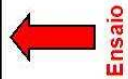
CAMADA	SONDA (TDR)	JUNHO														JULHO													
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
SUBLEITO (Wt=10,0%)	S1	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	
	S2	17,20	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	
	S3	16,90	17,17	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	
	S4	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	
	S5	17,20	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	
SUB-BASE (Wt=8,7%)	S6	10,30	10,35	10,35	10,35	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,55	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,50	10,45	10,40	10,35	10,30	10,25	10,25		
	S7	6,50	6,60	6,60	6,60	6,60	6,60	6,60	6,65	6,65	6,60	6,60	6,70	6,70	6,70	6,70	6,70	6,70	6,70	6,70	6,65	6,65	6,70	6,70	6,70	6,70	6,70		
		NA5														Ensaio													

Sem revestimento - nível d'água na posição NA6

CAMADA	SONDA (TDR)	JULHO														AGOSTO													
		15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
SUBLEITO (Wt=10,0%)	S1	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
	S2	17,00	16,90	17,00	17,00	17,00	17,00	16,50	16,40	16,35	16,25	16,20	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00	16,00
	S3	17,20	17,20	16,80	16,65	16,65	16,10	16,25	16,20	16,10	16,10	15,90	15,85	15,80	15,75	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70	15,70	15,65	15,65	15,60	15,60	15,60
	S4	16,20	16,00	16,00	15,80	15,55	15,20	15,40	15,30	15,30	15,20	15,15	14,80	14,80	14,75	14,75	14,75	14,80	14,85	14,85	14,85	14,85	14,80	14,75	14,85	14,80	14,80	14,80	14,80
	S5	16,00	15,90	15,70	15,55	15,55	14,65	15,00	14,90	14,80	14,65	14,65	14,50	14,50	14,50	14,55	14,50	14,50	14,50	14,50	14,50	14,50	14,45	14,50	14,50	14,50	14,45	14,50	14,50
SUB-BASE (Wt=8,7%)	S6	10,25	10,20	10,20	10,15	10,15	10,15	10,05	10,00	10,00	9,95	9,95	9,90	10,00	10,00	10,00	10,00	9,90	9,90	9,90	9,90	9,95	10,00	9,90	9,90	9,90	9,90	9,00	
	S7	6,75	6,70	6,75	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	6,80	
		NA6														Ensaio													

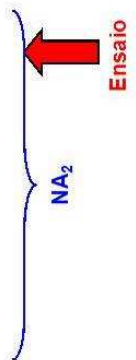
Revestimento Intertravado - nível d'água na posição NA1

CAMADA	SONDA (TDR)	SETEMBRO														OUTUBRO						
		26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
SUBLEITO (W _{ót} =10,0%)	S1	16,50																				
	S2	15,00																				
	S3	14,50																				
	S4	14,40																				
	S5	14,20																				
SUB-BASE (W _{ót} =8,7%)	S6	9,00																				
BASE (W _{ót} =6,5%)	S7	6,80																				



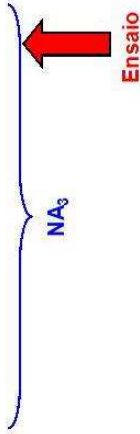
Revestimento Intertravado - nível d'água na posição NA2

CAMADA	SONDA (TDR)	SETEMBRO														OUTUBRO						
		26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
SUBLEITO (W _{ót} =10,0%)	S1	16,50			17,00																	
	S2	15,00			16,90																	
	S3	14,50			14,60																	
	S4	14,40			14,55																	
	S5	14,20			14,30																	
SUB-BASE (W _{ót} =8,7%)	S6	9,00			9,10																	
BASE (W _{ót} =6,5%)	S7	6,80			6,90																	



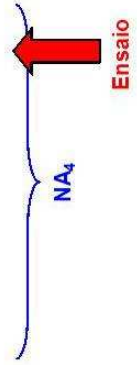
Revestimento Intertravado - nível d'água na posição NA3

CAMADA	SONDA (IDR)	SETEMBRO							OUTUBRO										
		26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
SUBLEITO (Wol=10,0%)	S1	16,50			17,00	17,10	17,00	17,00	16,90										
	S2	15,00			16,90	17,00	17,00	16,90	17,10										
	S3	14,50			14,60	15,25	15,75	15,85	16,15										
	S4	14,40			14,55	15,00	15,35	15,45	15,65										
	S5	14,20			14,30	14,60	14,75	15,00	15,15										
SUB-BASE (Wol=8,7%)	S6	9,00			9,10	9,00	9,00	9,00	9,10										
BASE (Wol=6,5%)	S7	6,80			6,90	6,85	6,90	6,90	6,90										




Revestimento Intertravado - nível d'água na posição NA4

CAMADA	SONDA (IDR)	SETEMBRO							OUTUBRO										
		26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
SUBLEITO (Wol=10,0%)	S1	16,50			17,00	17,10	17,00	17,00	16,90										
	S2	15,00			16,90	17,00	17,00	16,90	17,10										
	S3	14,50			14,60	15,25	15,75	15,85	16,15										
	S4	14,40			14,55	15,00	15,35	15,45	15,65										
	S5	14,20			14,30	14,60	14,75	15,00	15,15										
SUB-BASE (Wol=8,7%)	S6	9,00			9,10	9,00	9,00	9,10	9,10										
BASE (Wol=6,5%)	S7	6,80			6,90	6,85	6,90	6,90	6,90										




Revestimento Intertravado - nível d'água na posição NA5

CAMADA	SETEMBRO							OUTUBRO									
	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SONDA (TDR)	16,50	17,00	17,10	17,00	16,90	17,00	17,00	16,90	17,10	17,00	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
S1																	
S2	15,00	16,90	17,00	16,90	17,10	17,00	16,90	17,10	17,00	16,90	17,20	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
S3	14,50	14,60	15,25	15,75	15,85	16,15	16,15	16,15	16,35	16,55	16,65	16,65	16,65	16,70	16,70	16,70	16,70
S4	14,40	14,55	15,00	15,35	15,45	15,65	15,65	15,65	15,85	16,10	16,00	16,00	16,00	15,85	15,85	15,85	15,85
S5	14,20	14,30	14,60	14,75	15,00	15,15	15,15	15,15	15,50	15,85	15,70	15,65	15,50	15,50	15,50	15,50	15,50
SUB-BASE (Wot=8,7%)	9,00	9,10	9,00	9,00	9,10	9,00	9,00	9,10	9,10	9,00	10,25	10,15	10,15	10,10	10,10	10,10	10,10
S6																	
BASE (Wot=6,5%)	6,80	6,90	6,85	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	7,00	7,00	7,00	7,00	6,90	7,00	7,00	7,00
S7																	

NA5

 Ensaio

Revestimento Intertravado - nível d'água na posição NA6

CAMADA	SETEMBRO							OUTUBRO									
	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SONDA (TDR)	16,50	17,00	17,10	17,00	16,90	17,00	17,00	16,90	17,10	17,00	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
S1																	
S2	15,00	16,90	17,00	16,90	17,10	17,00	16,90	17,10	17,00	16,90	17,20	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
S3	14,50	14,60	15,25	15,75	15,85	16,15	16,15	16,15	16,35	16,55	16,65	16,65	16,70	16,70	16,70	16,70	16,70
S4	14,40	14,55	15,00	15,35	15,45	15,65	15,65	15,65	15,85	16,10	16,00	16,00	16,00	15,85	15,85	15,85	15,85
S5	14,20	14,30	14,60	14,75	15,00	15,15	15,15	15,15	15,50	15,85	15,70	15,65	15,50	15,50	15,50	15,50	15,50
SUB-BASE (Wot=8,7%)	9,00	9,10	9,00	9,00	9,10	9,00	9,00	9,10	9,10	9,00	10,25	10,15	10,15	10,10	10,10	10,10	10,10
S6																	
BASE (Wot=6,5%)	6,80	6,90	6,85	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	7,00	7,00	7,00	7,00	6,90	7,00	7,00	7,00
S7																	

NA6

 Ensaio


Revestimento CBUQ - nível d'água na posição NA1

CAMADA	SONDA (TDR)	NOVEMBRO												DEZEMBRO				
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4
SUBLEITO (Wót=10,0%)	S1	17,00																
	S2	16,90																
	S3	16,35																
	S4	15,80																
	S5	15,55																
SUB-BASE (Wót=8,7%)	S6	10,10																
BASE (Wót=6,5%)	S7	6,90																

 **Ensaio**

Revestimento CBUQ - nível d'água na posição NA2

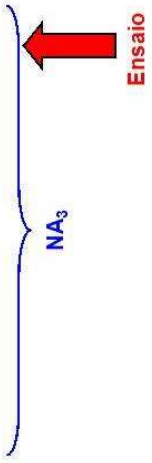
CAMADA	SONDA (TDR)	NOVEMBRO												DEZEMBRO				
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4
SUBLEITO (Wót=10,0%)	S1	17,00	17,00	17,00	17,00			17,00										
	S2	16,90	17,10	17,00	17,00			16,90										
	S3	16,35	16,35	16,35	16,35			16,40										
	S4	15,80	15,80	15,75	15,80			15,75										
	S5	15,55	15,55	15,55	15,55			15,55										
SUB-BASE (Wót=8,7%)	S6	10,10	10,10	10,10	10,00			10,00										
BASE (Wót=6,5%)	S7	6,90	6,90	6,90	6,90			6,90										

 **Ensaio**

NA₂

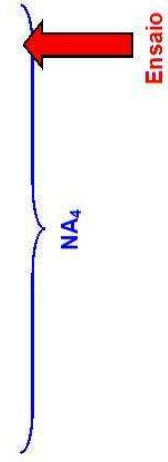
Revestimento CBUQ - nível d'água na posição NA3

CAMADA	SONDA (TDR)	NOVEMBRO											DEZEMBRO					
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4
SUBLEITO (W _{ót} =10,0%)	S1	17,00	17,00	17,00	17,00	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo						
	S2	16,90	17,10	17,00	17,00	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo						
	S3	16,35	16,35	16,35	16,35	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo						
	S4	15,80	15,80	15,75	15,80	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo						
	S5	15,55	15,55	15,55	15,55	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo						
SUB-BASE (W _{ót} =8,7%)	S6	10,10	10,10	10,00	10,00	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo						
BASE (W _{ót} =6,5%)	S7	6,90	6,90	6,90	6,90	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo						



Revestimento CBUQ - nível d'água na posição NA4

CAMADA	SONDA (TDR)	NOVEMBRO											DEZEMBRO					
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4
SUBLEITO (W _{ót} =10,0%)	S1	17,00	17,00	17,00	17,00	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo		17,00	17,10			
	S2	16,90	17,10	17,00	17,00	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo		16,80	17,00			
	S3	16,35	16,35	16,35	16,35	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo		16,65	16,65			
	S4	15,80	15,80	15,75	15,80	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo		16,35	16,50			
	S5	15,55	15,55	15,55	15,55	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo		16,00	16,30			
SUB-BASE (W _{ót} =8,7%)	S6	10,10	10,10	10,00	10,00	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo		10,35	10,50			
BASE (W _{ót} =6,5%)	S7	6,90	6,90	6,90	6,90	Sábado		Domingo		Sábado		Domingo		7,00	7,00			



Revestimento CBUQ - nível d'água na posição NA5

CAMADA	SONDA (TDR)	NOVEMBRO												DEZEMBRO												
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SUBLEITO (Wd=10,0%)	S1	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00			
	S2	16,90	17,10	17,00	17,00	17,00	16,90	16,90	17,00	17,10	17,10	17,00	17,00	17,00	16,80	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,10	17,00			
	S3	16,35	16,35	16,35	16,35	16,35	16,40	16,50	16,50	16,55	16,60	16,60	16,60	16,60	16,65	16,65	16,65	16,65	16,37	16,60	16,70	16,70	16,70			
	S4	15,80	15,80	15,75	15,80	15,75	15,75	15,75	15,75	15,85	15,80	15,80	15,80	15,80	16,35	16,50	16,35	16,35	16,25	16,00	15,80	15,80	15,80			
	S5	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,60	15,55	15,55	15,55	15,55	16,00	16,30	16,00	16,00	15,85	15,70	15,45	15,45	15,45			
SUB-BASE (Wd=8,7%)	S6	10,10	10,10	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,10	10,15	10,15	10,15	10,15	10,35	10,50	10,50	10,50	10,50	10,40	10,45	10,45	10,45				
BASE (Wd=6,5%)	S7	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00				

NA5

Ensaio

Revestimento CBUQ - nível d'água na posição NA6

CAMADA	SONDA (TDR)	NOVEMBRO												DEZEMBRO												
		18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
SUBLEITO (Wd=10,0%)	S1	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00	17,00
	S2	16,90	17,10	17,00	17,00	17,00	16,90	16,90	17,00	17,10	17,10	17,00	17,00	17,00	16,80	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,10	17,00	17,00	17,00	17,00	
	S3	16,35	16,35	16,35	16,35	16,35	16,40	16,50	16,50	16,55	16,60	16,60	16,60	16,60	16,65	16,65	16,65	16,65	16,37	16,60	16,70	16,70	16,70	16,70	16,70	
	S4	15,80	15,80	15,75	15,80	15,75	15,75	15,75	15,75	15,85	15,80	15,80	15,80	15,80	16,35	16,50	16,35	16,35	16,25	16,00	15,80	15,80	15,80	15,80	15,80	15,80
	S5	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,55	15,60	15,55	15,55	15,55	15,55	16,00	16,30	16,00	16,00	15,85	15,70	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45	15,45
SUB-BASE (Wd=8,7%)	S6	10,10	10,10	10,00	10,00	10,00	10,00	10,00	10,10	10,15	10,15	10,15	10,15	10,35	10,50	10,50	10,50	10,50	10,40	10,45	10,45	10,45	10,45	10,45	10,45	
BASE (Wd=6,5%)	S7	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	6,90	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	7,00	

NA6

Ensaio

ANEXO 2

REVEST.	N.A.	PLACA	RAIO (cm)	ÁREA (cm ²)	CARREGAMENTO (kgf)				
					500	800	1100	1400	1700
S/ revestimento	1	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
					LVDTs				
					16	20	25	28	32
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
					0,22	0,36	0,49	0,62	0,76
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
					LVDTs				
					15	20	25	27	31
	2	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
					LVDTs				
					13	17	21	24	27
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
					0,22	0,36	0,49	0,62	0,76
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
					LVDTs				
					13	18	21	24	27
	3	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
					LVDTs				
					14	17	21	24	27
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
					0,22	0,36	0,49	0,62	0,76
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
					LVDTs				
					13	17	21	24	27
	4	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
					LVDTs				
					17	23	28	32	38
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
0,22					0,36	0,49	0,62	0,76	
DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)									
LVDTs									
16					23	28	32	37	
5	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)					
				0,28	0,44	0,61	0,77	0,94	
				DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)					
				LVDTs					
				18	24	30	34	40	
	2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)					
				0,22	0,36	0,49	0,62	0,76	
				DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)					
				LVDTs					
				19	25	30	34	40	
6	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)					
				0,28	0,44	0,61	0,77	0,94	
				DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)					
				LVDTs					
				18	23	28	32	36	
	2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)					
				0,22	0,36	0,49	0,62	0,76	
				DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)					
				LVDTs					
				17	23	28	31	36	

REVEST.	N.A.	PLACA	RAIO (cm)	ÁREA (cm ²)	CARREGAMENTO (kgf)				
					500	800	1100	1400	1700
INTERTRAVADO	1	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		23	28	34	38	42			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	22	29	35	38	43				
	2	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		21	27	33	36	40			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	17	24	29	31	35				
	3	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		20	26	32	35	39			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	18	25	30	34	38				
	4	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		22	28	33	37	42			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	20	27	32	36	40				
	5	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		20	27	34	38	43			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
LVDTs									
21	28	33	37	40					
6	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)					
				0,28	0,44	0,61	0,77	0,94	
				DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)					
	LVDTs								
	25	30	35	38	43				
	2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)					
0,22				0,36	0,49	0,62	0,76		
DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)									
LVDTs									
21	27	32	35	39					

REVEST.	N.A.	PLACA	RAIO (cm)	ÁREA (cm ²)	CARREGAMENTO (kgf)				
					500	800	1100	1400	1700
C B U Q	1	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		12	16	20	24	28			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	13	16	20	24	27				
	2	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		10	14	18	21	24			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	9	14	17	20	23				
	3	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		10	14	19	22	27			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	11	16	19	22	26				
	4	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		11	16	20	24	28			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
	LVDTs								
	10	15	19	22	26				
	5	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)				
					0,28	0,44	0,61	0,77	0,94
					DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)				
		LVDTs							
		11	15	19	23	26			
		2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)				
	0,22				0,36	0,49	0,62	0,76	
	DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)								
LVDTs									
12	16	20	23	26					
6	1	7,6	181,37	PRESSÃO (MPa)					
				0,28	0,44	0,61	0,77	0,94	
				DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)					
	LVDTs								
	11	16	20	23	27				
	2	8,45	224,20	PRESSÃO (MPa)					
0,22				0,36	0,49	0,62	0,76		
DESLOCAMENTO (x10 ⁻² mm)									
LVDTs									
10	15	19	22	26					

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)