

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE
DEFORMABILIDADE DE CAMADAS DE UM PAVIMENTO
A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO

LORENA CRISTINA MARTINS BATISTA

ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-159/07

BRASÍLIA / DF: MAIO / 2007

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DE
DEFORMABILIDADE DE CAMADAS DE UM PAVIMENTO
A PARTIR DE ENSAIOS DE CAMPO**

LORENA CRISTINA MARTINS BATISTA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**RENATO PINTO CUNHA, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**RITA MOURA FORTES, DSc (Universidade Presbiteriana Mackenzie)
(EXAMINADORA EXTERNA)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 10 de MAIO de 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

BATISTA, LORENA CRISTINA MARTINS

Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo

xx, 177p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2007).

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.

1. Pavimentação

2. Solos Tropicais

3. Parâmetros de Deformabilidade

4. Retroanálise

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

BATISTA, L. C. M. (2007). Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo. Dissertação de Mestrado, G.DM-159/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Lorena Cristina Martins Batista

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo

GRAU/ANO: Mestre/2007

É concedida à Universidade de Brasília permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

Lorena Cristina Martins Batista

Rua J-01, Quadra 15 Lote 13, Conjunto Aruanã I

CEP: 74.740-160 Goiânia/GO – Brasil

lorenacristina@unb.br

lorenacristinamb@gmail.br

DEDICATÓRIA

Aos meus amados pais, João Pedro e Berenice

À minha irmã Alíne

AGRADECIMENTOS

À DEUS, sobre tudo e todos, pai misericordioso, que esteve sempre ao meu lado, me dando forças pra lutar, e mesmo diante das dificuldades, olhar adiante e amparada pelo teu amor e a tua bondade, seguir em frente. À Maria, mãe de DEUS e mãe nossa, pela proteção e constante interseção junto a DEUS.

Ao meu orientador, o professor Márcio Muniz de Farias, pelo respeito e paciência sempre dispensados na condução desta dissertação.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília pelo total empenho.

À CAPES e ao CNPQ pelo apoio financeiro.

Aos amigos e colegas do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB. A vocês, o que dizer senão que conquistaram cada um, do seu jeitinho, um lugar especial no meu coração. Obrigada por tudo!

Ao Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER) do Centro de Formação de Recursos Humanos em Transportes (CEFTRU) da Universidade de Brasília pela acolhida. Aos “AMIGOS” que conquistei no CEFTRU, os quais jamais serão esquecidos. Charles e Paulo, o esforço e a atenção de vocês me conduziram até aqui.

Aos técnicos e colegas do laboratório de Geotecnia da UnB, Alessandro, Ricardo, Vanilson, Tiago, Osvaldo e Izabel pela dedicação e presteza ao longo destes dois anos.

À NOVACAP, na pessoa do Engenheiro Sérgio, pelo apoio técnico fornecido quando da execução de ensaios de campo com a viga Benkelman.

E finalmente àquelas pessoas que já estão comigo há “alguns poucos” anos a mais:

Os meus amados pais, João Pedro e Berenice, e a minha doce irmãzinha, Aline, todo o meu amor e a minha gratidão, hoje e sempre. Amo vocês!

Ao meu grande e incondicional amor-irmão, Fernando Duarte, o português mais goiano que já conheci. Fernando, seria pouco dizer somente muito obrigada. É preciso reconhecer que esse título não é somente meu, é nosso, por tudo que me proporcionou nesses dois anos. A você, pra sempre, toda a minha gratidão.

À minha querida avó Liquita, que soube sempre tão bem ser o maior exemplo de luta e perseverança. A toda a minha família, tios, tias, primos e primas, na pessoa da querida tia Fatinha, minha segunda mãe. Ainda, à toda a minha família brasiliense, na pessoa do Carlin Silvério, pela prontidão e o cuidado que me fortalece.

Aos os meus sogros, Arlete e Jerônimo, pelo carinho, atenção e incentivo. Aos meus cunhados Selmo, Simone e Cleuber, pela acolhida e pelo cuidado essencial, o que dizer senão que eu sou totalmente grata.

Aos amigos que ficaram em Goiânia, em especial duas grandes amigas: Luciana Faria e Luanna Lopes. “Longe dos olhos, perto do coração”.

RESUMO

O Brasil é um país de clima tropical e apresenta a sua cobertura formada essencialmente por solos lateríticos finos. Estes solos apresentam características as quais permitem usá-los em obras rodoviárias. No entanto, isso só pôde ser comprovado a partir da década de 80, quando da criação da metodologia MCT de caracterização dos solos tropicais. Além disso, verifica-se nas últimas décadas a crescente necessidade por uma abordagem mecanística dos pavimentos. A análise eficiente dos pavimentos requer necessariamente a determinação dos parâmetros de deformabilidade de seus materiais constituintes. Esta dissertação, motivada pela possibilidade de utilização de um equipamento inovador na região centro-oeste do país para determinação de características de deformabilidade dos solos em campo, objetivou investigar diferentes metodologias para determinação dos parâmetros de deformabilidade das camadas constituintes de um pavimento executado no Distrito Federal no ano 2006 (duplicação da via L3 Norte) a partir de ensaios de campo. A partir de amostras de solos coletadas no subleito da via foram executados ensaios de classificação por métodos tradicionais e pela metodologia MCT, de compactação Proctor Normal, de sucção e de Mini-CBR. No campo foram realizados ensaios no subleito e nas camadas de sub-base e base com os equipamentos viga Benkelman, GeoGauge, penetrômetro PANDA e pressiômetro Pencil. Ainda, no campo, foram determinados o teor de umidade e a massa específica aparente seca dos solos do subleito. Os resultados de deflexões fornecidos pelos ensaios com a viga Benkelman foram retroanalisados por diferentes metodologias de retroanálises. Os módulos de deformabilidade determinados diretamente em campo, com o auxílio do equipamento GeoGauge, foram comparados aos módulos pressiométricos, aos módulos obtidos pelas correlações com os penetrogramas fornecidos pelo equipamento PANDA e ainda aos módulos retroanalisados. O módulo fornecido pela metodologia de retroanálise iterativa, utilizando o programa computacional Kenlayer, apresenta valores mais próximos dos valores obtidos para os módulos de deformabilidade com o equipamento GeoGauge. Este equipamento, determinando os módulos de deformabilidade dos materiais de um pavimento em campo, apresenta-se como uma alternativa bastante eficaz na avaliação estrutural dos pavimentos. Trata-se de um equipamento com baixo custo de aquisição, fácil manuseio e rapidez na execução de ensaios. Além disso, ele possibilita o controle e interferência no processo de compactação das obras de engenharia em tempo real, evitando posteriores intervenções corretivas.

ABSTRACT

Brazil is a tropical country that most part of the cover soil has mainly a fine lateritic classification. Those materials show characteristics which might be useful for pavement engineering. However, this only could be confirmed after the 80`s, when MCT methodology for tropical soils characterization was available. Furthermore, it's true that, in the later years, a technical common sense to design pavements in a more mechanistic way is evident. That type of analysis necessarily requires the evaluation of the deformability parameters of the pavement materials. This work has the motivation and the possibility to use an innovative device which has the ability to evaluate the stiffness of pavement layers in situ. Also, this dissertation investigated different methodologies of field tests to determine the deformability parameters of a particular pavement constructed at North L3 Avenue, Distrito Federal - Brazil, in the year of 2006. From subgrade samples collected in the construction site, traditional characterization laboratorial tests were executed in conjunction with MCT methodology, also compaction, suction and Mini-ISC. The granular layers, subgrade, subbase and base, were tested using several devices, as Benkelman Beam, GeoGauge, PANDA Penetrometer and Pencil Pressiometer. Also, the moisture content and the dry mass specific gravity of the subgrade were determined. The deformability modulus determined with Geogauge directly in the field was compared with the results obtained using the PANDA equipment, also with the pressiometer results and the backanalysis values. The iterative values of modulus, found using the backanalysis methodology and the software KENLAYER, shown values close to those determined using the GeoGauge. The use of GeoGauge to determine the field deformability parameters of pavement materials revealed an efficient and alternative way in the mechanical evaluation of the whole structure. GeoGauge is an easy to use, not expensive and non time consuming device that has the real time compaction control possibility in the field, avoiding future corrections services.

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIações

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

Al – Alumínio

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

Ca – Cálcio

CBR – *California Bearing Ratio*

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

cm – centímetro

cm² – centímetro quadrado

cm/s – centímetro por segundo

D₀ – deflexão máxima do pavimento

D_x – deflexão medida com a ponta de prova da viga Benkelman a uma distância igual a x centímetros

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

e – índice de vazios

E – módulo de deformabilidade

E_{oed} – módulo oedométrico

E_p – módulo pressiométrico obtido na fase de carregamento do ensaio com o pressiômetro Pencil

E_r – módulo pressiométrico obtido na fase de recarregamento do ensaio com o pressiômetro Pencil

Fe – Ferro

FWD – Falling Weight Deflectometer

GC – grau de compactação

G_s – massa específica dos solos

g/cm³ – grama por centímetro cúbico

Hz – hertz

K – Potássio

Kg - kilograma

kgf - kilograma força

kgf/cm² – kilograma força por centímetro quadrado

kN – kilo-Newton
km² – quilômetro quadrado
kPa – kilo Pascal
LVDT – *Linear variable differential transformer*
m - metro
mm – milímetro
MCV – Moisture Condition Value
Mg – Magnésio
M_R – Módulo Resiliente
MPa – mega Pascal
n° - número
Na – Sódio
NBR – Norma Brasileira
NOVACAP - Companhia Urbanizadora da Nova Capital
pH – potencial hidrogeniônico
P_L – pressão limite
q_L – resistência limite
q_R – resistência de referência
q_{d0} – resistência na superfície
q_{d1} – resistência na profundidade crítica
R – raio de curvatura da bacia de deflexão
R² – coeficiente de determinação
S – Sul
S_R – grau de saturação
SSG – Soil Stiffness Gauge
VDM – valor diário médio de veículos
tf – toneladas-força
TRB – Transportation Research Board
USCS – United System Classification os Soils
w_o – umidade ótima
w – teor de umidade
° - grau
' – segundo
°C – graus Celsius

% - porcentagem

μm – micrômetro

γ_d – massa específica aparente seca

$\gamma_{d\text{max}}$ – massa específica seca máxima

σ_1 – tensão principal maior

σ_3 – tensão confinante

σ_d – tensão desvio

ν - coeficiente de Poisson

ÍNDICE

INTRODUÇÃO	1
1.1. A IMPORTÂNCIA DO TEMA	1
1.2. MOTIVAÇÃO	2
1.3. OBJETIVOS.....	2
1.4. ESCOPO DO TRABALHO	2
OS SOLOS LATERÍTICOS E A METODOLOGIA MCT	4
2.1. INTRODUÇÃO.....	4
2.2. SOLOS LATERÍTICOS.....	5
2.2.1. Generalizações	5
2.2.2. Peculiaridades dos Solos Lateríticos	6
2.2.3. Utilização em Pavimentação de Baixo Custo.....	7
2.2.4. Os Solos Lateríticos e o Distrito Federal.....	10
2.3. METODOLOGIA MCT DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS TROPICAIS.....	12
2.3.1. Generalidades.....	12
2.3.2. Ensaio da Metodologia MCT.....	14
2.3.3. A Classificação MCT.....	17
2.3.4. Metodologia Expedita de Caracterização dos Solos Tropicais	20
ANÁLISE MECANÍSTICA DOS PAVIMENTOS	23
3.1. INTRODUÇÃO.....	23
3.2. ANÁLISE MECANÍSTICA DOS PAVIMENTOS	24
3.2.1. Considerações Gerais	24
3.2.2. O Conceito de Resiliência	24
3.2.3. Módulo Resiliente por meio de Ensaio de Cargas Repetidas	25
3.2.4. Características Resilientes dos Solos	29
3.2.5. Avaliação Estrutural dos Pavimentos a partir de Retroanálise	33
3.3. ENSAIOS DE CAMPO PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS.....	47
3.3.1. Levantamentos Defletométricos a partir da Viga Benkelman.....	47
3.3.2. Medidas de Módulo e Rigidez por meio do Equipamento GeoGauge	49
3.3.3. Resistência Dinâmica com o Equipamento Panda	52
3.3.4. Módulos Elásticos a partir do Equipamento Pressiômetro Pencil	57
MATERIAIS E MÉTODOS	60
4.1. INTRODUÇÃO.....	60
4.2. O TRECHO ANALISADO	60
4.3. ENSAIOS DE CAMPO.....	64

4.3.1. Determinação da Densidade “In Situ”	64
4.3.2. Determinação da Umidade “In Situ”	65
4.3.3. Ensaio de Viga Benkelman.....	66
4.3.4. Ensaio de GeoGauge	68
4.3.5. Ensaio de Penetração Dinâmica.....	70
4.3.6. Ensaio com o Pressiômetro Pencil	71
4.4. ENSAIOS LABORATORIAIS	73
4.4.1. Ensaio de Caracterização.....	73
4.4.2. Ensaio de Compactação Proctor Normal.....	81
4.4.3. Ensaio de Curva Característica	84
4.4.4. Ensaio de Mini-CBR	89
APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS LABORATORIAIS	93
5.1. INTRODUÇÃO.....	93
5.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	93
5.2.1. Caracterização dos Solos.....	93
5.2.2. Compactação	99
5.2.3. Sucção	103
5.2.4. Mini-CBR	109
APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS DE CAMPO	113
6.1. INTRODUÇÃO.....	113
6.2. ENSAIOS DE CAMPO.....	113
6.2.1. Teor de Umidade.....	113
6.2.2. Massa Específica Aparente Seca.....	116
6.2.3. Viga Benkelman.....	119
6.2.4. GeoGauge	129
6.2.5. Panda.....	134
6.2.6. Pressiômetro Pencil	143
RETROANÁLISE DE BACIAS DE DEFLEXÕES	150
7.1. INTRODUÇÃO.....	150
7.2. RETROANÁLISE SIMPLIFICADA	150
7.2.1. Método de Fabrício et al.(1994).....	151
7.2.2. Metodologia de Retroanálise baseada na Teoria do Ponto Inerte e na Regressão Múltipla	153
7.3. RETROANÁLISE ITERATIVA	158
CONCLUSÕES	166
8.1. INTRODUÇÃO.....	166
8.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO	166
8.3. ENSAIOS DE CAMPO.....	167

8.4. RETROANÁLISE DE BACIAS DE DEFLEXÕES.....	169
8.5. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	170
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	172

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Ensaio da metodologia MCT, com as respectivas aplicações de seus resultados	14
Tabela 2.2 – Dados diversos dos grupos de solos integrantes da metodologia MCT (modificado - Nogami e Villibor, 1995)	19
Tabela 3.1 – Lista parcial de programas iterativos de retroanálise (modificado – Albernaz <i>et al.</i> 1995 e Coutinho Neto, 2002)	36
Tabela 5.1 – Índices de consistência obtidos para os solos coletados no subleito do trecho da via L3 Norte	96
Tabela 5.2 – Correlação entre os índices de consistência fornecidos pela NOVACAP e os determinados nos ensaios de caracterização	96
Tabela 5.3 – Classificações dos solos representativos dos 8 pontos de ensaio	97
Tabela 5.4 – Massa específica dos solos coletados nos 8 pontos de ensaio	98
Tabela 5.5 – Classificação dos solos a partir da metodologia de caracterização táctil-expedita MCT	98
Tabela 5.6 – Umidades ótimas e massas específicas aparentes secas	101
Tabela 5.7 – Correlação entre parâmetros de compactação em campo e em laboratório	102
Tabela 5.8 – Umidades ótimas propostas para compactação dos solos e moldagem dos corpos-de-prova para o ensaio de sucção versus umidades ótimas determinadas a partir do ensaio de compactação	107
Tabela 5.9 – Grau de saturação calculados para os solos e sucção lidas a partir dos gráficos de correlação	109
Tabela 5.10 – Umidades ótimas e massas específicas aparentes secas determinadas a partir dos ensaios de compactação mini-MCV	111
Tabela 5.11 – Capacidade de suporte obtida para os corpos-de-prova representantes dos 8 pontos de ensaio	112
Tabela 6.1 – Umidades médias para os pontos de ensaio do subleito do pavimento da via L3 Norte sob estudo	114
Tabela 6.2 – Massas específicas aparentes secas para os oito pontos de ensaio do subleito do pavimento da Via L3 Norte sob estudo	117
Tabela 6.3 – Deflexões máximas e raios de curvatura obtidos a partir de ensaios com a viga Benkelman	122
Tabela 6.4 – Módulos de Young determinados a partir do ensaio de GeoGauge no subleito	130
Tabela 6.5 – Módulos obtidos para o subleito partindo-se de correlações com os resultados de resistência crítica	139
Tabela 6.6 – Módulos obtidos para as camadas de sub-base e base partindo-se de correlações com s resultados de resistência crítica	143
Tabela 6.7 – Resultados obtidos para os ensaios com o equipamento pressiômetro Pencil nas camadas de subleito, sub-base e base do pavimento da via L3 Norte	144
Tabela 7.1. Relações D_{60}/D_{10} determinadas a partir do ensaio de viga Benkelman	152
Tabela 7.2. Parâmetros determinados a partir da retroanálise simplificada utilizando-se o método de Fabrício <i>et al.</i> (1994)	152
Tabela 7.3. Bacias de deflexão média, superior e inferior determinadas para a camada de base do pavimento da via L3 Norte	154
Tabela 7.4. Módulos resilientes médio, superior e inferior obtidos para o subleito do pavimento	155
Tabela 7.5. Módulos equivalentes médio, superior e inferior obtidos para o conjunto formado pelas camadas de sub-base e base do pavimento da via L3 Norte	156

Tabela 7.6. Parâmetros de entrada do programa computacional Kenlayer	158
Tabela 7.7. Bacias de deflexão média, superior e inferior utilizadas na retroanálise para obtenção dos módulos de deformabilidade das camadas do pavimento da via L3 Norte	160
Tabela 7.8. Módulos de deformabilidade para as camadas do trecho do pavimento da via L3 Norte retroanalizadas a partir do programa computacional Kenlayer	160

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mapa das principais áreas de ocorrência dos solos lateríticos no território brasileiro (Villibor et Al., 2000)	6
Figura 2.2 – Compactador da metodologia MCT pertencente à Universidade de Brasília	16
Figura 2.3 – Gráfico da classificação MCT (Nogami e Villibor, 1995)	19
Figura 2.4 – Carta De Classificação Do Método Das Pastilhas (modificado – Nogami e Villibor, 1994)	22
Figura 3.1 – Esquema do primeiro equipamento de ensaios triaxiais de carga repetida da COPPE/UFRJ de 1977 (Medina e Motta, 2005)	26
Figura 3.2 - Registro oscilográfico do ensaio de cargas repetidas (Medina, 1997)	27
Figura 3.3 – Variação típica do módulo resiliente em função da tensão confinante para solo granulares (Monteiro, 1996)	31
Figura 3.4 – Variação típica do módulo resiliente em função da tensão desvio para solo granulares (Monteiro, 1996)	31
Figura 3.5 – Corte esquemático do equipamento GeoGauge	51
Figura 3.6 – Equipamento Panda	54
Figura 3.7 – Determinação de diferentes camadas com o equipamento Panda (L' excellent, 2005)	55
Figura 3.8 – Exemplo típico de penetrograma sem anomalia no processo de compactação	56
Figura 3.9 – Exemplo típico de penetrograma ao qual se pode associar problemas no processo de compactação em campo	56
Figura 3.10 – Linhas de resistência, profundidade e resistência limite associadas a um penetrograma	57
Figura 4.1 – Carta de situação da via L3 Norte antes de sua duplicação	61
Figura 4.2 – Via L3 Norte em fase de execução de suas obras de duplicação	62
Figura 4.3 – Trecho da obra escolhido para a realização dos ensaios	63
Figura 4.4 - Croqui da faixa da via L3 Norte estaqueada	63
Figura 4.5 – Croqui esquemático das camadas constituintes do pavimento da via L3 Norte	64
Figura 4.6 – Ensaio de frasco de areia	65
Figura 4.7 – Fases do ensaio para a determinação da umidade	66
Figura 4.8 – Ensaio de viga Benkelman	67
Figura 4.9 – Vista superior do equipamento GeoGauge	68
Figura 4.10 – Esquema dos pontos de ensaio com o equipamento GeoGauge	69
Figura 4.11 – Equipamento Panda	71
Figura 4.12 – Equipamento pressiómetro Pencil	73
Figura 4.13 – Fase de caracterização por sedimentação	75
Figura 4.14 – Fase de peneiramento das amostras	75
Figura 4.15 – Ensaio para determinação da massa específica dos grãos	79
Figura 4.16 – Espatulação do solo e adição de água para o ensaio de caracterização expedita MCT, detalhes do dispositivo de penetração e dos anéis	80
Figura 4.17 – Secagem dos anéis e das bolinhas moldadas	81
Figura 4.18 – Extração do corpo-de-prova compactado	85
Figura 4.19 – Moldagem dos corpos-de-prova	86
Figura 4.20 – Corpos-de-prova moldados	86
Figura 4.21 – Estrutura formada pelos círculos de papel filtro e o corpo-de-prova moldado	87
Figura 4.22 – Corpos-de-prova fechados e acondicionados em caixa de isopor	87
Figura 4.23 – Balança para pesagem dos papéis filtro	88
Figura 4.24 – Equipamento de compactação mini-MCV	89
Figura 4.25 – Corpos-de-prova acoplados aos conjuntos de embebição	91
Figura 4.26 – Corpos-de-prova submersos (vista frontal e superior) no tanque de imersão e detalhe do extensômetro acoplado ao conjunto de imersão	91

Figura 4.27 – Ensaio de mini-CBR	92
Figura 5.1 – Curvas granulométricas obtidas para as amostras de solos a partir de ensaios CD (com defloculante) e SD (sem defloculante)	94
Figura 5.2 – Curvas granulométricas obtidas para os solos coletados nos pontos de ensaio a partir de ensaios com o granulômetro a laser	95
Figura 5.3 – Caracterização usual MCT determinada para os solos da via L3 Norte	99
Figura 5.4 – Curva de compactação para o ponto 1	100
Figura 5.5 – Curva de compactação para o ponto 2	100
Figura 5.6 – Curva de compactação para o ponto 3	100
Figura 5.7 – Curva de compactação para o ponto 4	100
Figura 5.8 – Curva de compactação para o ponto 5	100
Figura 5.9 – Curva de compactação para o ponto 6	100
Figura 5.10 – Curva de compactação para o ponto 7	101
Figura 5.11 – Curva de compactação para o ponto 8	101
Figura 5.12 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 1 (estaca 0,0m)	103
Figura 5.13 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 2 (20,0m)	104
Figura 5.14 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 3 (40,0m)	104
Figura 5.15 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 4 (60,0m)	104
Figura 5.16 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 5 (80,0m)	105
Figura 5.17 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 6 (100,0m)	105
Figura 5.18 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 7 (120,0m)	105
Figura 5.19 – Curva característica dos solos coletados no ponto de ensaio 8 (140,0m)	106
Figura 5.20 – Curvas características dos solos coletados no trecho da via	106
Figura 5.21 – Ponto de entrada de ar para os solos compactados do subleito do trecho da via estudado	108
Figura 5.22 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 1	109
Figura 5.23 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 2	109
Figura 5.24 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 3	110
Figura 5.25 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 4	110
Figura 5.26 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 5	110
Figura 5.27 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 6	110
Figura 5.28 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 7	110
Figura 5.29 – Curva de compactação mini-MCV para o ponto 8	110
Figura 6.1 – Umidades médias dos solos do subleito do pavimento da via L3 Norte	114
Figura 6.2 – Umidades de campo obtidas para os 8 pontos de ensaio versus umidades ótimas determinadas a partir de ensaios de compactação	116
Figura 6.3 – massas específicas aparentes secas ($\gamma_{d,s}$) para os solos compactados do subleito da via L3 Norte	117
Figura 6.4 – Comparação entre as massas específicas aparentes secas ($\gamma_{d,s}$) obtidas a partir de ensaios de campo e ensaios de compactação em laboratório	119
Figura 6.5 – Bacias de deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 no subleito do trecho da via L3 Norte	120
Figura 6.6 – Bacia de deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 na camada de sub-base do trecho da via L3 Norte (exceção do ponto 2)	121
Figura 6.7 – Bacia de deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 na camada de base do trecho da via L3 Norte	121
Figura 6.8 – Bacia de deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 na camada de revestimento do trecho da via L3 Norte	122
Figura 6.9 – Deflexões máximas pontuais e média aritmética obtidas para o subleito	123
Figura 6.10 – Deflexões máximas pontuais e média aritmética obtidas para a camada de sub-base (exceto estaca 20,0m)	123
Figura 6.11 – Deflexões máximas pontuais e média aritmética obtidas para a camada de base	124
Figura 6.12 – Deflexões máximas pontuais e média aritmética obtidas para a camada de revestimento	124
Figura 6.13 – Obras de intervenção em parte do trecho do pavimento da via L3 Norte	126

Figura 6.14 – Raios de curvatura pontuais e média aritmética obtidos para o subleito	127
Figura 6.15 – Raios de curvatura pontuais e média aritmética obtidos para a camada de sub-base (exceto estaca 20,0m)	127
Figura 6.16 – Raios de curvatura pontuais e média aritmética obtidos para a camada de base	127
Figura 6.17 – Raios de curvatura pontuais, média aritmética e intervalo de confiança para os raios de curvatura obtidos para a camada de revestimento	127
Figura 6.18 – Módulos de elasticidade pontuais e intervalo de confiança obtidos por meio do ensaio de GeoGauge no subleito	130
Figura 6.19 – Módulos de elasticidade pontuais e intervalo de confiança obtidos por meio do ensaio de GeoGauge na camada de sub-base	131
Figura 6.20 – Módulos de elasticidade pontuais e intervalo de confiança obtidos por meio do ensaio de GeoGauge na camada de base	131
Figura 6.21 – Sucção versus Módulo Elástico determinado a partir do ensaio com o equipamento GeoGauge	133
Figura 6.22 – Perfis de resistência obtidos para os oito pontos de ensaio	134
Figura 6.23 – Diferenciação entre camadas para o ponto de ensaio 1	135
Figura 6.24 – Diferenciação entre camadas para o ponto de ensaio 2	136
Figura 6.25 – Exemplo típico de penetrograma ao qual se pode associar problemas no processo de compactação em campo	137
Figura 6.26 – Linhas de resistência, profundidade e resistência limite associadas ao penetrograma obtido para o ponto de ensaio 1 (0,0m)	138
Figura 6.31 – Perfis de penetração obtidos a partir de ensaios com o equipamento panda	140
Figura 6.32 – Diferenciação entre camadas para o perfil de penetração obtido a partir do ensaio com o equipamento panda no ponto de ensaio 1 (0,0m)	141
Figura 6.33 – Linhas de resistência, profundidade e resistência limite associadas ao penetrograma obtido para o ponto de ensaio 1 (0,0m)	142
Figura 6.34 – Módulos pressiométricos obtidos na fase de carregamento do ensaio	144
Figura 6.35 – Módulos pressiométricos obtidos na fase de recarregamento do ensaio	145
Figura 6.36 – Pressões limites obtidas para as camadas do pavimento	145
Figura 6.37 – Correlação entre módulos pressiométricos obtidos nas fases de carregamento e descarregamento para o subleito	146
Figura 6.38 – Correlação entre módulos pressiométricos obtidos nas fases de carregamento e descarregamento para a camada de sub-base	147
Figura 6.39 – Correlação entre módulos pressiométricos obtidos nas fases de carregamento e descarregamento para a camada de base	147
Figura 6.40 – Correlação entre módulos de deformabilidade determinados a partir do equipamento Panda e os módulos pressiométricos	148
Figura 6.41 – Correlação entre módulos de deformabilidade determinados a partir do equipamento GeoGauge e os módulos pressiométricos	148
Figura 7.1. Ábaco para determinação do módulo de resiliência do subleito	153
Figura 7.2. Inserção das bacias de deflexão no ábaco para determinação do módulo de resiliência do subleito	155
Figura 7.3. Correlações entre os módulos de deformabilidade retroanalizados para o subleito seguindo métodos simplificados	156
Figura 7.4. Correlações entre os módulos de deformabilidade retroanalizados para a camada do pavimento equivalente seguindo métodos simplificados	157
Figura 7.5 – Correlação entre a bacia de deflexão média de campo e a bacia média retroanalizada para o subleito	160
Figura 7.6 – Correlação entre a bacia de deflexão média de campo e a bacia média retroanalizada para a camada de sub-base	161
Figura 7.7 – Correlação entre a bacia de deflexão média de campo e a bacia média retroanalizada para a camada de base	161
Figura 7.8. Correlações entre os módulos de deformabilidade retroanalizados para o subleito seguindo métodos de retroanálise simplificado e iterativo	162

Figura 7.9. Correlação entre os módulos retroanalizados e determinados por meio do equipamento GeoGauge os quais foram obtidos para o subleito do pavimento da via L3 norte	163
Figura 7.10. Correlação Entre os módulos retroanalizados e determinados por meio do equipamento GeoGauge os quais foram obtidos para a camada de sub-base do pavimento da via L3 Norte	163
Figura 7.11. Correlação entre os módulos retroanalizados e determinados por meio do equipamento GeoGauge os quais foram obtidos para a camada de base do pavimento da via L3 Norte	164

CAPÍTULO 1

Introdução

1.1. A IMPORTÂNCIA DO TEMA

O Brasil, país de clima tropical e com uma considerável extensão territorial, apresenta sua cobertura predominantemente formada por solos lateríticos finos. Os solos dos países de clima tropical, diferentemente dos solos finos de regiões de clima temperado, apresentam peculiaridades que permitem utilizá-los para fins rodoviários. No entanto, a adoção de metodologias de investigação dos solos oriundas de países com diferentes características do meio físico por muito tempo limitaram a identificação das potencialidades dos solos tropicais.

No início da década de 80, a criação de uma metodologia de investigação dos solos tropicais, proposta por Nogami e Villibor e intitulada MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), e sua consolidação a partir de inúmeras pesquisas, determinaram um novo cenário rodoviário no país, fundamentado na execução de camadas de pavimento constituídas por materiais com preços mais acessíveis.

Ainda, associando-se a metodologia de caracterização e classificação MCT, verifica-se nos últimos anos a opção por critérios mecânicos de análise dos pavimentos. E para uma análise eficiente do comportamento estrutural do pavimento, a determinação das características de deformabilidade dos solos de subleito e dos materiais constituintes das camadas que compõem o pavimento é essencial.

No entanto, a determinação de parâmetros de deformabilidade dos solos por meio de ensaios laboratoriais requer a aquisição de sofisticados sistemas de aplicação repetida de cargas e de aquisição de dados. Estes equipamentos, por apresentarem custos elevados e criterioso

manuseio, tornam-se restritos a poucas instituições de pesquisa, o que por vezes limita os avanços da mecânica dos pavimentos.

Torna-se, dessa forma, importante o desenvolvimento e aprimoramento de metodologias de investigação dos parâmetros de deformabilidade das camadas de um pavimento, a partir de ensaios simples, a baixos custos, fácil manuseio e preferencialmente realizados em campo, o que reduz tempo.

1.2. MOTIVAÇÃO

A motivação para o desenvolvimento do presente trabalho é baseada na perspectiva de utilização de um equipamento inovador na região centro-oeste do país para determinação de características de deformabilidade dos solos em campo. Este equipamento, comercialmente conhecido por “Geogauge”, será importante para a formação de um acervo de características geotécnicas dinâmicas dos solos da região centro-oeste e contribuirá para os avanços da proposta mecanística de avaliação dos pavimentos.

1.3. OBJETIVOS

Esta dissertação objetivou investigar diferentes metodologias para determinação dos parâmetros de deformabilidade das camadas constituintes de um pavimento executado no Distrito Federal (duplicação da via L3 Norte) de um pavimento a partir de ensaios de campo.

1.4. ESCOPO DO TRABALHO

Esta dissertação está dividida em oito capítulos, os quais são brevemente apresentados a seguir:

Capítulo 1 – Neste capítulo é feita a introdução ao tema que será abordado nesta dissertação, com enfoque sobre a sua importância, a motivação e os objetivos propostos para o seu desenvolvimento, e finalmente a forma de apresentação da dissertação.

Capítulo 2 – Este capítulo faz uma revisão da bibliografia existente e que fala sobre os solos lateríticos e a metodologia MCT desenvolvida por Nogami e Villibor especialmente para avaliar as peculiaridades dos solos de países com clima tropical.

Capítulo 3 – Este capítulo apresenta um breve histórico da mecânica dos pavimentos e as suas principais aplicações, além de uma revisão bibliográfica dos ensaios de campo utilizados no desenvolvimento desta dissertação.

Capítulo 4 – O capítulo 4 descreve a metodologia adotada na execução dos ensaios de campo e laboratório.

Capítulo 5 – Este capítulo apresenta, além dos resultados determinados a partir dos ensaios realizados em laboratório, as correlações propostas para estes resultados e os parâmetros de deformabilidade dos solos determinados em campo.

Capítulo 6 – Este capítulo mostra os resultados e as correlações obtidos para os ensaios realizados em campo.

Capítulo 7 – Este capítulo apresenta os resultados de módulos de deformabilidade determinados a partir das retroanálises das bacias de deflexão utilizando-se diferentes metodologias. Ainda, estes resultados são correlacionados aos resultados de módulos fornecidos pelo equipamento GeoGauge.

Capítulo 8 – Neste capítulo são apresentadas as conclusões acerca da pesquisa e ainda as sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

Os Solos Lateríticos e a Metodologia MCT

2.1. INTRODUÇÃO

As peculiaridades dos solos dos países de clima tropical, as quais permitem usá-los para fins rodoviários, e a consolidação de uma metodologia de investigação baseada nas peculiaridades destes solos permitiram o desenvolvimento de pesquisas que viabilizassem a utilização dos solos finos de diversas localidades do país como material constituinte de camadas de pavimento. Na região centro-oeste do país, particularmente no Distrito Federal, destaca-se a ocorrência de solos lateríticos finos argilosos. Dentro da proposta de concretização de uma metodologia de pavimentação alicerçada em materiais regionais e, conseqüentemente, custos mais baixos, torna-se importante o estudo das potencialidades dos solos lateríticos finos do Distrito Federal para aplicação como material de construção rodoviária.

Aliando-se à tendência de estudo das potencialidades dos solos finos como materiais de construção em obras rodoviárias no Brasil, é possível verificar nas últimas décadas a crescente necessidade de uma abordagem mecanística dos pavimentos. Entendendo-se que os pavimentos devem ser analisados como uma estrutura de engenharia, a determinação das deformações elásticas dos materiais que os constituem tornam-se parâmetros importantes para projetar e analisar, quanto ao desempenho, os pavimentos.

Esta dissertação propõe-se avaliar as características de deformabilidade dos solos lateríticos finos e demais materiais aplicados à pavimentação de baixo custo, a partir da coleta de solos do subleito para a realização de ensaios laboratoriais e da realização de ensaios de campo num pavimento executado na cidade de Brasília no ano de 2006 (duplicação da via L3 Norte).

Buscando-se fundamentar o estudo sobre as potencialidades dos solos para fins rodoviários, neste capítulo será apresentada uma revisão da bibliografia existente e que trata sobre os solos lateríticos e a metodologia MCT de caracterização e classificação destes solos.

2.2. SOLOS LATERÍTICOS

2.2.1. Generalizações

De acordo com a conceituação proposta pelo Committee on Tropical Soils da International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering (1982-1985), os solos tropicais são aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas. Conseqüentemente, para que um solo possa ser considerado como tropical, não basta que tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido. É indispensável que possua peculiaridades de interesse geotécnico (Nogami e Villibor, 1995).

Ainda que seja difícil falar em generalizações para solos de características comprovadamente tão peculiares, é possível agrupar os solos tropicais em duas grandes classes. As classes dos solos tropicais, difundidas no meio técnico, são a dos solos lateríticos e a dos solos saprolíticos.

Os solos lateríticos constituem a camada mais superficial das áreas bem drenadas das regiões tropicais úmidas, caracterizada pela cor, em que predominam os matizes vermelho e amarelo, com espessura que pode atingir com muita freqüência mais de 2 metros, porém só raras vezes ultrapassa 10 metros. Mineralogicamente, caracterizam-se pela presença de grãos muito resistentes mecânica e quimicamente, na fração areia e pedregulho, e elevada porcentagem de partículas constituídas de hidróxidos e óxidos de Ferro e Alumínio, na fração argila (partículas de diâmetro menor que 2 μm); o argilo-mineral geralmente presente nessa fração é a caolinita. Os grãos mais finos estão agregados, formando uma massa de aspecto esponjoso cujos elementos constituintes lembram pipocas. Nessas condições, distingue-se grande volume de vazios, mas não os grãos individuais. Nessa estrutura contínua, em linhas gerais, na escala macroscópica, nota-se a presença de torrões, que podem ser bastante resistentes à ação hídrica, e grande quantidade de vazios preenchidos de ar, o que justifica a sua baixa massa específica aparente e elevada permeabilidade (Cozzolino e Nogami, 1993).

O Brasil, país de clima tropical úmido, caracterizado por altas temperaturas médias anuais, geralmente superiores a 20°C, e elevada pluviosidade, apresenta a sua cobertura formada essencialmente por solos lateríticos finos. A Figura 2.1 apresenta as principais áreas de ocorrência dos solos lateríticos no Brasil.

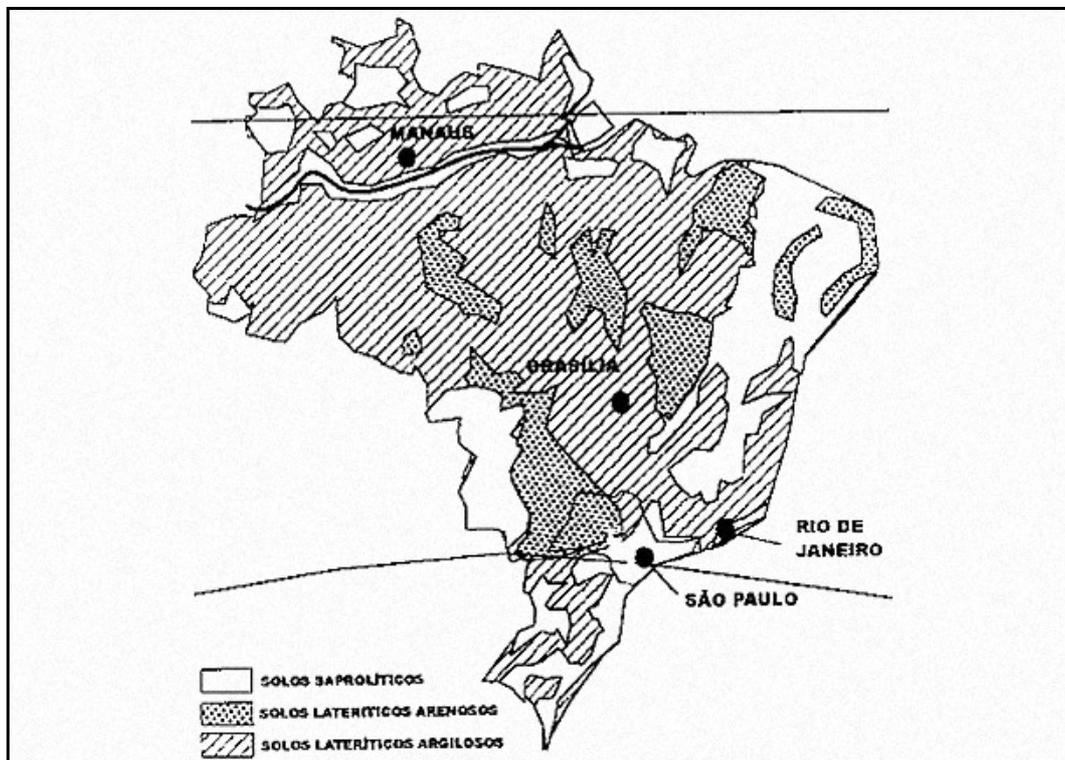


Figura 2.1 - Mapa das principais áreas de ocorrência dos solos lateríticos no território brasileiro (Villibor et al., 2000)

2.2.2. Peculiaridades dos Solos Lateríticos

De acordo com Nogami e Villibor (1995), as dificuldades em se abordar as peculiaridades dos solos tropicais reside na ausência de uma terminologia consagrada para estes solos e a freqüente utilização de metodologias de investigação oriundas de países com diferentes características do meio físico.

Buscando fundamentar o estudo sobre as potencialidades dos solos lateríticos para fins de pavimentação e alicerçar uma metodologia de investigação para os solos tropicais, Nogami e Villibor (1995) apresentaram as principais peculiaridades dos solos tropicais. Dentre estas, vale ressaltar:

- Os solos lateríticos apresentam uma mineralogia relativamente simples, sendo o quartzo um mineral encontrado com muita freqüência e, quase sempre, de maneira predominante nas frações areia e pedregulho desses solos. O quartzo imprime ao solo propriedades e

comportamentos decorrentes de suas peculiaridades, tais como o elevado módulo de elasticidade, a elevada resistência à compressão e à estabilidade química. Outro mineral frequentemente encontrado nos solos superficiais lateríticos, sobretudo na fração pedregulho, é a laterita ou concreção laterítica, constituída essencialmente de óxidos hidratados de ferro e alumínio. A fração argila dos solos lateríticos caracteriza-se por apresentar elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de Ferro e Alumínio. O argilo-mineral geralmente presente na fração argila dos solos lateríticos é a caolinita.

- Entendendo-se por fábrica a disposição espacial dos constituintes sólidos, dos vazios e das superfícies de descontinuidade dos solos e por macrofábrica a fábrica observável a olho nu, a peculiaridade de macrofábrica mais característica dos solos lateríticos é a sua agregação ou estruturação.
- Os solos lateríticos, do ponto de vista geotécnico, apresentam como peculiaridade mais notável a permanência da sua resistência, mesmo depois de molhados ou umedecidos. Esta particularidade dos solos lateríticos responde pela manutenção da elevada porosidade e permeabilidade destes solos, quando submetidos ao aumento de umidade por imersão ou molhagem, além da permanência dos agregados ou torrões na fração areia dos solos, o que exige a interpretação apropriada das curvas granulométricas obtidas pelos métodos tradicionais de ensaio, da resistência à compressão e ao cisalhamento acima da prevista pelos índices físicos tradicionais e, por fim, da possibilidade de ser misturado com relativa facilidade, em estado de baixo teor de umidade até teores bastante elevados, o que facilita a uniformização do teor de umidade de compactação e da mistura de aditivos estabilizantes.
- Os solos lateríticos apresentam a sua microestrutura, ou estrutura visível a microscópio, formada por grãos pouco individualizados, com contornos arredondados e indícios de vazios internos. Esta estrutura não é totalmente destruída a partir dos processos normais de construção de pavimentos. Ainda, esta agregação é suficientemente forte, de maneira a influir nos resultados dos ensaios utilizados nas classificações tradicionais.

2.2.3. Utilização em Pavimentação de Baixo Custo

De acordo com definição proposta por Santana (1993), os pavimentos de baixo custo são aqueles projetados para um tráfego limitado, onde se maximiza o uso de materiais locais com

o emprego de tecnologias que traduzem a experiência regional ou de lugares com condições gerais semelhantes, de modo a conseguir um resultado técnico e economicamente satisfatório.

Villibor *et al.* (1997) consideram o pavimento do tipo baixo custo quando este apresenta três características principais. A primeira destas características diz respeito à utilização de bases constituídas por solos lateríticos “in natura” ou misturas, cujos custos de execução são substancialmente menores por metro cúbico acabado, em relação às bases convencionais constituídas, em geral, por solo-cimento e brita graduada. Ainda, as duas características restantes e necessárias à caracterização do pavimento de baixo custo são, além da utilização de revestimentos betuminosos do tipo tratamento superficial com espessura de, no máximo 3 centímetros, a abrangência de um tráfego compreendido entre os tipos muito leve, leve e médio, com VDM máximo inicial da ordem de 1000 veículos, com cerca de 20% a 35% de caminhões.

Nogami e Villibor (1995) afirmam que a importância dos solos tropicais, utilizados como material na construção de pavimentos de baixo custo, só foi reconhecida a partir da introdução da Mecânica dos Solos como uma especialidade da Engenharia Civil. Segundo Vargas (1994), o ingresso da Mecânica dos Solos aconteceu no fim da década de 30, quando do surgimento da Seção de Solos de Fundação do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT/SP).

Segundo Nogami e Villibor (1995), os primeiros trabalhos da Seção do IPT no campo rodoviário aconteceram a partir de um convênio firmado com Departamento de Estradas de Rodagem (DER-SP), que previa a estabilização dos solos com vistas ao revestimento das estradas de terra pertencentes à rede rodoviária deste Departamento. No entanto, como os procedimentos de estudos geotécnicos e construtivos eram essencialmente alicerçados em tecnologia norte-americana, os resultados dos estudos de campo efetivados pela Seção do IPT não foram muito satisfatórios. De acordo com os autores, além da explanação proposta por Vargas (1994), de que o insucesso do programa deveu-se, sobretudo, ao trânsito elevado nestas rodovias, as peculiaridades dos solos tropicais, a pobreza de materiais granulares naturais e o clima da região também contribuíram para os resultados obtidos. A verdade é que o insucesso desse programa alicerçou a busca por entendimento das peculiaridades dos solos tropicais, o que necessariamente exigia uma metodologia de estudo dos solos diferente da proposta pela metodologia tradicional de determinação dos limites de consistência e análise granulométrica.

Nogami e Villibor (1995) apresentam a cronologia da evolução nos estudos relacionados às peculiaridades dos solos tropicais para fins de pavimentação. Dentre os vários períodos, ressalta-se a implementação do Plano de Pavimentação no Governo Jânio Quadros, entre os anos de 56 e 60, que segundo os autores foi um marco notável no desenvolvimento de uma tecnologia de pavimentação mais adequada aos solos e condições tropicais do país. Este plano, contrariamente à tendência vigente à época que era a de constituição das bases rodoviárias de macadame hidráulico ou betuminoso e revestimentos betuminosos do tipo usinado a quente, enfatizou a utilização de pavimentos de menor custo, os quais incluíam as bases de solo-cimento, bases estabilizadas granulometricamente, revestimentos de tipo tratamento superficial e reforço de subleito com solos lateríticos.

Já no fim da década de 60 e início da década de 70, foi possível consolidar as limitações dos procedimentos tradicionais na escolha de solos para bases estabilizadas granulometricamente, a partir da execução de vários trechos experimentais constituídos por solos arenosos finos lateríticos, os quais tiveram excelente desempenho.

A partir de uma intensificação nos estudos e utilização dos solos lateríticos para fins rodoviários, especialmente no estado de São Paulo, foi possível verificar as limitações dos critérios de análise de solos tradicionais importados de países com características do meio físico distintas, e a necessidade de adoção de critérios de avaliação mais apropriados aos solos tropicais. No início da década de 80, desenvolveu-se uma nova metodologia de investigação das propriedades geotécnicas para os solos tropicais, a qual se chamou de MCT, e que incluiu ainda uma nova classificação para os solos tropicais. Esta metodologia, embasada na adoção de critérios de avaliação de maior relação com as propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos compactados, consolidaram a necessidade de investigação das potencialidades dos solos lateríticos finos para fins rodoviários.

A partir daí, são inúmeras as pesquisas envolvendo os solos das diversas regiões do país para utilização como material construtivo na execução de pavimentos de baixo custo. Dentre estas pesquisas, ressaltam-se as contribuições de Marangon (2004), que propôs estruturas típicas de pavimentos para a região de Minas Gerais com a utilização dos solos lateríticos locais, além de Alvarez Neto (1997) e Silveira (2000), que se dedicaram ao desenvolvimento de métodos de dimensionamento de pavimentos a partir do uso de materiais locais da região de São Paulo e do Rio Grande do Sul, respectivamente. No Distrito Federal, Rezende (2003) estudou o comportamento de materiais alternativos na estrutura dos pavimentos flexíveis, enquanto

Santos (2004) avaliou a estabilização de uma argila laterítica, a partir da adição de cal ou areia, com vistas à utilização em pavimentos de baixo custo.

2.2.4. Os Solos Lateríticos e o Distrito Federal

Em regiões tropicais, a grande maioria dos solos, em função das suas características físico-químicas originárias do processo de formação, apresenta alta porosidade e grande sensibilidade das ligações cimentícias em presença de água, sobretudo quando estas correspondem a pontes de argila (Paixão e Camapum de Carvalho, 1994). A atuação diferenciada do intemperismo aliada aos aspectos geológicos, entre outros fatores, faz com que as propriedades destes solos apresentem uma grande variabilidade, daí a necessidade de estudos regionalizados (Jacintho *et al.*, 2006).

A caracterização do clima do Distrito Federal baseia-se na existência de duas estações bem nítidas, sendo a primeira chuvosa e quente, entre os meses de outubro e abril, e outra fria e seca, de maio a setembro. Araki (1997) diz que a existência de solos lateríticos em quantidade abundante nesta região do país está associada à presença de um clima quente e úmido na região, com estações seca e chuvosa bem definidas.

O Distrito Federal situa-se no Planalto Central, em altitudes que variam de 750 a 1.344 metros. Ainda, o Distrito Federal abrange uma área de 5.814km², limitada pelos paralelos de 15°30'S e 16°03'S, a leste pelo Rio Preto e a oeste pelo Rio Descoberto (Romão e Souza, 2006, *apud* Morais, 1993).

Os solos do Distrito Federal são predominantemente porosos, com espessura que chega a ser superior a 10 metros. O mapeamento pedológico dos solos do Distrito Federal realizado pelo Serviço Nacional de Levantamento de Solos (EMBRAPA, 1978) permitiu verificar que as classes de solos denominadas de Latossolo Vermelho-Escuro (LE), Latossolo Vermelho-Amarelo (LV) e Cambissolo (Cb) recobrem cerca de 86% do território do Distrito Federal. Ainda, de acordo com este levantamento, pôde-se observar que a laterização é o processo pedogenético que controla a formação dos solos da referida região.

Cardoso (1995) ressaltou a pouca diferenciação ente os horizontes formadores dos solos do Distrito Federal em termos estruturais, observando-se a presença de elevados teores de Fe e Al e a quase ausência das bases Ca, Mg, K e Na. O pH ácido dos solos desta região favorece a agregação de suas partículas em estado natural. A estrutura porosa e as agregações conferem a

estes solos elevada porosidade e comportamento similar aos dos solos granulares finos em termos de permeabilidade (10^{-3} a 10^{-4} cm/s). Devido a sua alta porosidade e tipo de ligações cimentíceas, a camada de argila porosa apresenta uma estrutura instável quando submetida ao aumento de umidade e/ou a alteração do estado de tensões, apresentando quase sempre uma brusca variação, denominada colapso (Guimarães et al., 2002).

Com base no trabalho de levantamento dos solos do Distrito Federal (EMBRAPA, 1978) e nas considerações de Cardoso (2002), é possível descrever as principais classes que formam os solos do Distrito Federal, conforme apresentado a seguir:

- Latossolos (LE e LV): resultam de um alto grau de intemperismo e lixiviação, o que favorece a formação de uma estrutura bastante porosa, metaestável, com alto índice de vazios e, conseqüentemente, baixo peso específico. Os latossolos correspondem à classe de solos mais extensiva no Distrito Federal, com cerca de 54,4%, compostos por mantos de muitos metros de espessura, profundos e bem drenados, formados a partir de rochas metamórficas. Estes solos apresentam um horizonte B formado pela mistura de óxidos hidratados de ferro e alumínio, com variável proporção de argilominerais do tipo 1:1 e minerais silicatados altamente resistentes, principalmente o quartzo. A diferença entre os Latossolos Vermelho-Escuro e Vermelho-Amarelo está relacionada à cor do horizonte B do solo, que pode apresentar-se desde as cores vermelha à amarela, em função do tipo de óxido de ferro encontrado no horizonte.
- Cambissolos (Cb): Caracterizam-se por apresentar um horizonte B incipiente ou câmbico, o qual apresenta determinado grau de desenvolvimento, porém ainda insuficiente para permitir a decomposição total de alguns minerais primários facilmente intemperizáveis. Os horizontes A e B desta classe de solo são pouco espessos, atingindo espessuras da ordem de até 1 metro.

Paranhos (1998) apresentou uma caracterização geotécnica dos principais grupos de solos presentes no Distrito Federal, correlacionando as classificações tradicionais de solo (Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS ou “United System Classification of Soils” – USCS e Transportation Research Board” – TRB) e a classificação proposta pela metodologia MCT. De acordo com o autor, a verificação da presença de solos lateríticos em quantidade abundante no Distrito Federal justifica a importância de avaliação de suas peculiaridades e ainda a viabilidade técnico-econômica do emprego destes solos para fins rodoviários.

2.3. METODOLOGIA MCT DE CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS TROPICAIS

2.3.1. Generalidades

Segundo Nogami e Villibor (1995), desde o final da década de 30, quando da introdução da Mecânica dos Solos na análise de problemas relacionados à construção rodoviária, foi possível observar discrepâncias entre as previsões propostas a partir da aplicação dos princípios desenvolvidos por esta especialidade e o comportamento real dos solos nas obras.

Em Mecânica dos Solos, comumente os solos são identificados e caracterizados, sobretudo em estudos preliminares e obras de menor porte, a partir da análise de propriedades físicas facilmente determinadas, tais como a granulometria e os limites de Atterberg (Vargas, 1994). Ainda, além de classificar os solos, os Limites de Liquidez e Plasticidade, isoladamente ou conjuntamente, são usados para avaliar a variação de volume dos solos compactados, como consequência da variação do teor de umidade por contração ou expansão. Estas variações de volume, sobretudo nas camadas subjacentes ou constituintes dos pavimentos, são indesejáveis, o que por conseguinte exige a restrição dos parâmetros de limite pelas normas tradicionais. Entretanto, considerando-se os solos e ambientes tropicais, observações de campo e laboratório possibilitaram a verificação de que as limitações dos parâmetros de limite impostas pelas normas tradicionais, importadas de países com condições ambientais diferenciadas, não se aplicavam a estes solos.

Assim como os Limites de Atterberg, a fração de solo que passa na peneira com abertura da malha de 0,075 milímetros é outro parâmetro utilizado na escolha dos solos para obras viárias, o que o leva a ser preconizado pelas normas e especificações tradicionais de solos para pavimentação. Seguindo a Mecânica dos Solos Tradicional, a fração que passa na peneira de 0,075 milímetros pode apresentar características muito variadas, as quais podem ser detectadas, ainda que com limitações, pela consideração dos limites de consistência. No entanto, estudos comprovaram que, tratando-se de solos tropicais, as limitações de utilização da fração de solo passante na referida peneira com vistas à classificação dos solos se acentuam ainda mais.

Diante das limitações impostas pelas metodologias tradicionais de classificação e caracterização dos solos na avaliação das potencialidades dos solos tropicais, na década de 80 Nogami e Villibor propuseram uma nova metodologia de caracterização dos solos tropicais, a

qual denominaram de MCT. Os procedimentos que englobam a metodologia MCT utilizam corpos-de-prova **Miniaturas, Compactados** mediante procedimento apropriado e são destinados especialmente a solos formados no ambiente **Tropical**, quente e úmido.

A metodologia MCT baseia-se em ensaios mecânicos e hídricos simplificados, mais diretamente correlacionáveis com o comportamento dos solos tropicais. Nesta metodologia, a miniaturização da aparelhagem utilizada nos ensaios foi indispensável, já que se fossem utilizados os procedimentos tradicionais, o método seria inexequível por motivos econômicos. Adotou-se então o diâmetro de 50 milímetros para os corpos-de-prova e o procedimento desenvolvido em Iowa, por sugestão do professor Carlos Souza Pinto (Cozzolino e Nogami, 1993).

O primeiro ensaio desenvolvido para a composição da metodologia MCT foi o de determinação da capacidade de suporte Mini-CBR, por sua importância nos projetos de pavimentos (Nogami, 1972). Este ensaio baseou-se no procedimento desenvolvido pela Universidade do Estado de Iowa (Iowa State University), dos Estados Unidos da América e foi adaptado para correlacionar-se com os resultados obtidos a partir do ensaio de CBR realizado conforme o método adotado no Brasil. Posteriormente, a observação das limitações do ensaio de Mini-CBR na escolha dos melhores solos para fins de pavimentação levou à consideração da capacidade de suporte dos solos sob novas condições, diferentes das padronizadas (por exemplo, sobrecarga menor e penetração sem prévia imersão em água). Ainda, novos ensaios foram incorporados à metodologia, entre eles o de infiltrabilidade, permeabilidade, contração, penetração da pintura betuminosa e Mini-CBR de campo.

Partindo-se do procedimento de compactação “Moisture Condition Value” (MCV), proposto por Parsons em 1976, a sua adequação para o estudo dos solos tropicais, aliada à introdução do ensaio de perda de massa por imersão, possibilitaram o desenvolvimento de uma classificação geotécnica, posteriormente denominada de classificação MCT (Nogami e Villibor, 1980, 1981). Ainda, em 1985, os referidos autores desenvolveram um procedimento de ensaio subminiatura, a partir da utilização de corpos-de-prova com 26 milímetros de diâmetro.

2.3.2. Ensaio da Metodologia MCT

Nogami e Villibor (1995) apresentam os principais ensaios que compreendem a metodologia MCT de caracterização e classificação dos solos, além das aplicações dos resultados obtidos por meio destes ensaios, os quais são agrupados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Ensaio da Metodologia MCT, com as respectivas aplicações de seus resultados

<i>ENSAIOS</i>	<i>APLICAÇÕES DOS RESULTADOS</i>
<i>Compactação</i>	<ul style="list-style-type: none">• Preparo de corpos-de-prova para ensaios diversos;• Obtenção de dados para classificação MCT de solos;• Umidade ótima e massa específica aparente seca máxima para a energia de compactação escolhida.
<i>Capacidade de Suporte</i>	<ul style="list-style-type: none">• Dimensionamento de pavimentos;• Escolha de solos para reforço do subleito, bases e acostamentos.
<i>Contração</i>	<ul style="list-style-type: none">• Escolha de solos para aterros, bases, reforços do subleito, acostamentos, sobretudo quando os mesmos ficam sujeitos à secagem, intencional ou não, durante ou após a construção.
<i>Sorção</i>	<ul style="list-style-type: none">• Utilização em cálculos de escoamento de água em meio saturado, tais como camadas drenantes, filtrantes, impermeabilizantes, etc.
<i>Permeabilidade</i>	<ul style="list-style-type: none">• Classificação MCT de solos;• Avaliação da erodibilidade de solos em presença de lâmina d'água.
<i>Perda de Massa por Imersão em Água</i>	<ul style="list-style-type: none">• Escolha do material betuminoso mais apropriado para executar a imprimatura do solo compactado;• Escolha de solos mais apropriados para bases de pavimentos.
<i>Penetração da Imprimadura</i>	<ul style="list-style-type: none">• Desvio do teor de umidade em relação ao ótimo da energia de compactação adotada;• Massa específica aparente seca máxima do solo efetivamente utilizado na compactação.
<i>Controle da Compactação</i>	

De acordo com Nogami e Villibor (1995), os ensaios de compactação adotados na metodologia MCT caracterizam-se sobretudo, por utilizar:

- Moldes cilindros de 50 milímetros ou 26 milímetros, o que limita a sua utilização para solos que passam integralmente na peneira de 2,00 milímetros ou que possuem fração retida nesta peneira em quantidade insuficiente para interferir nas propriedades dos solos;
- Soquete de seção plena (diâmetro da base igual ao diâmetro do molde), com peso e altura de queda variável. Para a opção miniatura (molde de 50 milímetros de diâmetro), as massas são de 2.270 gramas, quando se utiliza o soquete do tipo leve, e 4.450 gramas, quando da utilização do soquete do tipo pesado, e altura de queda é de 30 centímetros. Já

na opção subminiatura, a massa do soquete é de 1.000 gramas e altura de queda é de 20 centímetros.

- Base do tipo pistão, a qual permite a movimentação do molde durante a compactação, distribuindo melhor a energia aplicada no soquete.
- Dispositivo manual, do tipo alavanca, permitindo fácil extração do corpo-de-prova.

Os ensaios de compactação propostos pela metodologia MCT podem ser executados a partir de dois métodos diferentes. O método Proctor ou Mini-Proctor, como é comumente designado, baseia-se na fixação de uma determinada energia de compactação (normal, intermediária ou modificada), a partir da qual é possível compactar uma série de corpos-de-prova variando-se os teores de umidade.

No método MCV, designado Mini-MCV, para cada umidade de compactação, aplicam-se energias crescentes até que se atinja uma densidade máxima, o que possibilita, após o término do ensaio, a obtenção de uma família de curvas de compactação. A Figura 2.2 apresenta o equipamento de compactação miniatura, adotado pela metodologia MCT, pertencente ao Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília.

O ensaio de Mini-CBR foi desenvolvido na Iowa State University, sendo que o valor obtido foi designado por IBV (Iowa Bearing Value). O mesmo caracteriza-se por utilizar corpos de prova de dimensões reduzidas, com 50 milímetros de diâmetro, e pistão de penetração de 16 milímetros de diâmetro (Nogami e Villibor, 1995).

As adaptações propostas por Nogami (1972) no método de ensaio de Iowa, com vistas a correlacionar os resultados deste ensaio e os resultados de CBR segundo a metodologia do DNER, foram motivadas pelas limitações dos procedimentos tradicionais (granulometria e limites de consistência) na determinação da *capacidade de suporte* dos solos. Posteriormente, foi possível verificar que o ensaio de Mini-CBR permitia uma grande flexibilidade nas variáveis que influenciam o valor de suporte, o que permitiu uma melhor caracterização das peculiaridades dos solos tropicais. Sem aumento de custo, esforço físico e quantitativo de amostras que pudessem inviabilizar os ensaios de Mini-CBR, a partir das variações propostas para o ensaio, foram facilmente confirmadas muitas peculiaridades dos solos tropicais.

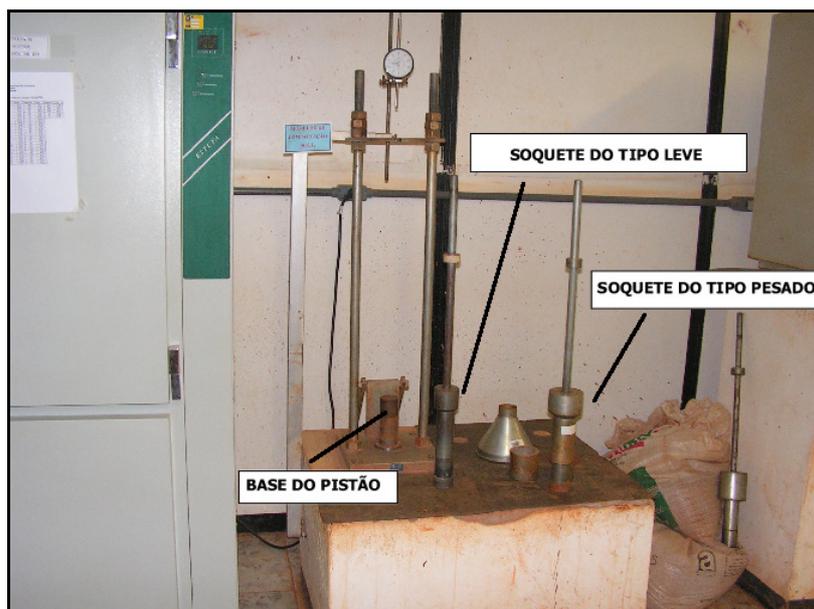


Figura 2.2 – Compactador da Metodologia MCT pertencente à Universidade de Brasília

Diante das peculiaridades dos solos tropicais frente às propriedades de *expansão* e *contração*, estes ensaios também foram desenvolvidos pela metodologia MCT. Na determinação da expansão dos solos para finalidades de pavimentação predomina a utilização do procedimento adotado no ensaio de CBR. No entanto, quando o solo apresentar uma granulacão fina, pode-se adotar, com vantagem, o ensaio de Mini-CBR na determinação de sua expansão. A determinação do parâmetro contração dos solos, diferentemente da expansão, não é usual na geotécnica universal. Entretanto, considerando-se as regiões tropicais, trata-se de uma propriedade importante, sobretudo quando da utilização das argilas e solos argilosos para pavimentação, o que justifica a sua consideração pela metodologia MCT.

A *sorção*, propriedade dos solos não saturados, é caracterizada pela quantidade de água que infiltra através de sua superfície, quando em contato com água livre. Trata-se de um parâmetro pouco considerado nos estudos geotécnicos tradicionais para obras viárias, o que se justifica pela presença de climas frios e temperados, com elevados graus de saturação das camadas de solos, nas regiões de desenvolvimento das metodologias tradicionais. Já nos climas tropicais úmidos, apesar da elevada pluviosidade, devido à intensa evapotranspiração e boa drenabilidade dos solos lateríticos, a infiltrabilidade é fenômeno mais freqüente nas camadas de solos envolvidas nas obras viárias e de pavimentação, que os processos envolvendo a permeabilidade saturada (Nogami e Villibor, 1995).

A *permeabilidade*, assim como a Contração, não é um parâmetro dos solos normalmente utilizado em estudos geotécnicos relacionados à pavimentação. Entretanto, com o

desenvolvimento da metodologia MCT, objetivando sobretudo a escolha de solos finos para bases de pavimentos, foi possível verificar que a permeabilidade é uma propriedade de interesse para fins de pavimentação, o que resultou no desenvolvimento de uma metodologia de ensaio capaz de determinar este parâmetro de forma simples.

O ensaio de *perda de massa por imersão* foi desenvolvido objetivando-se especificamente distinguir os solos tropicais de comportamento lateríticos dos de comportamento não laterítico, quando eles apresentam características semelhantes ao serem classificados utilizando-se a curva de compactação Mini-MCV. Ainda, o valor de perda de massa por imersão, quando considerado simultaneamente com outros dados da metodologia MCT, permite prever uma série de comportamentos dos solos.

A previsão da quantidade e tipo de imprimadura betuminosa apropriada para as diversas camadas de um pavimento torna-se mais difícil quando da constituição destas camadas por materiais não tradicionais. Dentre esses materiais, destacam-se aqueles constituídos por areias finas argilosas lateríticas e por argilas lateríticas. As dificuldades associadas a estes materiais residem na baixa permeabilidade das camadas por eles constituídas, o que resulta em pequena espessura da camada imprimada e pode afetar a vida do pavimento. Diante destas preocupações, Villibor, Nogami e Fabri (1988) desenvolveram um método de ensaio capaz de medir a penetração da imprimadura betuminosa nos solos (Nogami e Villibor, 1995).

2.3.3. A Classificação MCT

A classificação MCT pode ser considerada como um subproduto da metodologia MCT, desenvolvida com vistas a aproveitar mais apropriadamente, em bases de pavimentos, os solos finos lateríticos que eram considerados inapropriados pelas classificações e especificações tradicionais. Esta classificação geotécnica, baseada em corpos-de-prova miniatura, só se tornou praticável quando se incorporou o procedimento de compactação desenvolvido por Parsons, do Road Research Laboratory, em 1976 (Cozzolino e Nogami, 1993).

A metodologia usual de classificação MCT baseia-se nos ensaios de compactação em equipamento miniatura e perda de massa por imersão (Nogami e Villibor, 1995). A adaptação do procedimento de compactação MCV para corpos-de-prova com 50 milímetros de diâmetro, designada de Mini-MCV, conduziu a parâmetros similares aos parâmetros a e b obtidos por Parsons, os quais foram denominados a' e b' . Ainda, Parsons desenvolveu uma metodologia de classificação de solos baseada nesses parâmetros. No entanto, os parâmetros adaptados a' e

b' não se mostravam capaz de distinguir solos de comportamento laterítico e saprolítico, o que resultou na adoção de um novo coeficiente c' , além dos ensaios de perda de massa por imersão e da consideração da inclinação do ramo seco da curva de compactação, que corresponde ao coeficiente d' (Cozzolino e Nogami,1993).

Partindo-se dos resultados dos ensaios de compactação e perda de massa por imersão propostos pela metodologia MCT, a classificação dos solos tropicais segundo esta metodologia é feita a partir de um gráfico classificatório (Figura 2.3). Neste gráfico, o ponto que representa a amostra é obtido considerando-se o coeficiente c' e o índice e' . O coeficiente c' é obtido por meio das curvas de deformabilidade determinadas no ensaio de compactação. O índice e' (Equação 2.1) é função da perda de massa por imersão e do coeficiente d' . Ainda, para fins de classificação, dispõe-se de uma tabela que apresenta as características mais significativas dos grupos da MCT e as recomendações quanto à utilização rodoviária.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{Pi}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (2.1)$$

onde:

e' = índice da classificação MCT;

Pi = perda de massa por imersão em água;

d' = inclinação do ramo seco da curva de compactação;

A classificação MCT, a partir dos ensaios de compactação e comportamento em imersão, dispõe os solos tropicais em duas classes: a dos solos de comportamento laterítico, representada pela letra L , e a dos solos de comportamento não laterítico, representado pela letra N . No gráfico classificatório da metodologia MCT, a linha tracejada separa os solos de comportamento laterítico dos solos de comportamento não laterítico.

Dentro das classes propostas pela metodologia MCT, os solos são subdivididos em sete grupos distintos, sendo quatro destes grupos pertencentes à classe de solos com comportamento não laterítico (NA , NA' , NS' e NG') e os outros três restantes pertencentes à classe de solos com comportamento laterítico (LA , LA' e LG').

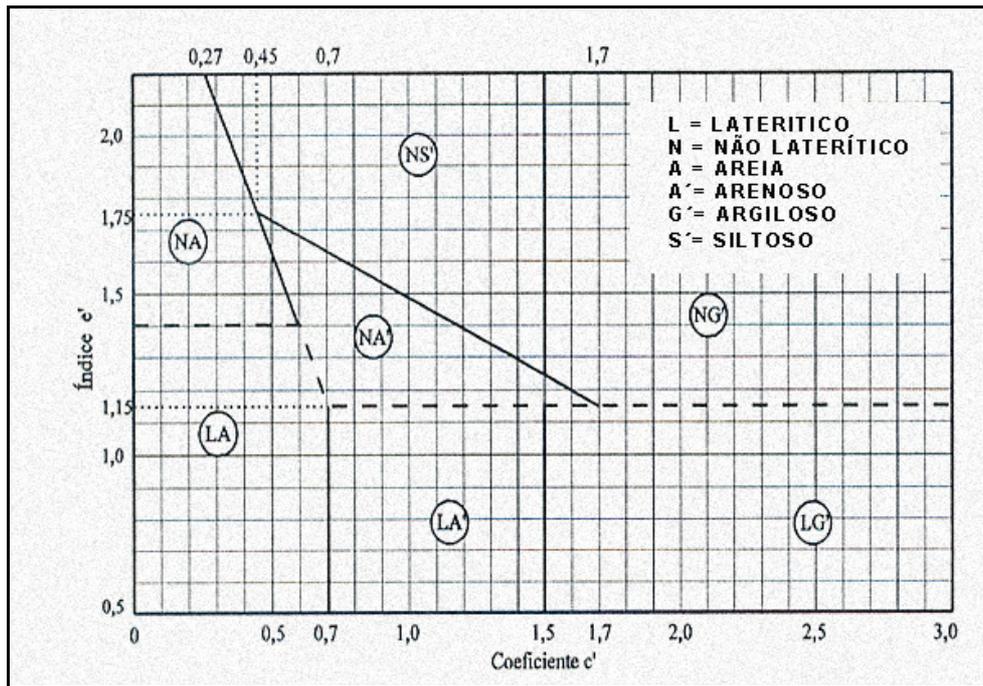


Figura 2.3 – Gráfico da classificação MCT (Nogami e Villibor, 1995)

Tabela 2.2 – Dados Diversos dos grupos de solos integrantes da metodologia MCT (modificado - Nogami e Villibor, 1995)

GRANULOMETRIAS TÍPICAS									
Designação do TI-71 do DER-SP (equivalentes da Mississippi River Commission, USA)									
k = caulinitico m = micáceo									
s = sericitico q = quartzo									
COMPORTAMENTO		N = Não Laterítico				L = Laterítico			
GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'	
Propriedades	MINI-CBR sem imersão	M, E	E	M, E	E	E	E, EE	E	
	MINI-CBR perda por imersão	B, M	B	E	E	B	B	B	
	EXPANSÃO	B	B	E	M, E	B	B	B	
	CONTRAÇÃO	B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E	
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)	M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B	
COEF. DE SORÇÃO (s)	E	B, M	E	M, E	B	B	B		
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito Elevado (a) E = Elevado (a)			M = Médio (a) B = Baixo (a)		Vide Tabela III. 3 para equivalente numérico		
Utilização	Base de pavimento	n	5*	n	n	2*	1*	3*	
	Reforço do subleito compactado	4*	5*	n	n	2*	1*	3*	
	Subleito compactado	4*	5*	7*	6*	2*	1*	3*	
	Aterro (corpo) compactado	4*	5*	6*	7*	2*	1*	3*	
	Proteção à erosão	n	5*	n	n	n	2*	1*	
	Revestimento primário	5*	5*	n	n	4*	1*	2*	
n = não recomendado									
Grupos tradicionais obtidos de amostras que se classificam nos grupos MCT discriminados nos topos das colunas	USCS	SP	MS SC	SM, CL	MH	SP	SC	MH ML	
		SM	ML	ML, MH	CH	SC	CH		
	AASHO	A-2	A-2 A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5 A-7-5	A-2	A-2 A-4	A-6 A-7-5	

A metodologia de classificação MCT é visivelmente uma poderosa aliada na identificação e reconhecimento das particularidades dos solos tropicais e tem sido extensivamente utilizada

para prever o comportamento laterítico de boa parte dos solos que cobrem o nosso país com vistas a sua utilização no meio rodoviário.

Entretanto, segundo Nogami e Villibor (1995), sabendo-se que a metodologia de classificação geotécnica MCT baseia-se na determinação de propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos a partir de ensaios em corpos-de-prova de 50mm de diâmetro, esta metodologia é apropriada apenas para solos que apresentam granulometria fina, ou seja, que passam integralmente na peneira com abertura de malha igual a 2,00mm, ou que tenham uma porcentagem desprezível retida nesta peneira, ou ainda que a sua influência, nas propriedades do solo, possa ser avaliada para que os resultados obtidos sejam devidamente corrigidos.

Ainda, conforme apresentado por Marangon (2004), apesar da aceitação da metodologia, tem-se verificado que, no meio técnico rodoviário, a metodologia MCT não tem se apresentado com boa acessibilidade, no que se refere à compreensão dos laboratoristas. Cientes de que as dificuldades para compreensão e aceitação da metodologia de classificação MCT referem-se à grande quantidade de operações de ensaios e ao tratamento e interpretação dos dados necessários à classificação dos solos, os autores da metodologia apresentaram uma nova versão para a metodologia de classificação MCT, denominada “Método Simplificado” (Nogami e Villibor, 2000). Nesta nova versão, os autores apresentaram as seguintes alterações básicas:

- Aplicação de uma nova seqüência de golpes, visando chegar aos coeficientes c' , d' , P_i e e' de forma mais simplificada.
- Nova conceituação do coeficiente c' , com modificações relacionadas ao procedimento de sua obtenção, considerando a nova seqüência de golpes.
- Nova maneira de calcular os deslocamentos dos corpos de prova, durante a compactação.

2.3.4. Metodologia Expedita de Caracterização dos Solos Tropicais

A primeira tentativa feita para uma identificação expedita dos grupos da classificação MCT foi proposta por Nogami e Cozzolino (1985). Nessa proposta, que se baseia em determinações predominantemente do tipo visual-táctil da fração do solo que passa na peneira 0,42 milímetros, aproveitaram-se algumas determinações tradicionais, mas introduziram-se alterações substanciais nessas e desenvolveram-se outras determinações inteiramente novas, como a do comportamento de pastilhas moldadas em anéis de 20 milímetros de diâmetro e 5

milímetros de altura. Como resultado final, chega-se às classes e tipos granulométricos da classificação MCT, mas não diretamente aos grupos dessa classificação (Nogami e Villibor, 1995)

Fortes (1990) e Fortes e Nogami (1991), baseando-se nas determinações propostas inicialmente por Nogami e Cozzolino, a partir de algumas alterações, apresentaram uma proposta para a identificação dos grupos da metodologia MCT. Esta proposta de ensaio corresponde a uma série de determinações rápidas e simples, baseadas em índices empíricos e determinações qualitativas, utilizando aparelhagem simples e ainda possível de ser efetuada no campo.

Nogami e Villibor (1994, 1996), buscando simplificar o método de identificação expedita dos grupos da metodologia MCT, propuseram a identificação destes grupos a partir de um gráfico que relaciona a contração diametral das pastilhas e capacidade de penetração dos solos destas pastilhas (Figura 2.4). Já em 1997, Fortes apresentou na 1ª Câmara Permanente de Desenvolvimento Tecnológico ocorrida na Universidade Mackenzie uma proposta de normalização do método das pastilhas para identificação expedita dos solos tropicais. Deste então, este procedimento para investigação expedita geotécnica, segundo a metodologia MCT, tem sido utilizado, com sucesso, em todo o país, em locais onde ocorrem solos tropicais (Fortes et al., 2004).

De acordo com a metodologia proposta por Nogami e Villibor (1994), o parâmetro contração refere-se à contração diametral da pastilha de solo. A pastilha é moldada após intensa espatulação da pasta de solo e ajuste da penetração desta pasta, que deve ser igual a 1 milímetro. Os esferóides de solo são, então, colocados dentro de anéis de aço e amolgados com o auxílio do dedo, o que permite o preenchimento dos anéis. Os anéis preenchidos com o solo são acondicionados em suporte apropriado, os quais permitem mantê-los em posição vertical e, posteriormente, transferidos para uma estufa com 60° C de temperatura ou então deixados para secagem ao ar, respectivamente por um período de no mínimo 6 horas e 12 horas. A contração é medida diretamente, quando da retirada do conjunto anel-pastilha de solo da estufa ou da decorrência do tempo mínimo permitido para a permanência do conjunto em secagem ao ar.

Para a medida da contração, deve-se observar se a pastilha destacou-se do anel. Caso isso não ocorra, a medida de contração é feita com o auxílio de uma intensa fonte de luz. Colocando-se

os conjuntos contra a fonte de luz, deve-se observar se a passagem de luz no contato anel-pastilha é contínua ou não. Caso a passagem de luz seja descontínua ou inexistente, adota-se uma contração $< 0,1$ milímetro. Se a passagem for contínua, deve-se adotar uma contração igual a $0,1$ milímetro. Quando a pastilha destaca-se do anel, a medida da contração pode ser feita diretamente, com o auxílio de uma escala milimétrica e uma lupa, ou então a partir da medida dos diâmetros das pastilhas e da parte interna dos anéis, com o uso de um paquímetro (Fortes et al., 2004).

O parâmetro penetração refere-se à penetração da pasta de solo por uma agulha padrão de um penetrômetro, quando aplicada verticalmente na superfície da pastilha após o processo de reabsorção de água por esta. Este parâmetro é determinado a partir da transferência dos anéis de aço contendo as pastilhas para uma placa porosa saturada e recoberta por papel filtro. O tempo de ascensão da água na pastilha de solo deve ser determinado e só então a pastilha é deixada em repouso por um período de 2 horas. A agulha do penetrômetro padrão é encostada verticalmente no centro da pastilha, e este é solto. A penetração é medida utilizando-se do dispositivo de medida existente na ponta da agulha. A partir dos parâmetros contração diametral e penetração é possível localizar os grupos de solos propostos pela classificação MCT na carta de classificação.

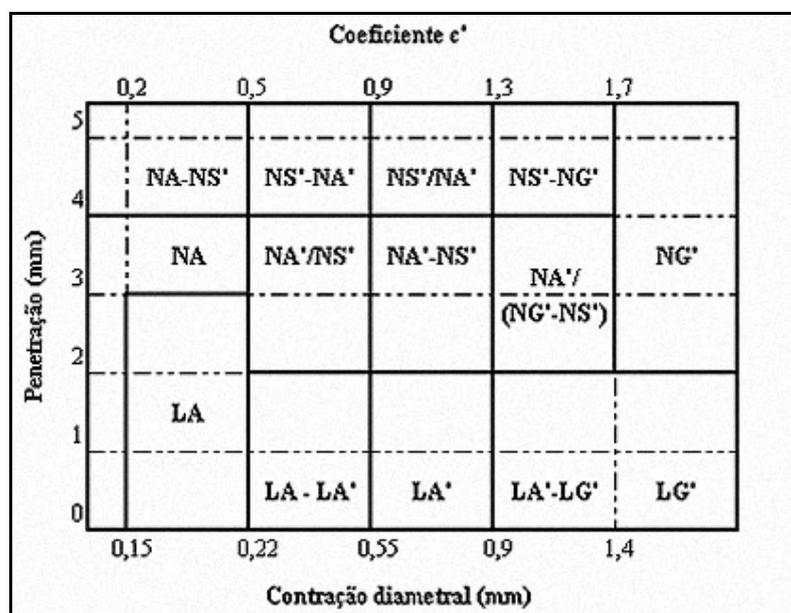


Figura 2.4 – Carta de Classificação do Método das Pastilhas (modificado – Nogami e Villibor, 1994)

CAPÍTULO 3

Análise Mecânica dos Pavimentos

3.1. INTRODUÇÃO

Aliando-se à proposta de utilização de materiais não convencionais em pavimentação, fundamentada pela metodologia desenvolvida por Nogami e Villibor na década de 80, os estudos realizados na COPPE/UFRJ, a partir de 1977, sob o comando do Professor Jacques de Medina propiciaram avanços na análise do comportamento dos solos brasileiros sob a ação de cargas repetidas e embasaram o desenvolvimento de uma abordagem racional na concepção e avaliação de desempenho das estruturas de pavimentos no país.

Os pavimentos, dentro de uma abordagem mecânica, devem ser entendidos como sistemas formados por camadas e sujeitos às cargas transferidas pelos veículos. Os parâmetros de deformabilidade dos materiais constituintes das camadas do pavimento possibilitam a determinação das tensões, deformações, deslocamentos e ainda a previsão da ruptura por fadiga da estrutura.

Propôs-se nesta dissertação avaliar os parâmetros de deformabilidade dos solos lateríticos finos constituintes do subleito e dos demais materiais constituintes de um pavimento executado na cidade de Brasília, a partir de ensaios de campo e laboratoriais. Como forma de fundamentar os estudos sobre os parâmetros de deformabilidade dos solos, apresenta-se neste capítulo um breve histórico da mecânica dos pavimentos e as suas principais aplicações, além de uma revisão bibliográfica dos principais ensaios utilizados nesta pesquisa com vistas a determinar parâmetros que permitam, direta ou indiretamente, avaliar as características de deformabilidade dos solos.

3.2. ANÁLISE MECANÍSTICA DOS PAVIMENTOS

3.2.1. Considerações Gerais

Na norma brasileira de pavimentação NBR 7.207/82 (Terminologia e Classificação de Pavimentação) encontra-se a seguinte definição: “O pavimento é uma estrutura construída após terraplenagem e destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto, a:

- a) resistir e distribuir ao subleito os esforços verticais produzidos pelo tráfego;
- b) melhorar as condições de rolamento quanto à comodidade e segurança;
- c) resistir aos esforços horizontais que nela atuam, tornando mais durável a superfície de rolamento”.

A mecânica dos Pavimentos é uma disciplina da engenharia civil que estuda os pavimentos como sistemas em camadas e sujeitos às cargas dos veículos (Medina e Motta, 2005). Os estudos e pesquisas na área de Mecânica dos Pavimentos, iniciados no Brasil na década de 70 na COPPE/UFRJ, proporcionaram uma nova visão nos procedimentos para dimensionamento dos pavimentos asfálticos. A metodologia desenvolvida possibilitou a correção dos procedimentos implantados nos anos 60 (método do DNER), baseada em experiência com solos e coeficientes estruturais norte americanos, permitindo determinar as tensões, deslocamentos e deformações, conhecidos os parâmetros de deformabilidade e o efeito destrutivo das cargas repetidas (Benevides, 2000).

3.2.2. O Conceito de Resiliência

Convencionou-se chamar, em Mecânica dos Pavimentos, de deformação resiliente a deformação elástica ou recuperável de solos e de estruturas de pavimentos sob a ação de cargas transientes. O primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos deveu-se a Francis Hveem, em 1951, tendo sido ele quem adotou o termo “resiliência” para que se entendesse que os deslocamentos nos pavimentos sob a ação de cargas móveis são muitos maiores do que nos vários sólidos elásticos com que lida o engenheiro, como o vidro, concreto, aço (Medina e Preussler, 1980). Na verdade, o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações (Medina e Motta, 2005).

3.2.3. Módulo Resiliente por meio de Ensaio de Cargas Repetidas

A deformabilidade resiliente das camadas do pavimento e do subleito condicionam a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas (revestimento de concreto asfáltico, base de solo-cimento) sujeitas a flexão (Medina e Motta, 2005). A fase de fadiga, caracterizada como a última etapa da vida útil do pavimento, faz-se sentir por um crescimento acelerado de deflexões, que se exteriorizam por meio de fissuras, trincas e acúmulo de deformações permanentes.

Objetivando-se analisar as características de deformabilidade dos materiais que compõem a estrutura dos pavimentos rodoviários sob condições que simulem as solicitações do tráfego, foram desenvolvidos equipamentos para realização de ensaios de cargas repetidas nos materiais constituintes dos pavimentos.

Os ensaios de carga repetida em que a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso, procuram reproduzir as condições de campo. A amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas. A frequência espelha o fluxo de veículos (Medina e Motta, 2005).

Dentre os ensaios de cargas repetidas, destaca-se o ensaio triaxial de cargas repetidas, introduzido nos estudos de pavimentação pelo Prof. H. Bolton Seed na década de 50, na Universidade da Berkeley, Califórnia, EUA. O primeiro equipamento para realização deste ensaio foi instalado no Brasil em 1977, na COPPE/UFRJ (Figura 3.1).

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas, os quais visam reproduzir em laboratório as condições de carregamento impostas aos materiais constituintes do pavimento pelas cargas de tráfego, são divididos basicamente em duas fases. A primeira delas, chamada fase de condicionamento, objetiva eliminar ou minimizar os efeitos das deformações plásticas e da história de tensões no valor do módulo de resiliência. É, na verdade, uma seqüência de carregamentos dinâmicos que permite dotar o material de uma condição de pré-adensamento (Ferreira, 2002). A determinação dos valores de Módulo de Resiliência (M_R) dos materiais é objeto da segunda parte do ensaio, onde para cada par de tensões σ_1 (tensão principal maior) e σ_3 (tensão confinante) aplicado medem-se as deformações resilientes.

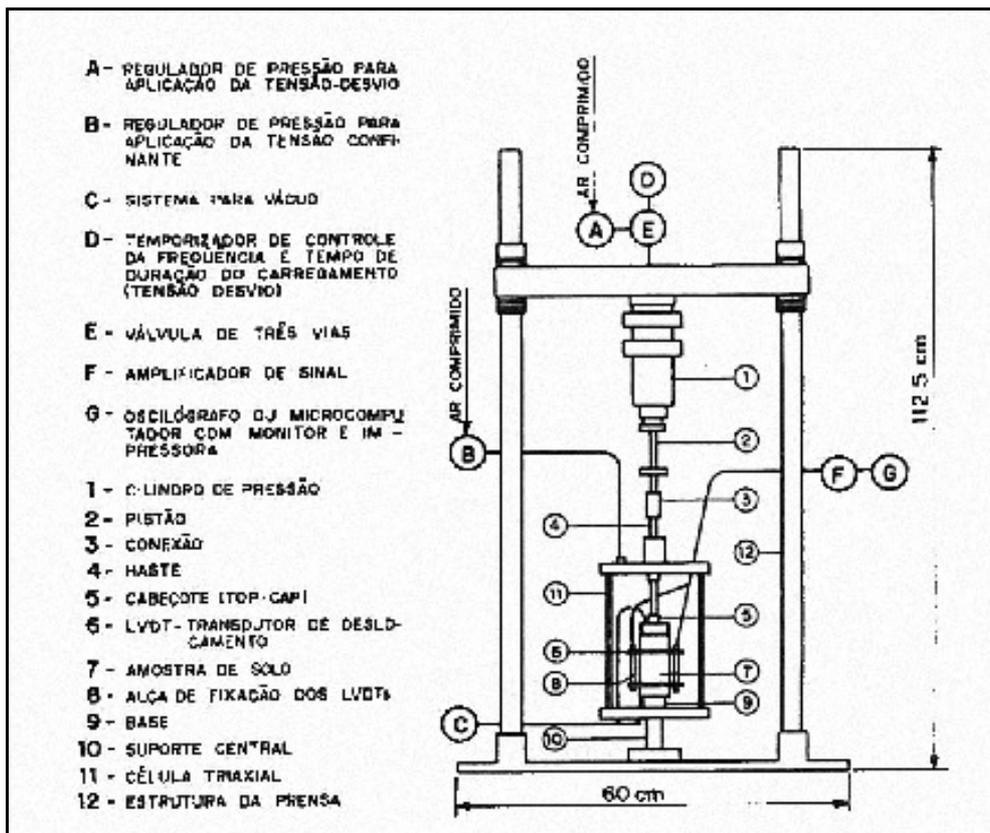


Figura 3.1 – Esquema do primeiro equipamento de ensaios triaxiais de carga repetida da COPPE/UFRJ de 1977 (Medina e Motta, 2005)

A Norma DNER-ME 131/94 (*Solos – determinação do módulo de resiliência*) preconiza a metodologia de ensaio para a determinação dos módulos de resiliência de solos, para várias tensões aplicadas, a partir da utilização de um aparato triaxial de cargas repetidas. Conforme esta norma, o aparato triaxial cíclico para determinação dos módulos resilientes dos solos compõe-se basicamente por:

- Célula triaxial;
- Sistema pneumático de carregamento, formado por reguladores de pressão para aplicação da tensão desvio (σ_d) e da tensão confinante (σ_3), válvula de transmissão do carregamento vertical, um cilindro de pressão e pistão de carga.
- Dispositivo mecânico digital para controle do tempo de abertura da válvula e frequência de aplicação do carregamento;
- Sistema de vácuo que permite verificar a integridade das membranas que envolvem a amostra;

- Sistema de medição de deformações da amostra, constituído por um par de transdutores mecânico-eletromagnéticos tipo LVDT's (*linear variable differential transformer*) acoplados ao corpo-de-prova. Vale ressaltar que a Norma AASHTO T307-99 (Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials) indica que as deformações sejam medidas pelos LVDT's instalados externamente no pistão de carga. Ainda, o sistema de medição das deformações é constituído por um oscilógrafo e um amplificador. O princípio de funcionamento dos transdutores LVDT's consiste em transformar as deformações axiais durante o carregamento repetido em potencial elétrico, cujo valor é registrado em um oscilógrafo.

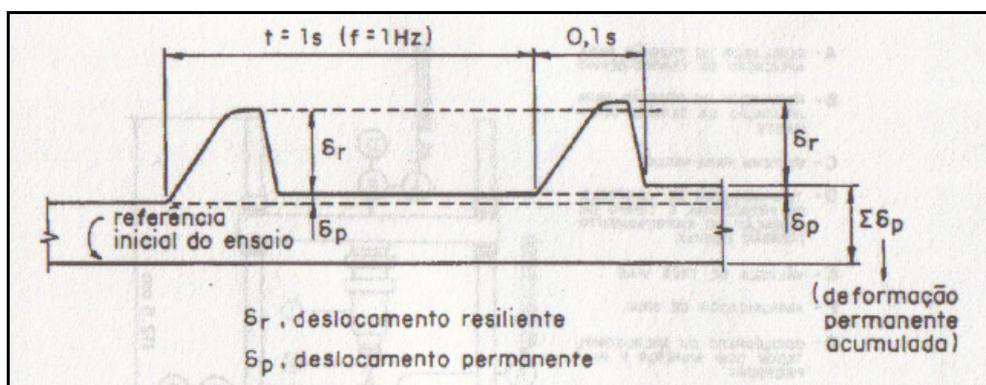


Figura 3.2 - Registro oscilográfico do ensaio de cargas repetidas (Medina, 1997)

A partir do ensaio triaxial de cargas repetidas, define-se o módulo resiliente, M_R , como:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_1} \quad (3.1)$$

onde:

σ_d é a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$);

ε_1 ou ε_r é a deformação resiliente (recuperável) axial do corpo-de-prova.

A deformação resiliente ε_r é determinada por meio da seguinte formulação:

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (3.2)$$

onde:

Δh é o deslocamento vertical máximo;

h_0 é o comprimento inicial de referência do corpo-de-prova ensaiado.

Ainda, a deformação total apresentada pelo corpo-de-prova ensaiado é composta, além da parcela de deformação resiliente, por uma parcela de deformação plástica ou permanente.

$$\varepsilon_t = \varepsilon_r + \varepsilon_p \quad (3.3)$$

Segundo Medina e Motta (2005), na maioria dos solos de bom comportamento resiliente e nas umidades de ensaio próximas da umidade ótima, as deformações plásticas ao longo do ensaio triaxial para medida do módulo de resiliência são muito pequenas, da ordem de milímetros.

Além das deformações axiais costumeiramente determinadas pelo ensaio triaxial de cargas repetidas, a utilização de LVDT's horizontais no aparato triaxial de cargas repetidas permite medir os deslocamentos radiais ou horizontais dos corpos-de-prova ensaiados, com os quais se determina o Coeficiente de Poisson ν .

De acordo com Medina e Motta (2005), os ensaios pioneiros de carga repetidas realizados no Brasil, os quais fundamentaram o desenvolvimento da norma DNER-ME 131/94 (*Solos – determinação do módulo de resiliência*), consideravam os pares de tensões σ_d e σ_3 utilizados no ensaio para a determinação do módulo resiliente diferente para solos do tipo arenoso e/ou solos do tipo argiloso. O modelo de ensaio inicialmente proposto para os solos argilosos, adotando estados de tensões correspondentes a um único nível de tensão confinante para 7 níveis de tensão desvio, desconsideravam a importância da tensão de confinamento, além de levar em alguns casos à ruptura do corpo-de-prova por conta de uma relação de tensão elevadas, em que se tem falta de confinamento e um excesso de tensão vertical. Este modelo de ensaio foi proposto por serem os solos argilosos mais dependentes da tensão desvio do que da confinante, mas o acúmulo de experiência possibilitou a percepção de que não é usual decidir antecipadamente o efeito da granulometria do material no comportamento resiliente.

Desde 1990, considerando-se que não há justificativa em adotar os estados de tensão propostos para os solos argilosos, tem-se utilizado nos ensaios triaxiais de carga repetida os valores de tensões definidos para os solos arenosos, independente da quantidade de finos da amostra (Motta et al., 1990).

A norma americana de ensaio AASHTO T 307/99 (Standard method of test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials), padronizando a metodologia de obtenção do Módulo Resiliente dos diversos materiais constituintes do pavimento a partir de ensaios triaxiais de carga repetidas, divide os pares de tensões aplicados no ensaio de acordo com o material ensaiado. Medina e Motta (2005) ressaltam que as tensões utilizadas nos ensaios com os solos classificados por esta metodologia como Tipo 1 (materiais destinados a camadas de bases e sub-bases e os de subleito que apresentem menos de 70% passando na peneira de 2mm e no máximo 20% passando na peneira de 75 μ m e índice de plasticidade menor que 10) são muito próximas às tensões padronizadas pela norma DNER-ME 131/94 para ensaios com solos arenosos, as quais vêm sendo utilizadas desde a década de 90, particularmente pela COPPE/UFRJ, para ensaios tanto em solos arenosos quanto argilosos. No entanto, todos os solos que se destinam ao subleito e que não se incluem na definição Tipo 1 dada pela metodologia AASHTO T 307/99, são classificados como Tipo 2 e são submetidos a pares de tensões diferentes daqueles propostos para os solos Tipo 1 durante o ensaio.

É importante observar que a metodologia AASHTO fundamenta os ensaios triaxiais de carga repetida a partir da escolha de pares de tensões em função do tipo de camada e da granulometria do material. Ao fazer uma prévia classificação dos materiais antes da execução dos ensaios, esta metodologia apresenta deficiência semelhante à verificada na Norma DNER-ME 131/94, uma vez que, adotando estados de tensão variáveis em função dos materiais, impossibilita correlacionar o comportamento resiliente de diferentes materiais.

3.2.4. Características Resilientes dos Solos

Sant'Anna et al. (2003), citando Parreira et al. (1998), dizem que as condições de carregamento, o estado de tensões e a natureza dos solos (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina) estão entre um grande número de fatores que podem causar variações no valor do módulo de resiliência. A densidade e a umidade dos solos, fatores de estado, também condicionam os valores dos módulos resilientes. A forma como se organizam as partículas de solo, assim como a quantidade de água de compactação e de equilíbrio são determinantes na deformabilidade do solo (Medina e Motta, 2005).

Sendo os solos materiais que nem sempre seguem um comportamento elástico linear, o que se determina por meio dos ensaios triaxiais de cargas repetidas são relações empíricas entre o módulo resiliente e o estado de tensões atuantes no solo.

$$M_R = f(\sigma_3, \sigma_d) \quad (3.4)$$

onde:

M_R = módulo resiliente;

σ_3 = tensão confinante;

σ_d = tensão desvio.

De acordo com Medina e Motta (2005), mantendo-se sob especificação os diversos parâmetros que influenciam os solos, para cada solo o módulo de resiliência poderá ser expresso como uma função do estado de tensões aplicado durante o ensaio, a partir da utilização de modelos matemáticos com constantes experimentais.

Os primeiros modelos matemáticos para obtenção dos valores de Módulo de Resiliência em função do estado de tensões aplicado aos solos arenosos e argilosos durante os ensaios de cargas repetidas foram pioneiramente apresentados na tese de Hicks (1970) e no documento do TRB (1975).

De acordo com Medina e Preussler (1980), o comportamento distinto dos solos arenosos e argilosos que se manifesta nas propriedades mecânicas sob cargas estáticas, também se apresenta nos ensaios triaxiais de cargas repetidas. Os solos arenosos têm o módulo resiliente dependente da tensão confinante (σ_3), ou das somas das tensões principais (θ), e pouco afetado pela tensão desvio, ao passo que os solos argilosos têm o módulo dependente da tensão desvio e pouco atingido pela tensão confinante. Além disso, os solos arenosos podem ter os efeitos, gerados pela história de tensões, diminuídos ou mesmo serem eliminados a partir de um pré-condicionamento composto por ciclos de carregamento e descarregamento do material.

A Figura 3.3 apresenta uma relação típica do módulo resiliente com a tensão confinante para os solos granulares, enquanto as Expressões 3.5 e 3.6 representam os modelos matemáticos propostos para descrever o comportamento destes solos em função das tensões aplicadas. Já a Figura 3.4 apresenta a relação entre o módulo resiliente e a tensão desvio, típica dos solos coesivos, enquanto as Equações 3.7 e 3.8 representam o modelo matemático proposto para os solos de comportamento argilosos.

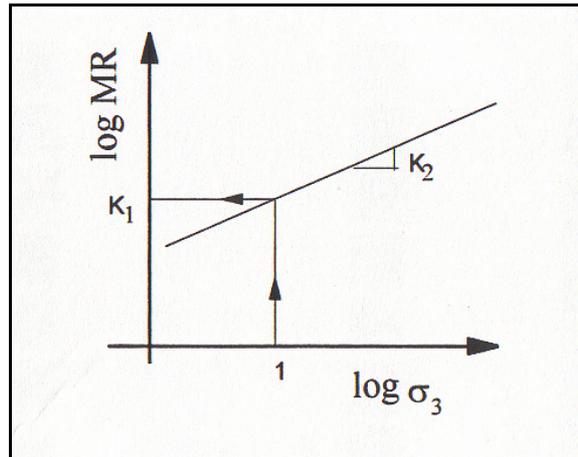


Figura 3.3 – Variação típica do módulo resiliente em função da tensão confinante para solo granulares (Monteiro, 1996)

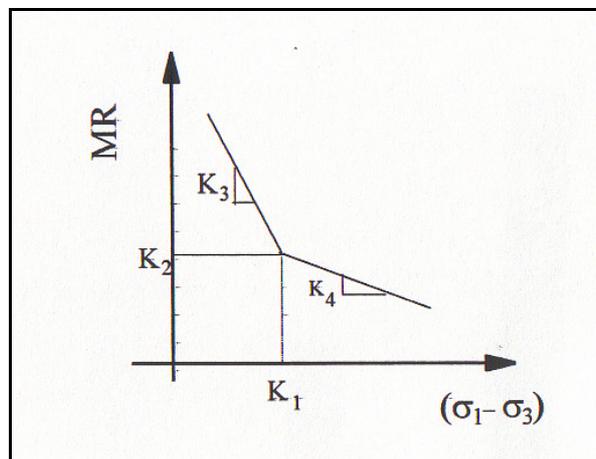


Figura 3.4 – Variação típica do módulo resiliente em função da tensão desvio para solo granulares (Monteiro, 1996)

$$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \quad (3.5)$$

$$M_R = K_1' \theta^{K_2'}, \text{ onde } \theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3 \text{ no caso de compressão triaxial} \quad (3.6)$$

$$M_R = K_2 + K_3(K_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < K_1 \quad (3.7)$$

$$M_R = K_2 + K_4(\sigma_d - K_1), \text{ para } \sigma_d > K_1 \quad (3.8)$$

A Equação 3.5 é ainda hoje a mais utilizada para descrever o comportamento resiliente de solos arenosos, sem coesão, tendo em vista que o valor de módulo de resiliência destes materiais é preponderantemente dependente da tensão confinante, muito embora este modelo não seja capaz de descrever o efeito da dilatância, que influencia o comportamento tensão-deformação destes solos (Ferreira, 2002).

As Equações 3.7 e 3.8 regem o modelo proposto para os solos argilosos. Nestes solos, a relação entre o módulo de resiliência e a tensão desvio, em escala aritmética, é bi-linear,

apresentando variação acentuada de módulos de resiliência para valores de tensão desvio abaixo do limite representado pela constante K_1 . No entanto, devido à dificuldade em se determinar o ponto de transição, representado pelo par de constantes K_1 e K_2 , entre as retas do modelo bi-linear, Svenson (1980) propôs para cálculo de módulo de resiliência dos solos coesivos o modelo representado pela Equação 3.9. Seu estudo, visando à verificação do comportamento resiliente de solos argilosos compactados, teve como principais objetivos a avaliação da influência dos fatores método de compactação, umidade de compactação e tempo de cura, e foi efetuado utilizando material proveniente do subleito de rodovias do Rio de Janeiro, Minas Gerais e Paraná, resultando na obtenção de valores das constantes K_1 e K_2 bastante variáveis. Este modelo é hoje o mais utilizado para descrição da variação do M_R com a tensão desvio em solos coesivos (Ferreira, 2002).

$$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2} \quad (3.9)$$

O modelo combinado foi proposto por Aranovich (1985) quando de uma pesquisa inter-regional de pavimentos de estradas vicinais e alimentadoras nos Estados do Paraná, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul, Goiás e São Paulo. Este modelo, formado a partir da combinação de cinco fatores, aplica-se a solos finos, mas com alguma quantidade de areia (Medina e Motta, 2005). As Equações 3.10 e 3.11 apresentam o modelo combinado.

$$M_R = [K_1 + K_2(K_1 - \sigma_d)] \sigma_3^{K_5}, \text{ para } \sigma_d < K_1 \quad (3.10)$$

$$M_R = [K_2 + K_4(\sigma_d - K_1)] \sigma_3^{K_5}, \text{ para } \sigma_d > K_1 \quad (3.11)$$

Segundo Ferreira (2002), as principais limitações dos modelos matemáticos utilizados para relacionar o módulo resiliente com o estado de tensão dos solos residem nas dificuldades experimentais de determinação das constantes, além da necessidade de definição prévia do comportamento coesivo ou argiloso dos solos e as simplificações associadas aos modelos, os quais na maioria dos casos, consideram a influência da tensão confinante ou a tensão desvio isoladamente.

Macêdo (1996), visando eliminar as limitações impostas pela prévia definição do comportamento resiliente dos solos apresentados em outros modelos até então existentes, propôs um modelo (Equação 3.12), o qual passou a ser conhecido no Brasil como modelo composto.

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (3.12)$$

Conforme apresentado por Medina e Motta (2005), a partir deste modelo, um estudo feito com solos do pavimento de um trecho da rodovia BR-418/MG, Macêdo (1996) obteve coeficiente de determinação (R^2) da ordem de 0,96, ao passo que utilizando os modelos argiloso e de Svenson, o autor obteve R^2 da ordem de 0,70. No entanto, é importante salientar que não existem modelos intrínsecos ao solo, e, com qualquer conjunto de dados é possível estaticamente se estabelecer um grande número de equações polinomiais ou exponenciais que tenham coeficientes de correlação adequados, eventualmente, para um certo material ou um certo ensaio.

3.2.5. Avaliação estrutural dos pavimentos a partir de Retroanálise

A fundamentação de uma abordagem mecânica para os pavimentos requer necessariamente a determinação dos parâmetros de deformabilidade dos materiais que os constituem. Para a determinação destes parâmetros, pode-se optar pela realização de ensaios laboratoriais de carga repetida.

Os ensaios triaxiais de carga repetida, sendo considerados ensaios destrutivos, exigem intervenção no pavimento sob análise e adoção de procedimentos especiais associados à coleta e transporte dos materiais a serem ensaiados. Ainda, apresentam-se como fatores limitantes à realização dos ensaios triaxiais de carga repetida, o alto custo agregado ao ensaio e as dificuldades de se reproduzir em laboratório as peculiaridades apresentadas pelo material no campo.

Diante das considerações acerca do ensaio triaxial de cargas repetidas, tem-se observado que a avaliação estrutural de pavimentos, objetivando dimensionamento ou determinação de vida útil remanescente, está largamente associada aos ensaios considerados não destrutivos, a partir do emprego de equipamentos com custos mais baixos. Dentre estes equipamentos, destaca-se a utilização da Viga Benkelman e do FWD (Falling Weight Deflectometer), os quais fornecem as deflexões dos materiais “in situ”. A partir dos resultados obtidos por meio dos ensaios ditos não destrutivos é possível, utilizando-se do processo de retroanálise, a determinação dos parâmetros de deformabilidade dos materiais constituintes do pavimento.

A retroanálise é entendida na mecânica dos pavimentos como um procedimento analítico para determinação dos parâmetros elásticos das camadas constituintes da estrutura do pavimento

nas condições de campo, a partir da interpretação dos resultados de deflexões obtidos nos ensaios de campo. Para a obtenção de módulos a partir da retroanálise, faz-se uso de programas computacionais baseados na teoria da elasticidade, no método de elementos finitos e até em redes neurais.

Harichandran *et al.* (1993) classificam genericamente os métodos de retroanálise em dois grupos: iterativos e simplificados.

3.2.5.1. Métodos de Retroanálise Iterativos

Os métodos iterativos são baseados em formulação matemática complexa e utilizam processos de convergência, que lhes conferem boa precisão, porém demandam alto tempo para processamento. Geralmente, o pavimento é representado por uma estrutura multicamada, composta de materiais homogêneos e isotrópicos, permitindo a simulação do comportamento de materiais elásticos, lineares ou não, visco-elásticos e/ou plásticos, submetidos à ação de um ou mais carregamentos e utilizam processos baseados em diferenças finitas, camadas finitas ou elementos finitos para a resolução das equações (Fabri e Pereira, 2006).

Nos métodos de retroanálise iterativos, os algoritmos comumente utilizados pelos programas computacionais para retroanalisar os dados de campo baseiam-se em duas ferramentas analíticas, sendo estas a teoria das multicamadas elásticas e o método dos elementos finitos. Segundo Macêdo (2003), os programas de retroanálise que usam o método dos elementos finitos são de processamento mais lento, no entanto, apresentam maior acurácia e podem efetuar análises em sistemas lineares e não lineares.

Harichandran *et al.* (1993) classificaram os métodos iterativos em três categorias, agrupadas em função da metodologia adotada na determinação dos parâmetros elásticos:

- Métodos que calculam os parâmetros elásticos a partir da comparação entre as bacias de deflexão estimadas pelo programa numérico e as bacias determinadas no campo. A comparação entre as bacias medidas e calculadas é feita iterativamente, até que a semelhança entre as duas bacias esteja limitada por um critério de aceitabilidade previamente estabelecido. A partir da obtenção da bacia teórica com melhor ajuste, o conjunto de módulos determinados para esta bacia é imediatamente associado ao pavimento sob análise, o que permite estimar tensões, deformações e deslocamentos em qualquer ponto da estrutura do pavimento. Estes métodos permitem a determinação dos

parâmetros da estrutura do pavimento a partir da utilização de programas de análise mecânica, tais como o CHEVRON-N-X, BISAR, ELSYM5, FEPAVE2, ECOROUTE, NOEL8, ALIZE4.

- Métodos que utilizam banco de dados de parâmetros elásticos de estruturas previamente calculados. O programa MODULUS utiliza esta metodologia de retroanálise.
- Métodos que utilizam equações obtidas por técnicas de regressão estatística. Estes métodos são mais raros que os apresentados anteriormente e utilizam fórmulas obtidas por regressão estatística para a determinação das deflexões teóricas. Como exemplo deste método, pode-se citar o programa LOADRATE.

Segundo Medina *et al.* (1994), de um modo geral, as metodologias de retroanálise adotam as seguintes etapas:

1. Estimativa dos módulos iniciais para as diversas camadas;
2. Cálculo da bacia de deflexões a partir dos módulos estimados;
3. Comparação entre as deflexões teóricas e as deflexões medidas em campo;
4. Ajuste dos módulos;
5. Repetição dos itens 2 a 4, até que o erro verificado entre as deflexões esteja limitado por algum critério previamente estabelecido, ou ainda que o conjunto de módulos não varie mais do que um intervalo pré-fixado, ou ainda que o programa atinja um certo número de iterações.

Segundo Rodrigues (2002), dentre os critérios utilizados para a limitação da diferença entre as deflexões de campo e as deflexões teóricas pode-se citar:

- Cálculo do erro relativo, a partir da utilização da Equação 3.13 apresentada;

$$\Delta(\%) = \left(\frac{d_m - d_c}{d_m} \right) \quad (3.13)$$

- Soma dos valores absolutos das diferenças entre as deflexões medida e calculada, conforme apresentado na Equação 3.14;

$$\Delta(\%) = \Sigma \left[\left(\frac{d_m - d_c}{d_m} \right) x 100 \right] \quad (3.14)$$

- Soma das diferenças ao quadrado, apresentada na Equação 3.15;

$$\Delta = \Sigma (d_m - d_c)^2 \quad (3.15)$$

- Raiz média quadrática, apresentada na Equação 3.16;

$$\Delta(\%) = \sqrt{\frac{\Sigma \left[\left(\frac{d_m - d_c}{d_m} \right) x 100 \right]^2}{n}} \quad (3.16)$$

onde:

Δ = variação entre as deflexões;

d_m = deflexão medida (10^{-2} mm);

d_c = deflexão calculada (10^{-2} mm);

n = número de pontos de deflexão utilizados na retroanálise.

Existem vários programas computacionais capazes de proceder à realização de retroanálise em sistemas de múltiplas camadas. A Tabela 3.1 apresenta uma lista parcial dos programas computacionais utilizados em retroanálises, os quais foram apresentados por Albernaz *et al.* (1995) e Coutinho Neto (2000).

Tabela 3.1 – Lista parcial de programas iterativos de retroanálise (modificado – Albernaz *et al.* 1995 e Coutinho Neto, 2002)

PROGRAMA DE RETROANÁLISE	AUTORES	MÉTODO DE CÁLCULO	PROGRAMA DE ANÁLISE MECANÍSTICA
<i>CHEVDEF</i>	BUSH (1980)	Procedimentos numéricos empíricos	CHEVRON-N
<i>ELMOD</i>	ULLIDTZ (1982)	Teoria de Odemark e Boussinesq	-
<i>MODCOMP</i>	IRWIN (1983)	Algoritmo de Levenberg- Marquardt	CHEVRON-N
<i>LOADRATE</i>	LYTTON (1984)	Equações de regressão estatística	ILLIPAVE
<i>BISDEF</i>	BUSH (1985)	Procedimentos numéricos empíricos	BISAR
<i>FPEDDI</i>	UDDIN et al. (1985)	Teoria elástica de múltiplas camadas	ELSYM5

PROGRAMA DE RETROANÁLISE	AUTORES	MÉTODO DE CÁLCULO	PROGRAMA DE ANÁLISE MECANÍSTICA
<i>ELSDEF</i>	LYTTON (1986)	Procedimentos numéricos empíricos	ELSYM5
<i>PADAL</i>	BROWN et al. (1987)	Teoria elástica de múltiplas camadas	BISTRO
<i>MODULUS</i>	LYTTON (1989)	Banco de dados	BISAR
<i>ADAM</i>	HOSSAIN (1990)	Teoria elástica de múltiplas camadas	CHEVRON-N
<i>BOUSDEF</i>	HICKS (1990)	Espessuras equivalentes e equações de Boussinesq modificadas	-
<i>ISSEM4</i>	DYNATEST (1991)	Teoria elástica de múltiplas camadas	ELSYM5
<i>EVERCAL</i>	MAHONEY (1991)	Algoritmo de Levenberg- Marquardt	CHEVRON-N
<i>MICHBAK</i>	BALADI (1993)	Algoritmo de Newton	CHEVRON-X
<i>KENLAYER</i>	HUANG (1993)	Teoria elástica de múltiplas camadas	-
<i>LAYMOD4</i>	RODRIGUES (2002)	Método das camadas finitas	FLAPS

3.2.5.2. Métodos simplificados de retroanálise

Nos métodos simplificados de retroanálise, os módulos de resiliência das diversas camadas que compõem o pavimento são estimados a partir de gráficos, tabelas ou aplicações diretas de equações obtidas a partir da Teoria da Elasticidade. Estes métodos são úteis em análises preliminares e anteprojetos, pois devido às simplificações, perdem precisão e ainda são rápidos para processamento. Os métodos da AASHTO (1993), de Noureldin (1993), de Fabrício *et al.* (1994) e de Albernaz (1997) são exemplos de métodos simplificados.

Método da AASHTO (1993 e 2002)

O Guia de Projetos de Estruturas de Pavimentos da AASHTO (1993) apresenta um procedimento simplificado para retroanálise, em que o pavimento real é transformado em uma estrutura de duas camadas, sendo a primeira formada pelo conjunto das camadas de sub-base, base e revestimento do pavimento, e a segunda formada pelo subleito. O módulo do conjunto de camadas é denominado módulo efetivo do pavimento (E_p), enquanto o módulo do subleito é designado módulo resiliente (M_R).

Os parâmetros iniciais necessários à aplicação desta metodologia de retroanálise de bacias são:

- Deflexões medidas (dm_i) em certas distâncias radiais (r_i) do ponto de aplicação da carga;

- Carga solicitante da estrutura, representada pela pressão ou tensão (p) e pelo raio da área de contato (a);
- Espessura total do pavimento acima do subleito.

Segundo Macêdo (2003), o apêndice L do Guia da AASHTO não faz referência ao tipo de equipamento a ser utilizado na determinação das deflexões (dm_i). No entanto, vale ressaltar que várias conclusões apresentadas no Guia foram baseadas em deflexões medidas com a Viga Benkelman, com deflectômetros vibratórios e por impacto (FWD).

O módulo de resiliência do subleito é calculado por meio da Equação 3.17.

$$M_R = \frac{0,24P}{d_i r_i} \quad (3.17)$$

onde:

M_R = módulo resiliente do subleito (psi);

P = carga aplicada (libras);

d_i = deflexão medida à distância radial r (em polegadas);

r_i = distância radial na qual a deflexão é medida (em polegadas).

Ressalta-se que o ponto cujos valores de deflexão e distância são utilizados no cálculo do módulo deve estar afastado do ponto de aplicação da carga de tal forma que não predomine a influência do subleito. Ainda, este ponto deve respeitar um afastamento máximo, com vistas à não perder a acurácia das medidas obtidas a partir dos equipamentos de campo. A AASHTO recomenda que o valor desse ponto seja aproximadamente igual a 70% do valor determinado para o raio do bulbo de tensões (a_e) na interface pavimento-subleito, sendo este último calculado a partir da Equação 3.18.

$$a_e = \sqrt{a^2 + \left[D^3 \sqrt{\frac{E_P}{M_R}} \right]^2} \quad (3.18)$$

onde:

a_e = raio do bulbo de tensões;

a = raio da área circular de distribuição de carga;

D = espessura total das camadas sobre o subleito;

E_p = módulo efetivo do pavimento;

M_R = módulo resiliente do subleito.

O módulo efetivo do pavimento (E_p) é calculado iterativamente com o auxílio da Equação 3.19 até que o valor do segundo membro se iguale ao valor da deflexão máxima (d_o) no ponto de aplicação da carga.

$$d_o = 1,5 pa \left\{ \frac{1}{M_R \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_R}} \right)^2}} + \frac{\left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}} \right]}{E_p} \right\} \quad (3.19)$$

onde:

d_o = deflexão máxima;

p = pressão de contato;

a = raio da área circular de distribuição de carga;

D = espessura total das camadas sobre o subleito;

M_R = módulo resiliente do subleito;

E_p = módulo efetivo do pavimento.

O guia AASHTO apresenta alguns critérios de ajuste dos módulos do subleito, de forma que fiquem coerentes com os valores obtidos no AASHTO Road Test, os quais fundamentaram a formulação do método de dimensionamento de pavimentos preconizada pela AASHTO. Ainda, de acordo com o guia, deve-se adotar uma temperatura padrão de referência (20°C) com vistas a normalizar os valores dos módulos efetivos do pavimento.

Método de Fabrício *et al.* (1994)

O método desenvolvido por Fabrício *et al.* (1994) baseia-se no conceito de pavimento equivalente e no modelo elástico de Hogg. O modelo proposto por Hogg, em 1938, segundo Rezende (2003), é constituído por uma placa de espessura t , rigidez R , largura e comprimento infinitos, módulo de deformação (E_p) e coeficiente de Poisson (ν_p) assente sobre um subleito elástico de espessura h , largura e comprimento infinitos, módulo de deformação (E_{SL}) e coeficiente de Poisson (ν_{SL}).

Os parâmetros do modelo são calculados a partir das Equações 3.20 e 3.21.

$$R = \frac{E_p \cdot t^3}{12(1 - \nu_p^2)} \quad (3.20)$$

$$l_0 = \sqrt[3]{\frac{R(1 + \nu_{SL})(3 - 4\nu_{SL})}{E_{SL} \cdot 2(1 - \nu_{SL})}} \quad (3.21)$$

onde:

R = rigidez da placa;

E_p = módulo de deformação da placa;

t = espessura da placa;

ν_p = coeficiente de Poisson da placa, igual a 0,40;

l_0 = comprimento característico;

E_{SL} = módulo de deformação do subleito;

ν_{SL} = coeficiente de Poisson do subleito, igual a 0,40.

O método desenvolvido por Fabrício *et al.* (1994) apresenta dois gráficos de bacias de deformações teóricas normalizadas em função da deflexão máxima, tendo sido um desenvolvido para levantamentos característicos a partir do ensaio de viga Benkelman e o outro para levantamentos com o FWD.

Dois monogramas, elaborados para a relação modular $E_P/E_{SL} = 6,18$, correlacionam a espessura do pavimento equivalente (agora denominada H_{EQ}), a relação D_{60}/D_0 e o produto $E_{SL} \times D_0$, tanto para levantamentos feitos com a Viga Benkelman, como para os efetuados com equipamentos FWD. A partir desses monogramas, conhecendo-se apenas a relação (D_{60}/D_0) de campo, pode-se calcular os parâmetros finais da retroanálise, ou seja (Macêdo, 2003):

- A espessura do pavimento equivalente (H_{EQ}) , em centímetros;
- O módulo de deformação do pavimento equivalente (H_{EQ}) , em kgf/cm²;
- O módulo de deformação do subleito (E_{SL}) , em kgf/cm²;
- A profundidade (h) da camada rígida no subleito.

Ainda, como alternativa ao processo gráfico, os autores desta metodologia simplificada apresentaram equações que permitem o cálculo dos parâmetros associados ao método, incluindo as tensões verticais e as deformações específicas no topo do subleito.

Método de Noureldin (1993)

O desenvolvimento teórico do método de Noureldin está associado às teorias de Boussinesq, Barber, Burmister, Odemark e Ullidtz. Neste método, assim como no método da AASHTO, a estrutura do pavimento é substituída por uma estrutura equivalente, formada por duas camadas, sendo a primeira composta pelo revestimento, pela base e pela sub-base, enquanto a segunda é formada pelo subleito.

Este método utiliza bacias de deflexão medidas por meio de ensaios FWD, as quais são retroanalisadas para obtenção do módulo resilientes do subleito, do módulo efetivo do pavimento e para estimar o número estrutural do pavimento.

O desenvolvimento do método, baseia-se no fato de que existe um ponto na superfície do pavimento, situado a certa distância do ponto de aplicação da carga, no qual a deflexão é devida apenas ao subleito e é numericamente igual à deflexão de um ponto situado na face superior do subleito sob a vertical que passa pelo centro do carregamento.

O equipamento utilizado no desenvolvimento do método foi um FWD com as seguintes especificações:

- Placa de 6 polegadas (15 centímetros de raio);
- Carga de 9.000 libras (40 KN);
- Sete sensores localizados às distâncias de 0, 8, 12, 24, 36, 48 e 60 polegadas (0, 20, 40, 60, 90, 120 e 150 centímetros).

O método pode ser aplicado a dois casos distintos: quando a espessura do pavimento é conhecida e quando a espessura do pavimento não é conhecida. As principais equações do método são:

$$E_{SL} = \frac{2149}{r_x D_x} \quad (3.22)$$

$$E_p = \frac{(716 - 2149/r_x)}{D_0 - D_x} \quad (3.23)$$

$$T_x = \left[\frac{(D_0 - D_x)}{D_x (r_x/3 - 1)} \right]^{1/3} \cdot (4r_x^2 - 36)^{1/2} \quad (3.24)$$

$$SN_{ef} = \frac{(4r_x^2 - 36)^{1/2}}{17,234(r_x \cdot D_x)^{1/3}} \quad (3.25)$$

onde:

D_0 = deflexão no centro do carregamento (em polegadas);

D_x = deflexão assumida como sendo do subleito (em polegadas);

T_x = espessura efetiva do pavimento (em polegadas);

r_x = distância radial assumida como sendo o ponto de localização da deflexão do subleito (em polegadas);

E_{SL} = módulo do subleito (em psi);

E_p = módulo efetivo do pavimento (em psi);

SN_{EF} = número estrutural efetivo do pavimento.

Método de Albernaz (1994)

O método de Albernaz (1994) foi desenvolvido a partir de uma adaptação ao método de Noureldim (1993), com vistas à utilização das deflexões medidas por meio de ensaios de viga Benkelman e ainda a viabilização do banco de dados deflectométricos obtido com a viga Benkelman no Brasil.

O método de Albernaz considera a transformação do carregamento característico dos levantamentos de viga Benkelman no carregamento equivalente característico dos ensaios de placa, utilizando-se nesta transformação uma análise paramétrica com o auxílio do programa ELSYM5. Adotou-se, como critério de equivalência, a igualdade do perfil longitudinal das bacias de deflexão obtidas mediante os dois procedimentos, obtendo-se para o carregamento equivalente os seguintes parâmetros:

- Carregamento da placa (P) igual a 5.000 kgf;
- Raio da placa (a) igual a 16,8 centímetros;
- Pressão de contato igual a 656 kPa.

Ainda, nesta análise, as bacias de deflexão de campo foram ajustadas por intermédio do método dos mínimos quadrados (Equação 3.26), tendo sido adotado o menor somatório dos erros quadráticos absolutos como critério de erro para ajuste das deflexões medidas e estimadas.

$$D_x = \frac{1}{M \cdot r_x^{E_x} + B} \quad (3.26)$$

onde:

D_0 = deflexão no centro do carregamento (cm);

D_x = deflexão no ponto correspondente à distância radial r_x ;

M, E_x = coeficientes obtidos no ajuste da bacia;

r_x = distância radial do centro do carregamento;

B = Coeficiente da equação $\left(B = \frac{1}{D_0} \right)$.

As Equações 3.27 a 3.30 possibilitam o cálculo dos módulos para o subleito e para a camada efetiva, além da obtenção da espessura e do número estrutural efetivo do pavimento.

$$E_{SL} = \frac{P \cdot (1 - \mu^2)}{\pi \cdot r_x \cdot D_x} \quad (3.27)$$

$$E_p = \frac{\frac{P}{\pi} \cdot \left[\frac{1,5}{a} - \frac{(1 - \mu^2)}{r_x} \right]}{D_0 - D_x} \quad (3.28)$$

$$T_x = \sqrt{\frac{2,25 \cdot r_x^2}{(1 - \mu^2)^2} - a^2} \cdot \sqrt{\frac{D_0 - D_x}{D_x \cdot \left[\frac{1,5 \cdot r_x}{a \cdot (1 - \mu^2)} - 1 \right]}} \quad (3.29)$$

$$SN_{ef} = T_x \cdot \sqrt[3]{\frac{E_p}{M_{alum}}} \quad (3.30)$$

onde:

D_0 = deflexão no centro do carregamento (em cm);

D_x = deflexão assumida como sendo do subleito (em cm);

T_x = espessura efetiva do pavimento;

r_x = distância radial assumida como sendo o ponto de localização da deflexão do subleito;

P = carga aplicada;

μ = coeficiente de Poisson (0,50);

a = raio da placa;

E_{SL} = módulo do subleito;

E_p = módulo efetivo do pavimento;

M_{alum} = módulo de elasticidade do alumínio (material de referência);

SN_{EF} = número estrutural efetivo do pavimento.

Vale ressaltar que existem ainda outras metodologias de retroanálise de pavimentos, baseadas em técnicas mais recentes, tais como redes neurais artificiais e análises de regressão múltipla, e que são propostas, respectivamente, por Macêdo (2003) e Pereira e Fabbri (2006).

3.2.5.3. Considerações acerca de retroanálise de pavimentos

Segundo Pereira e Fabri (2006), a resposta estrutural de um pavimento à solicitação de um carregamento depende de vários fatores, dentre eles, as relações tensão-deformação dos vários materiais que o compõem, a intensidade, o modo, a duração e a frequência de aplicação desse carregamento e ainda de aspectos extrínsecos como temperatura, umidade, etc. No entanto, verifica-se que quando fixadas as condições de contorno, a resposta estrutural do pavimento é única. Já quando se tem a inversão desta situação, ou seja, a determinação das características do pavimento a partir de sua resposta estrutural, que é função tanto das propriedades dos materiais quanto das condições de contorno, as dispersões de resultados são frequentemente observadas e estão associadas às simplificações adotadas pelos modelos e à não unicidade da solução.

A não unicidade da solução pode ser verificada, por exemplo, em Preussler et al. (2000). Estes autores fizeram um estudo comparativo de parâmetros do pavimento a partir da retroanálise de ensaios de FWD usando diferentes programas. Os resultados obtidos apontaram para diferentes valores de módulos retroanalizados.

Ainda, conforme apresentado por Pereira e Fabri (2006), vários outros autores também discutem o problema da solução não única na retroanálise, a partir de programas computacionais, elegendo como causas principais:

- Diferença no uso da bacia de deflexão original, deflexões médias entre dois pontos ou utilização da deflexão de um único ponto (a média pode reduzir a precisão e aumentar a repetibilidade);
- Diferenças entre procedimentos computacionais (forma de cálculo, critérios de convergência, tolerâncias, etc.);
- Forma de representação do carregamento;
- Estimativa inicial dos módulos;
- Consideração de camadas contínuas, homogêneas e isotrópicas;
- Possibilidade de representação de materiais com comportamentos não lineares.

Ainda, Preussler et al. (2000) apontam como principais fatores que podem influenciar os deslocamentos obtidos por meio dos ensaios de campo e os módulos retroanalizados: os modelos matemáticos do processo iterativo, a temperatura do ar e do revestimento, as espessuras das camadas, a natureza dos materiais constituintes da estrutura, a carga solicitante e seu ponto de aplicação, o confinamento das camadas, o teor de umidade, a granulometria, a oxidação das misturas asfálticas e a deterioração das camadas.

No entanto, segundo Farias (2000), o processo de compactação das camadas de um pavimento pode levar a diferenciação do parâmetro rigidez nas direções horizontal e vertical, o que condiciona um comportamento para os materiais caracterizados por anisotropia transversa. Observa-se que módulos horizontais menores que verticais implicam em deslocamentos superficiais e tensões de tração maiores que as determinadas a partir de uma análise isotrópica. Rezende (2003) afirma que, diante desta observação, é possível considerar que os procedimentos de ensaios laboratoriais de cargas repetidas, aplicando carga na direção perpendicular ao plano de estratificação, são considerados contra a segurança quando extrapolado para as demais direções. Sendo assim, é altamente recomendável a realização de uma boa retroanálise de ensaios de campo, o que permite determinar valores médios de módulos correspondentes ao maciço isotrópico equivalente.

Ainda, as principais vantagens associadas à retroanálise são: a minimização dos custos, a rapidez na obtenção de dados, a eliminação ou minimização de intervenções destrutivas no pavimento e a representação das condições reais de campo.

Considerando-se as limitações de custo e de manuseio associadas aos ensaios triaxiais cíclicos e diante do que foi explanado, é possível ressaltar que a presença de métodos computacionais satisfatórios e confiáveis, os quais possibilitem contemplar todas as variáveis envolvidas no processo de retroanálise, é indispensável.

3.3. ENSAIOS DE CAMPO PARA AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS

3.3.1. Levantamentos Defletométricos a partir da Viga Benkelman

Dentre os vários equipamentos utilizados para a avaliação estrutural dos pavimentos, o que mais se difundiu foi a viga Benkelman, idealizada pelo Engenheiro A. C. Benkelman, do Bureau of Public Roads, e utilizada pela primeira vez nas pistas experimentais da AASHTO, em 1953 (Carneiro, 1965). O ensaio de viga Benkelman permite avaliar as deflexões no pavimento, sendo estas deflexões entendidas como os deslocamentos verticais que ocorrem no pavimento sob condições de tráfego.

A viga Benkelman compõe-se essencialmente de uma viga móvel e uma parte fixa, sendo que esta última se apóia sobre a camada do pavimento sob análise por meio de pés reguláveis. A viga móvel se une à parte fixa por meio de uma articulação, ficando uma de suas extremidades, a ponta de prova, em contato com o pavimento no local onde se deseja medir as deflexões. A outra extremidade da viga móvel fica em contato com um extensômetro, sendo este responsável por acusar qualquer movimento vertical na ponta de prova. Ainda, a parte fixa da viga é provida de um vibrador, cuja função é reduzir o atrito entre as peças que formam a viga e evitar inibições no extensômetro. Na fase preliminar à execução do ensaio com a viga Benkelman, deve-se proceder à averiguação da norma DNER-PRO 175/94, a qual trata sobre o processo de aferição da viga Benkelman. A partir dos procedimentos previstos por esta norma é possível, em laboratório, verificar se as condições de aceitabilidade fixadas para uma viga Benkelman são respeitadas e ainda determinar a constante da viga a ser adotado para o cálculo das deflexões.

De acordo com a norma DNER-ME 024/94 (Pavimento – Determinação das Deflexões pela viga Benkelman), aplicando-se uma carga de 8,2 tf por meio do eixo traseiro de um caminhão, o ensaio de viga Benkelman constitui-se pela introdução da parte móvel da viga entre os pneus de uma das rodas duplas do referido caminhão. A partir daí, o ensaio prossegue ligando-se o vibrador e fazendo a leitura inicial (L_0). Desloca-se o caminhão lentamente para frente, parando-o nas distâncias pré-estabelecidas para a determinação, no trecho em análise, da bacia de deslocamentos, comumente chamada de bacia de deflexões, e de seu respectivo raio de curvatura. A temperatura do pavimento deve sempre ser determinada durante o ensaio. As Equações 3.31 e 3.32 são utilizadas no delineamento das bacias de deflexões e no cálculo dos raios de curvatura destas bacias.

$$D_0 = (L_0 - L_f) \frac{a}{b} \quad (3.31)$$

onde:

D_0 = deslocamento real, em centésimos de milímetro;

L_0 = leitura inicial, em centésimos de milímetro;

L_f = leitura final, em centésimos de milímetro;

$\frac{a}{b}$ = constante da viga.

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (3.32)$$

onde:

R = raio de curvatura da bacia, em metros;

D_0 = deflexão real do pavimento no ponto de prova, ou seja, a deflexão máxima (em centésimos de milímetro);

D_{25} = deflexão real do pavimento a 25 centímetros do ponto de prova (em centésimos de milímetro).

Utilizando-se dos dados obtidos por meio do ensaio de Viga Benkelman é possível avaliar a qualidade estrutural do pavimento. De acordo com a Norma Rodoviária DNER-PRO 011/79, considerando-se valores de deflexões admissíveis maiores que de projeto, para que a qualidade estrutural do pavimento seja boa, o raio de curvatura da bacia de deflexão deve ser maior ou igual a 100.

A grande vantagem deste equipamento reside em seu baixo custo, bem como também no baixo custo para aquisição de informações através dele. No entanto, de acordo com Rodrigues (1998), a dispersão dos resultados obtidos com o ensaio fora do ponto de deflexão máxima mostra-se como uma desvantagem do equipamento.

Atualmente, já existem vigas cujo processo de aquisição de dados é automatizado. Essas vigas, conhecidas também por deflectógrafos digitais, são compostas por sensores, os quais permitem a determinação dos parâmetros de ensaio. Esses sensores são ainda ligados a um computador, o que possibilita a compilação dos dados do ensaio. Comparações entre bacias de deflexões determinadas por meio de ensaios com a viga Benkelman tradicional e a viga Benkelman eletrônica foram apresentadas por Ceratti et al. (2000), tendo os autores concluído que os resultados fornecidos pelos dois equipamentos são praticamente idênticos.

3.3.2. Medidas de Módulo e Rigidez por meio do Equipamento GeoGauge

Dentro da proposta mecânica de análise do desempenho dos pavimentos, é fundamental a determinação das propriedades de engenharia dos materiais das diversas camadas que compõem a estrutura do pavimento. Há alguns anos, tem havido um esforço concentrado no desenvolvimento de métodos de medidas direta da rigidez e módulo do solo durante o processo construtivo dos pavimentos.

Um novo teste de campo de medida da rigidez do solo (*Soil Stiffness Gauge – SSG*), o qual é comercialmente conhecido como GeoGauge, provê um meio direto de medida das propriedades dos materiais e das estruturas das camadas do pavimento. O equipamento GeoGauge, fabricado pela *Humboldt Manufacturing Company*, foi desenvolvido a partir de tecnologia detida pelo exército norte-americano. Trata-se de uma oportunidade para melhorar o controle tecnológico do processo de compactação e de construção de pavimentos, objetivando a execução de obras mais duradouras.

Ressalta-se, que módulo e rigidez são duas propriedades de engenharia diferentes. O módulo refere-se a uma propriedade do material e não apresenta nenhum limite físico. Rigidez é uma propriedade da estrutura, e, neste sentido, é influenciada por suas dimensões físicas, suas condições limites e pelo módulo de seus materiais constituintes. A rigidez de uma estrutura diferirá para diferentes espessuras da estrutura. Considerando-se que a deflexão é o parâmetro a ser controlado em obras de pavimentação, a compactação do material e a possibilidade de avaliação imediata das especificações propostas para cada camada tornam-se mais coerentes, tendo-se como propriedade de análise a rigidez das camadas.

Conforme informações técnicas apresentadas pelo fabricante, o GeoGauge trabalha medindo a tensão imposta à superfície do solo e a velocidade resultante da superfície, como uma função do tempo. Trata-se de medir a impedância na superfície do solo. A rigidez, uma razão entre força e deflexão, resulta diretamente da medida de impedância. Para a realização do ensaio, o equipamento impõe ao solo pequenos deslocamentos ($<1,27 \times 10^{-6}$ m) a 25 frequências fixas entre 100 e 196 Hz. A rigidez é determinada para cada um desses 25 estágios de frequência, e a média dos valores é, então, exibida. A duração do ensaio é de aproximadamente 75 segundos. Ainda, a frequências baixas, a impedância da superfície do solo corresponde à rigidez e é proporcional ao módulo cisalhante do solo. Cabe ao usuário entrar somente com o coeficiente de Poisson do material e os módulos cisalhante e de elasticidade do solo são determinados pelo equipamento.

As características físicas do equipamento são:

- Peso de 10 kg;
- Altura de 28 centímetros;
- Diâmetro de 27 centímetros.

Ainda, o equipamento possui um pé circular, o qual permite o seu posicionado diretamente sobre o solo.

As principais especificações do equipamento são:

- Rigidez - 3 até > 70 MN/m;
- Módulo de Young - 26 até > 607 MPa;

- Coeficiente de Poisson: 0.20 até 0.50 em incrementos de 0.05;
- Profundidade de medida: 220 até 310 mm;
- Duração da bateria: 500 a 1.500 medidas;
- Temperatura de Operação - 0 a 38°C.

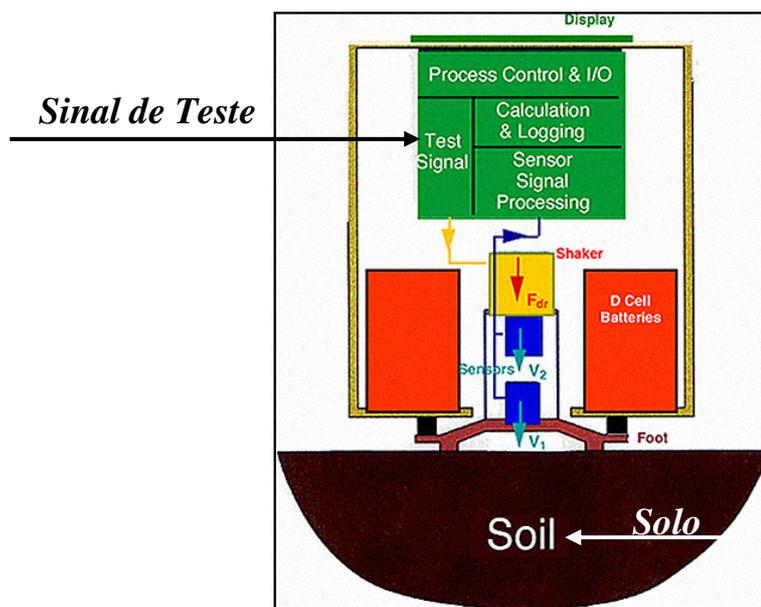


Figura 3.5 – Corte esquemático do Equipamento GeoGauge

Sawang Suriya et al. (2002), apresentando resultados obtidos com o equipamento GeoGauge a partir de modelos reduzidos laboratoriais, ressalta a necessidade de cautela quando da análise de resultados de GeoGauge em sistemas de multi-camadas, especialmente quando estas camadas são separadas por geossintéticos. A presença do geossintético, como elemento separador entre as camadas, pode representar uma descontinuidade da rigidez das camadas.

Uma vantagem do ensaio realizado no campo, a partir do equipamento GeoGauge, é que diferentemente da maioria dos procedimentos de ensaio, o equipamento impõe tensões que encontram-se dentro da fase elástica do solo, e somente nesta fase é que pode-se determinar valores reais de módulos de elasticidade para o solo. Além disso, é sabido que as camadas do pavimento oferecem condições melhores para desempenhar suas funções quando apresentam propriedades semelhantes ao longo de todo o trecho construído. A uniformidade é um parâmetro importante para a manutenção da vida útil do pavimento.

O equipamento GeoGauge permite monitorar a variabilidade de propriedades ao longo do trecho, possibilitando a identificação de alterações nestas propriedades e exibindo, durante o

processo de compactação das camadas, regiões menos rígidas. Permite-se, assim, efetuar correções ainda durante o processo construtivo, o que conseqüentemente diminui gastos futuros na manutenção destas obras.

3.3.3. Resistência Dinâmica com o Equipamento PANDA

A utilização de uma haste e sua penetração num terreno sob análise constitui uma técnica que vem sendo utilizada há muito tempo objetivando-se obter medidas de resistência das camadas do terreno. Segundo Rohm (1984), engenheiros e arquitetos valiam-se da introdução de varas de madeira ou hastes metálicas no solo já no início do século XIX com o objetivo de comparar locais construídos com outros a serem explorados, baseados na resistência oferecida pelo terreno à introdução da sonda.

A evolução deste processo rudimentar deu origem aos penetrômetros, hoje usados principalmente na obtenção de informações de subsuperfície em locais onde a amostragem ou outros tipos de determinações tornam-se difíceis ou até mesmo impossíveis, economicamente inviáveis, ou ainda incompatíveis com o ritmo de construção de uma obra (Rohm, 1984).

De acordo com o processo de penetração da haste no solo, os penetrômetros podem ser divididos em estáticos e dinâmicos. Enquanto nos penetrômetros dinâmicos, a energia necessária à penetração do conjunto haste-ponta é obtida a partir da queda livre de uma massa sobre um elemento solidário à haste, nos penetrômetros estáticos a energia necessária à penetração do conjunto haste-ponta é obtida a partir de sistemas, tais como os macacos hidráulicos.

Dentre os penetrômetros dinâmicos portáteis utilizados atualmente para análises geotécnicas, destaca-se o equipamento PANDA, fabricado pela companhia francesa SOL SOLUTION. O ensaio de penetração dinâmica de cone tipo PANDA foi desenvolvido pelo laboratório LERMES-CUST (Gourvès, 1991). Segundo Camapum *et al.* (2006), o penetrômetro PANDA apresenta peculiaridades que o distingue dos penetrômetros dinâmicos convencionais. É um equipamento portátil, leve, com aquisição automática da energia e profundidade de cravação, informações estas facilmente transportadas para computador, sem necessidade de tratamentos adicionais de sinal.

O penetrômetro PANDA compõe-se basicamente por um martelo de peso fixo, hastes e pontas. As hastes devem sempre apresentar o seu diâmetro externo inferior ao diâmetro das

pontas, o que garante minimização do atrito lateral das hastes com o solo sob análise. As pontas são cônicas e apresentam 3 variantes (2, 4 e 10 cm²). A escolha da ponta acontece em função da resistência dinâmica do material penetrado.

A batida do martelo no topo do equipamento fornece a energia que possibilita a penetração da haste no solo. A partir de um microprocessador ligado ao equipamento é possível obter, em tempo real, a resistência dinâmica do solo e a profundidade de penetração da haste neste. De acordo com L'Excellent (2005), *apud* Cassan (1988), o equipamento PANDA utiliza a Fórmula Holandesa modificada para cálculo da resistência dinâmica.

$$q_d = \frac{1}{2} (m.V^2) \left(\frac{1}{A.e} \right) \left(\frac{m}{m+m'} \right) \quad (3.33)$$

onde:

q_d = resistência de ponta;

A = área da ponta;

m = massa do martelo;

V = velocidade de impacto;

e = profundidade de penetração da haste para uma batida do martelo;

m' = a massa do equipamento.

Segundo L'Excellent (2005), a aplicação da fórmula holandesa modificada, onde a energia potencial ($m.g.H$) da formulação inicial é substituída pela energia cinética ($\frac{1}{2}m.V^2$), atende aos seguintes pressupostos:

- O solo apresenta um comportamento perfeitamente plástico durante a penetração;
- O atrito lateral nas hastes é desprezível;
- A energia transmitida pelo martelo é inteiramente transmitida à ponta;
- A pressão da água na estrutura do solo é desprezada;

- O equipamento não deve ser utilizado em solos saturados expansivos.

No ensaio busca-se limitar a penetração da haste entre 2 e 20mm por golpe. De acordo com Camapum *et al.* (2006), essa limitação apresenta o intuito de evitar ou limitar o repique elástico e a geração de pressão neutra no caso de solos saturados ou quase saturados, como os solos compactados acima da linha ótima. Assim, obtem-se, em média, um ponto de leitura a cada 5mm, o que permite acompanhar de modo relativamente contínuo o comportamento do solo ao longo da profundidade de cravação, detectando-se eventuais gradientes de comportamento, e portanto, de peso específico ou teor de umidade, bem como a passagem de uma camada para outra.

O penetrômetro dinâmico portátil PANDA é especialmente aplicado a investigações do solo e controle do processo de compactação de obras geotécnicas. Ainda, o equipamento apresenta como principais vantagens a rápida montagem do aparato, um razoável poder de penetração, a facilidade de manuseio e um sistema automático de aquisição de dados.

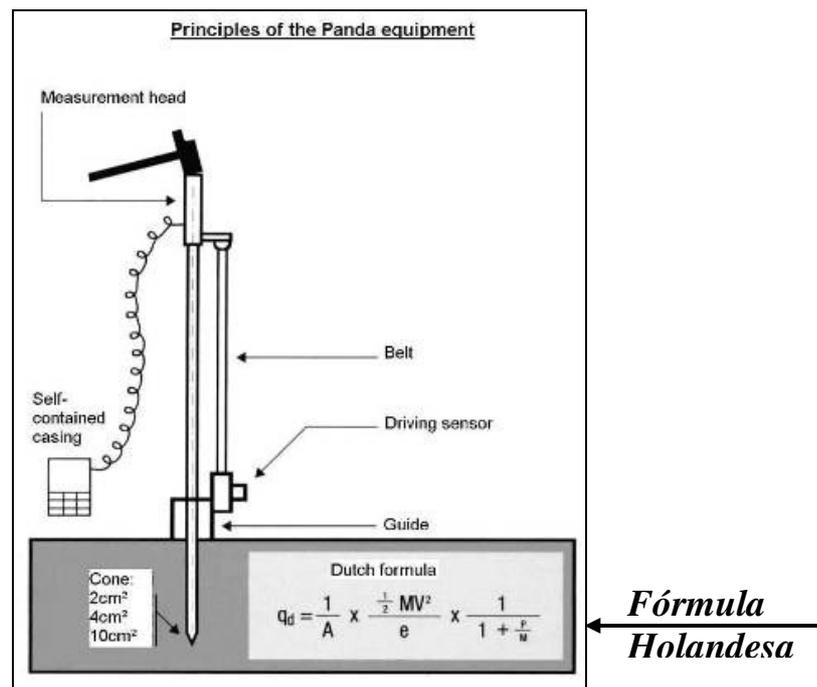


Figura 3.6 – Equipamento PANDA

Seguindo recomendações da literatura (L'Excellent, 2005), os resultados obtidos partindo-se de ensaios com o equipamento PANDA podem ser interpretados diferentemente com vistas a avaliar tanto o processo de compactação de camadas quanto para investigar os materiais constituintes do perfil de um terreno. Dessa forma, três funções principais são associadas à

avaliação dos penetrogramas determinados quando do tratamento dos resultados no software o qual acompanha o equipamento.

A primeira das três funções aplicáveis à análise dos perfis de penetração fornecidos pelo equipamento PANDA, chamada de função **A**, diz respeito à detecção de diferentes camadas no perfil de um terreno sob avaliação. Segundo esta função, a variação da resistência à penetração na fase de transição é usada para separar camadas com diferentes graus de compactação. A 6.23 apresenta um exemplo de diferenciação entre camadas utilizando-se o equipamento PANDA. Nesta figura, 1 corresponde à camada superior, 2 à linha de transição, 3 à um ponto discrepante, 4 à camada inferior e 5 ao sinal de fundo.

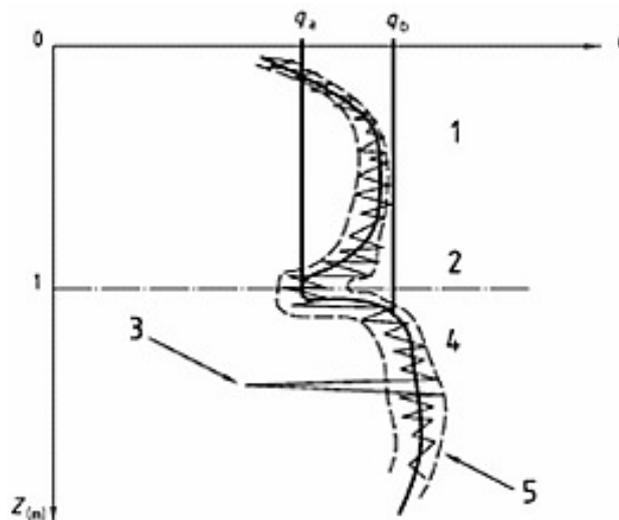


Figura 3.7 – Determinação de diferentes camadas com o equipamento PANDA (L'Excellent, 2005)

A determinação de uma camada é função do quociente entre as resistências à penetração q_a e q_b , o qual deve ser analisado comparativamente ao sinal de fundo obtido no ensaio de penetração com o equipamento PANDA. Ainda, segundo esta função, deve-se atentar ao fato de que cada camada estabelecida deve estar estritamente limitada por somente duas linhas de transição.

A segunda função aplicada à interpretação de um penetrograma está associada ao controle do processo de compactação de materiais em campo. Para tanto, a classificação destes materiais assim como seus teores de umidade no momento do ensaio são requeridos. A partir daí, os penetrogramas obtidos para estes materiais são comparados a penetrogramas padrões, trazidos

no catálogo de calibração do equipamento. Estes penetrogramas padrões são formados por duas linhas de resistência, sendo uma delas a linha de resistência limite (q_L) e a outra a linha de resistência de referência (q_R). Enquanto a Figura 3.8 apresenta um caso típico de resultado sem anomalia para o perfil de resistência, a Figura 3.9 mostra um resultado para o perfil de resistência o qual sugere anomalia no processo de compactação.

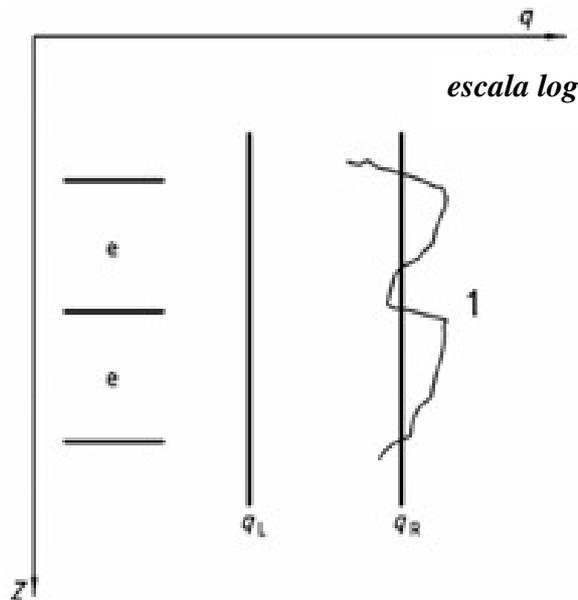


Figura 3.8 – Exemplo típico de penetrograma sem anomalia no processo de compactação

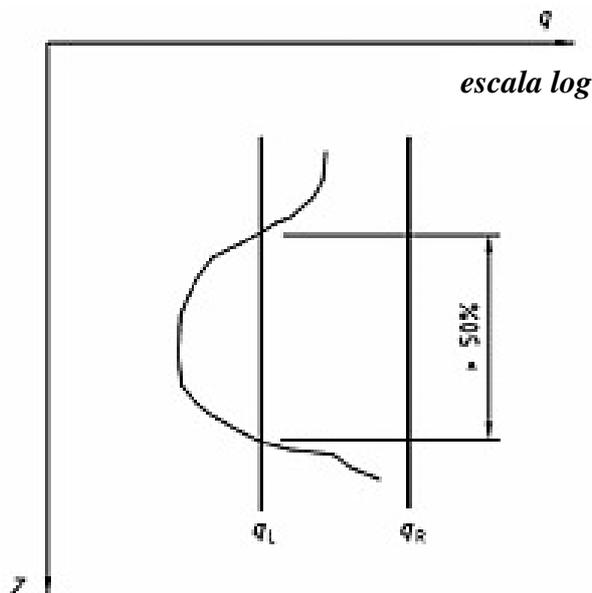


Figura 3.9 – Exemplo típico de penetrograma ao qual se pode associar problemas no processo de compactação em campo

A terceira função associada à interpretação de resultados fornecidos por penetrogramas permite a determinação de uma resistência na superfície q_{d0} , uma resistência em uma

profundidade crítica q_{d1} e essa profundidade crítica. Dessa forma, a resistência à penetração obtida nessa profundidade crítica equivale a um valor máximo de resistência para um dado material em um dado nível de compactação (Figura 3.10).

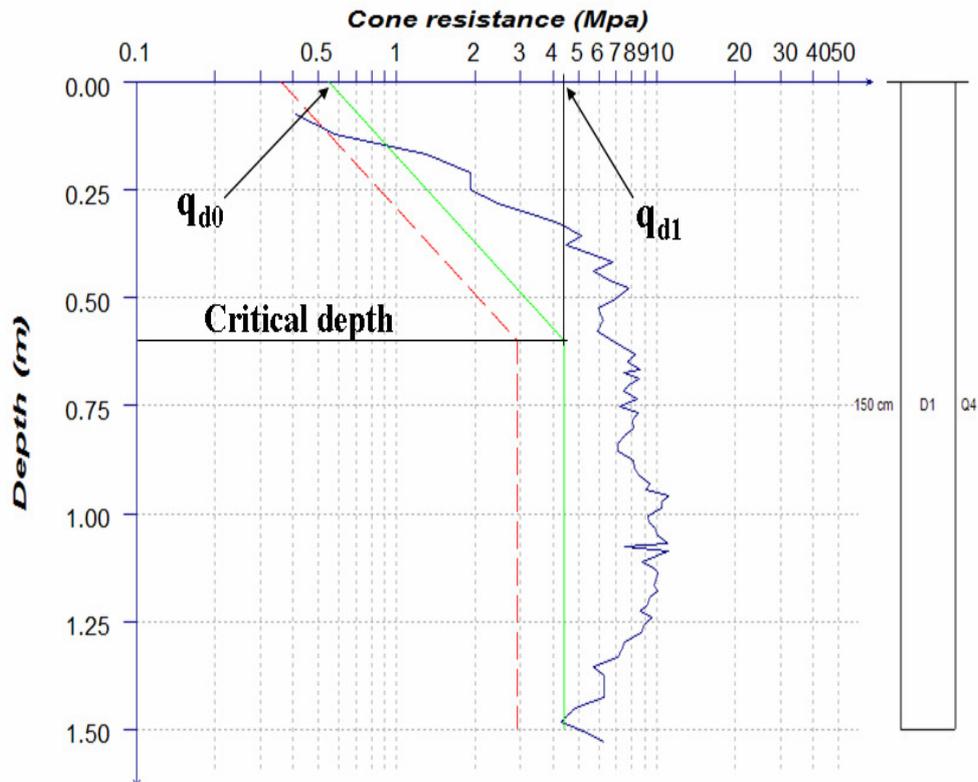


Figura 3.10 – Linhas de resistência, profundidade e resistência limite associadas a um penetrograma

3.3.4. Módulos Elásticos a partir do Equipamento Pressiômetro Pencil

O ensaio pressiométrico foi desenvolvido por Louis Ménard na década de 50. O ensaio consiste, basicamente, na expansão de uma cavidade cilíndrica no maciço do solo, com o objetivo de medir as propriedades de deformação e a tensão de ruptura do material. Portanto, no ensaio convencional, deve-se executar um furo no solo até a profundidade desejada, inserir a sonda pressiométrica e inflá-la para expandir a cavidade. Assim, são tomadas as variações volumétricas e pressões ocorridas devido à expansão radial imposta à cavidade (Camapum *et al.*, 2006)

A utilização de equipamentos pressiométricos em pavimentação difere-se da utilização destes equipamentos em obras de fundação. Segundo Rezende (2003), o pressiômetro de Ménard é usado para obtenção imediata dos parâmetros pressão limite e módulo pressiométrico, os quais são aplicáveis no cálculo da capacidade de carga e recalque das fundações para diversos

tipos de solos. No entanto, em estruturas de pavimento, normalmente, preocupa-se mais com a deformação do que com a capacidade de carga. Ainda, existem diferenças associadas à tolerância das deformações e aos fatores de segurança adotados para pavimentos e fundações.

Diante das limitações associadas ao pressiômetro de Ménard para aplicação em estruturas de pavimento, Briaud e Shields (1979) desenvolveram um novo pressiômetro. Este equipamento de tamanho reduzido em relação ao de Ménard, apresentou-se potencialmente mais prático na avaliação de estruturas de pavimento. Já em 1984, a empresa Rocrest iniciou a comercialização deste equipamento, o qual foi chamado pressiômetro Pencil. O equipamento pressiômetro Pencil é formado por uma sonda monocelular, a qual se expande por pressão de água, por um tubo e por uma unidade de controle.

Rezende (2003), *apud* (Nuñez e Schnaid, 1994), diz que os ensaios pressiométricos podem ser realizados antes, durante e após a construção do pavimento, sendo utilizados tanto para avaliação de pavimentos existentes e projeto de reforços, como também no projeto e no controle de pavimentos em execução. Ainda, tem-se que o modelo hiperbólico de tensão-deformação representa, de forma satisfatória, os ciclos de carregamento e descarregamento do ensaio pressiométrico. Logo, pode-se obter o módulo para qualquer nível de deformação, a partir de um ensaio com apenas um ciclo de carregamento e descarregamento. Por fim, o equipamento apresenta baixo custo, quando comparado a outros equipamentos de avaliação de pavimentos.

A interpretação teórica das curvas obtidas para o ensaio com o pressiômetro possibilita a determinação de módulos de deformação dos solos nas fases de carregamento e descarregamento do sistema. Deve-se, para tanto, adotar a hipótese de expansão da cavidade cilíndrica em um material elástico perfeitamente plástico como sendo infinitamente longa. A Equação 3.34 permite calcular o módulo de deformação a partir do ensaio pressiométrico.

$$E = 2(1 + \mu) \left(\frac{V_0 - V_m}{V} \right) P \quad (3.34)$$

onde:

μ = coeficiente de Poisson (0,33);

V_0 = volume inicial da sonda (192 cm²)

V_m = volume injetado no meio da parte linear da curva na qual o módulo é calculado (cm^3);

P = incremento de pressão;

V = incremento de volume.

O pressiômetro mais utilizado no Brasil é do marca Roctest com capacidade de 2500 kPa. O equipamento é composto de uma unidade de controle, sonda cilíndrica, tubo para a saturação do sistema e tubo de ligação entre a unidade e a sonda. A sonda tem 35 milímetros de diâmetro e comprimento inflável de 230 milímetros (Rezende, 2003).

CAPÍTULO 4

Materiais e Métodos

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo será especificado as características do trecho do pavimento escolhido para a realização dos ensaios de campo e coleta de amostras de solo para a execução dos ensaios laboratoriais. Ainda, serão apresentados os ensaios realizados em campo e laboratório, com vistas à análise do comportamento mecânico e da caracterização dos solos constituintes do trecho analisado. Os procedimentos de execução e as normas adotadas para a realização dos ensaios de campo e laboratório serão também definidos neste capítulo.

4.2. O TRECHO ANALISADO

A via L3 Norte, localizada no Plano Piloto, em Brasília, foi escolhida para a realização dos ensaios de campo e também para a coleta de amostras de solo para a realização dos ensaios laboratoriais propostos para o desenvolvimento do estudo presente nessa dissertação.

A via L3 Norte, principal acesso à Universidade de Brasília, apresenta, segundo dados da UnB Agência, um volume de tráfego médio estimado em 30 mil veículos diariamente. Desde 1992, a universidade já apresentava um plano diretor de circulação no *Campus Darcy Ribeiro*, o qual constava as limitações da via L3 Norte e previa sua duplicação. As reivindicações por uma tomada de decisão por parte do Governo do Distrito Federal se intensificaram nos últimos anos, a partir dos indicadores de acidentes na via.

A via L3 Norte foi finalmente duplicada no ano de 2006. A Figura 4.2 apresenta a via L3 Norte em fase de execução das obras de duplicação.



Figura 4.2 – Via L3 Norte em fase de execução de suas obras de duplicação

A escolha da via L3 Norte para a realização tanto dos ensaios de campo quanto para a coleta de amostras de solo para os ensaios laboratoriais deveu-se, principalmente, à sua proximidade ao prédio SG-12, onde se encontra o Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, e também às instalações do Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER), no prédio anexo do CEFTRU (Centro de Formação de Recursos Humanos em Transportes), ambos pertencentes à Universidade de Brasília.

Para a realização dos ensaios de campo e coleta de solos para os ensaios laboratoriais, foi delimitada uma faixa de aproximadamente 140 metros na via L3 Norte, em um trecho onde o processo de execução das obras de duplicação da via encontrava-se ainda em fase inicial quando da elaboração do tema proposto para o desenvolvimento desta dissertação de mestrado.



Figura 4.3 – Trecho da Obra escolhido para a realização dos ensaios

A faixa de 140 metros da via L3 Norte escolhida para a realização dos ensaios foi subdividida em 7 segmentos consecutivos. Para a demarcação destas subdivisões foram utilizadas 8 estacas de madeira espaçadas de 20 metros. A Figura 4.4 apresenta um croqui esquemático da faixa da via estaqueada.

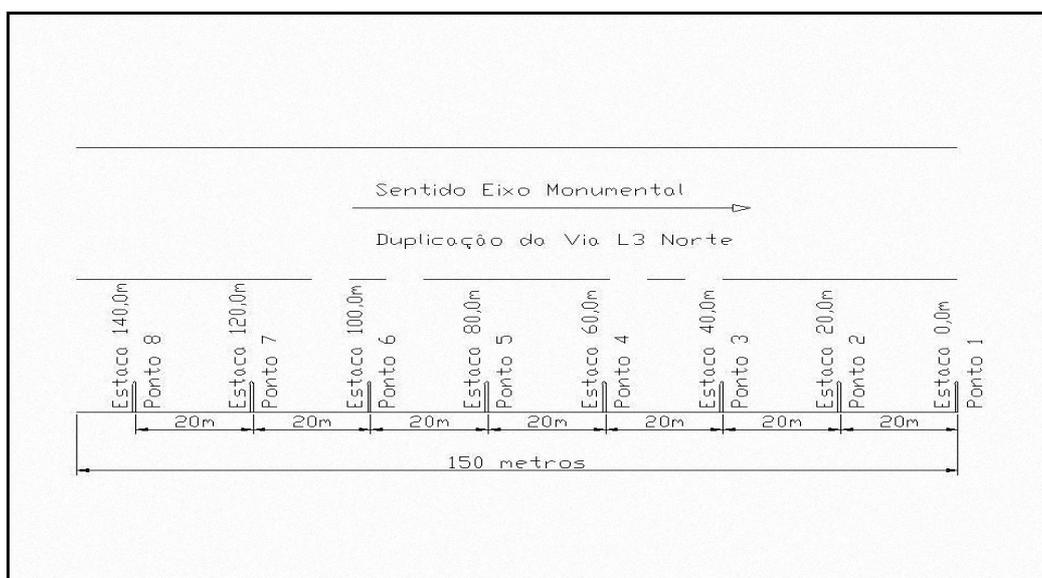


Figura 4.4 - Croqui da faixa da via L3 Norte estaqueada

Ainda com as obras de duplicação da via L3 Norte, no trecho proposto para análise, em fase de limpeza e abertura do trecho, foi realizada a coleta de amostras de solo para a execução dos

ensaios laboratoriais. Ao longo das oito subdivisões do trecho, padronizou-se que a coleta de amostras de solo do subleito seguiria o alinhamento perpendicular às estacas e ainda seria alternada entre as faixas de rolamento da via. Assim, em cada estaca, o solo foi coletado no terço médio de uma das faixas de rolamento da via. O solo coletado foi devidamente acondicionado em sacos de linhagem para evitar a perda de finos. A partir de um cronograma de ensaios previamente elaborado, verificou-se a necessidade de recolher em cada trecho aproximadamente 50 quilogramas de solo.

Posteriormente à coleta de amostras de solos, e com o trecho da via L3 Norte escolhido para análise já apresentando o subleito compactado, iniciou-se a execução de ensaios no trecho, que abrangeram, além do subleito, as camadas de sub-base, base e revestimento. É importante ressaltar que a estrutura do pavimento da via L3 Norte duplicada é formada por uma camada de revestimento tipo concreto betuminoso usinado a quente, uma camada de base de brita graduada, uma camada de sub-base com cascalho laterítico, além do subleito. As espessuras das camadas de revestimento, base e sub-base são respectivamente 5, 15 e 20 centímetros.

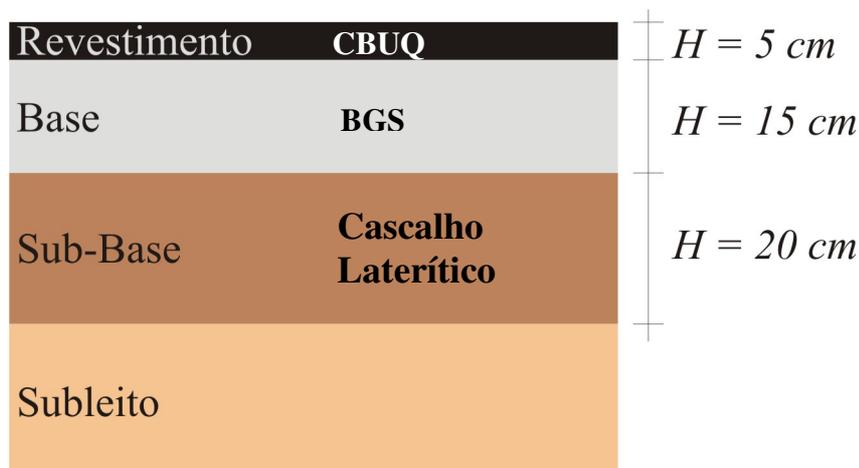


Figura 4.5 – Croqui esquemático das camadas constituintes do pavimento da via L3 Norte

4.3. ENSAIOS DE CAMPO

4.3.1. Determinação da Densidade “In Situ”

O ensaio de frasco de areia é preconizado pela Norma ABNT 7.185/86 (Solo - Massa Específica pelo Frasco de Areia). Um frasco padronizado é preenchido por areia com densidade conhecida. No campo, faz-se um furo na superfície da camada de análise, retira-se o solo que previamente preenchia o furo e determina-se a massa deste solo por meio de pesagem. O furo é, então, preenchido pela areia do frasco. Sabendo-se a densidade desta areia

e por uma diferença de massa do frasco de areia, antes e após o preenchimento do furo, é possível determinar o volume ocupado pela areia, que descontado do volume do funil corresponde ao volume do furo. Tendo-se a massa do solo e o volume que este ocupava no furo, é possível então obter o parâmetro densidade do solo no campo.

A determinação da massa específica aparente seca do solo, a partir do ensaio de frasco de areia, possibilita controlar, no campo, a execução do processo de compactação das camadas de solo e avaliar os parâmetros de compactação previamente especificados para atender às necessidades de uma obra.

No trecho da via L3 Norte proposto para análise foram realizados ensaios de frasco de areia no subleito compactado (Figura 4.6). Os ensaios de frasco de areia aconteceram nas oito subdivisões do trecho. A localização dos pontos de ensaio respeitou o alinhamento perpendicular às estacas e, para cada estaca, alternou-se entre os terços médios das faixas de rolamento da via.



Figura 4.6 – Ensaio de Frasco de Areia

4.3.2. Determinação da Umidade “In Situ”

No subleito compactado determinou-se, além da densidade, o índice físico umidade do solo. Seguindo-se a mesma metodologia de análise adotada para o ensaio de frasco de areia, nas oito subdivisões do trecho proposto para estudo foram obtidas as umidades do solo.

A determinação da umidade do solo das subdivisões do trecho aconteceu a partir da coleta de amostras de solo no campo. Os solos foram coletados nos furos feitos no subleito para a realização do ensaio de frasco de areia, acondicionados em sacos plásticos hermeticamente fechados e, então, levados ao laboratório e secados por meio de estufa. A diferença entre a massa úmida, anterior ao processo de secagem das amostras de solo, e a massa seca, após o processo de secagem do solo, possibilitou a obtenção da umidade dos solos coletados.



Figura 4.7 – Fases do Ensaio para a determinação da Umidade

4.3.3. Ensaio de Viga Benkelman

O ensaio de Viga Benkelman é preconizado pela Norma DNER 024/94 (Pavimento – Determinação das Deflexões pela viga Benkelman). A aparelhagem necessária para a realização do ensaio compreende, além da viga Benkelman, um caminhão com 80 kN de carga no eixo traseiro simples e pneus com as dimensões de “1.000 x 20” ou “900 x 20”, com 12 lonas, tipo com câmaras e frisos na faixa de rodagem, calibrados à pressão de 0,56 MPa (80 lb/pol² ou 5,6 kgf/cm²). O ensaio de Viga Benkelman possibilita, a partir de leituras de deslocamentos, a delimitação das linhas de influência longitudinal das bacias de deformação para as diversas camadas componentes de um pavimento.

Utilizando-se da viga Benkelman existente no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER) da Universidade de Brasília, foram realizados ensaios no trecho da via L3 Norte proposto para

estudo. Diferentemente dos ensaios para a determinação dos índices físicos anteriormente apresentados (densidade e umidade), o ensaio de Viga Benkelman acompanhou a formação da estrutura do pavimento, delimitando as bacias de deformação em todas as camadas que o compuseram. Ainda, atendendo-se às especificações normalizadas para o ensaio de Viga Benkelman, o caminhão utilizado nos ensaios foi cedido pela empresa NOVACAP (Companhia Urbanizadora da Nova Capital), assim como preliminarmente à fase de execução dos ensaios com a viga Benkelman, procedeu-se à realização da aferição da viga e a determinação de sua constante. A Figura 4.8 apresenta o ensaio de viga Benkelman executado no subleito da via.



Figura 4.8 – Ensaio de Viga Benkelman

A localização dos pontos de ensaio respeitou as oito subdivisões delimitadas para o trecho em estudo. Seguindo especificações propostas pela norma, os ensaios foram iniciados a cada estaca, e prosseguiram efetuando-se leituras de deslocamento da camada do pavimento a 25, 50, 75, 100, 150, 200, 300, 500, 700 e 1000 centímetros de distância do ponto de prova da viga Benkelman. Observando-se a recomendação em alternar os pontos de ensaio entre as faixas que compõem a via, o conjunto formado pelo caminhão e a viga foi alocado, a cada ensaio, no terço médio de uma destas faixas. Visando uniformizar a influência da temperatura

sobre os resultados obtidos a partir dos ensaios com a viga Benkelman, todos os ensaios foram realizados no período matutino, entre os horários de oito e dez horas. Ainda, o período do ano adotado para a execução dos ensaios com a viga Benkelman esteve compreendido entre os meses de abril e maio.

As bacias de deflexão obtidas através do ensaio de viga Benkelman foram ainda retroanalisadas computacionalmente com o auxílio do programa KENLAYER, o que permitiu a obtenção de parâmetros de deformabilidade para os materiais que formaram o pavimento.

4.3.4. Ensaios de Geogauge

O equipamento de medida de rigidez do solo (*Soil Stiffness Gauge – SSG*), comercialmente conhecido como GeoGauge, pertence ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. A Figura 4.9 apresenta uma vista superior do equipamento alocado no campo.



Figura 4.9 – Vista Superior do Equipamento GeoGauge

Os procedimentos para a utilização do equipamento GeoGauge são padronizados pela Norma ASTM D6758-02 (*Standart Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil Agregate in-Place by an Electro-Mechanical Method*). Para a realização de ensaios com o equipamento, é necessário colocá-lo sobre a camada compactada a ser avaliada.

Usualmente, as superfícies das camadas a serem ensaiadas dispõem preparações que vão além de uma limpeza e raspagem prévias, quando necessárias. Para assegurar uma razoável área de contato entre a base do equipamento e a superfície da camada, capaz de prover uma distribuição uniforme da força aplicada pelo equipamento, deve-se aplicar uma leve prensagem e rotação do equipamento sobre a camada. Com o equipamento posicionado sobre a camada, inicia-se o ensaio, que dura aproximadamente 75 segundos, quando, então, se apresenta na tela do equipamento as leituras obtidas.

Os ensaios com o equipamento GeoGauge, acompanharam a formação da estrutura do pavimento, determinando módulos e rigidez para as camadas de subleito, sub-base e base do pavimento. A restrição à utilização do equipamento para a camada de revestimento está associada às limitações deste para medidas de módulos entre 26 e 610 MPa.

Os ensaios com o equipamento GeoGauge foram realizados nas oito subdivisões, espaçadas de 20 metros, propostas para o trecho da via em estudo. Os pontos de localização dos ensaios com o equipamento GeoGauge foram demarcados respeitando-se o alinhamento perpendicular ao estaqueamento. A cada estaca, o posicionamento do equipamento alternou-se entre as faixas de rolamento da via (Figura 4.10).

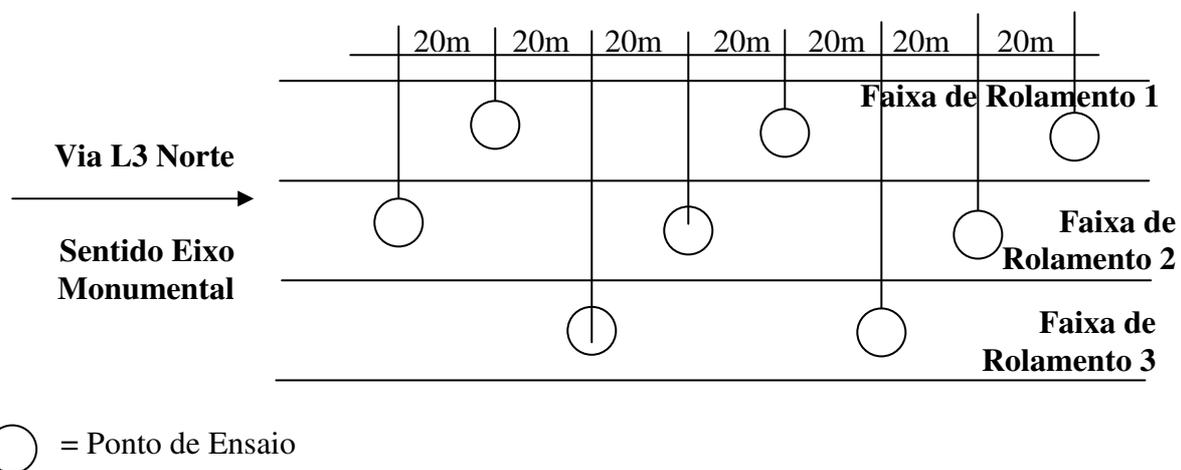


Figura 4.10 – Esquema dos pontos de ensaio com o equipamento GeoGauge

Seguindo recomendações da literatura, em cada subdivisão, o ensaio realizado no terço médio da via foi repetido três vezes, deslocando-se o equipamento lateralmente, em cada um dos ensaios, aproximadamente 50 centímetros, o que possibilitou a verificação da repetibilidade dos resultados.

4.3.5. Ensaios de Penetração Dinâmica

Foram realizados ensaios com o equipamento PANDA nas 8 subdivisões do trecho da via L3 Norte sob análise. Estes ensaios, contemplando as camadas de base, sub-base e subleito do pavimento, possibilitaram a investigação dos materiais e o controle do processo de compactação destas camadas. Ainda, buscando correlacionar os resultados obtidos por meio dos ensaios com equipamentos que solicitam o solo de forma diferenciada, fez-se outros quatro ensaios com o PANDA.

Na montagem do equipamento para a realização do ensaio deve-se primeiramente proceder à escolha da ponta a ser utilizada. É possível optar por uma entre as três diferentes pontas que acompanham o equipamento, sendo que estas variam em relação à sua área de ponta (2cm^2 , 4cm^2 e 10cm^2). A escolha da ponta acontece em função da resistência dinâmica do material penetrado. Em estruturas de pavimento, geralmente se utiliza ponta com 2cm^2 de área de ponta. Ainda, deve-se atentar ao fato de que o diâmetro exterior das hastes, d_i , deve ser menor que o diâmetro, d , do cone, como forma de anular a parcela de resistência devida ao atrito lateral. As hastes são unidas uma a outra, com o auxílio de roscas, o que garante a rigidez do sistema formado pelas hastes durante a penetração. A ponta é fixada à haste inferior, enquanto um capacete é colocado sobre a haste superior.

O conjunto formado pelas hastes e pela ponta é, então, encaixado em um suporte que serve de guia para as hastes, impedindo que haja inclinação destas quando da penetração. Este suporte encontra-se acoplado a um sistema de controle de altura. Este sistema de controle de altura deve ser alocado na superfície onde será realizado o ensaio, prendendo-se a correia que sai dele ao capacete localizado no topo do equipamento (Figura 4.11). Por fim, faz-se a ligação entre o sistema de aquisição de dados e o equipamento.

Posteriormente à fase de montagem do equipamento, inicia-se o ensaio. A batida do martelo no capacete colocado sobre o conjunto de hastes fornece a energia necessária à penetração da haste no solo. Vale ressaltar que a profundidade de penetração dada pela batida do martelo, uma vez influenciada pelo operador, é amplamente variável. Busca-se, desta forma, limitar a profundidade de penetração da haste entre 2 e 20 milímetros.

No ensaio, a velocidade do martelo é medida diretamente, por meio de um sensor de deformação localizado no capacete, colocado sobre as hastes, e que recebe diretamente os

golpes. O controle da profundidade ensaiada é realizado pela correia, que liga o capacete ao sistema de controle de altura, o qual repousa na superfície do terreno e é atravessado pela haste de cravação. A resistência dinâmica de penetração da haste no solo é calculada a partir da Fórmula Holandesa modificada. O sistema de aquisição de dados armazena os resultados de campo e possibilita a posterior compilação destes resultados, utilizando-se como interface o programa desenvolvido especificamente para o equipamento.



Figura 4.11 – Equipamento Panda

4.3.6. Ensaios com o Pressiômetro Pencil

Visando verificar a aplicabilidade de diferentes ensaios, os quais solicitam de forma diferenciada os solos, nos quatro pontos ensaiados com o equipamento PANDA fez-se ainda ensaios com o equipamento pressiométrico tipo Pencil. Segundo Camapum *et al.* (2006), enquanto o ensaio pressiométrico solicita o solo estaticamente, por estágios de variação de volume, na direção transversal à do furo, o ensaio de penetração com o equipamento PANDA solicita o solo dinâmica e continuamente, em um plano inclinado em relação à direção de cravação, uma vez que o cone apresenta um ângulo de 45 graus em relação à direção de cravação.

O equipamento Pressiômetro Pencil utilizado na realização dos ensaios pressiométricos foi adquirido junto à empresa Roctest e pertence ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

O equipamento é formado por uma sonda monocelular, a qual se expande em água, por um tubo e por uma caixa que contem a unidade de controle. A capacidade de carga máxima do equipamento é de 2.500kPa.

Para a realização de ensaios com o Pressiômetro Pencil, deve-se, primeiramente, proceder às calibrações do equipamento em laboratório. Nesta fase, a partir da execução de procedimentos em conformidade com o manual do equipamento, é possível determinar correções para a pressão e o volume determinados no ensaio. A necessidade de correção da pressão está associada à possibilidade de anulação da inércia da sonda. Entende-se por inércia a pressão requerida para dilatar a sonda até um volume especificado quando esta está confinada somente pela pressão atmosférica. A correção da pressão é necessária em função das expansões passíveis de ocorrer tanto no sistema de controle quanto no tubo e na sonda. Trata-se da diferença entre o volume injetado lido por meio do equipamento e o real volume injetado no sistema. A partir dos procedimentos de calibração é possível a determinação de curvas de correção que correlacionam pressão e volume.

No campo, deve-se proceder à execução dos furos de ensaio. Deve-se atentar para que os furos apresentem diâmetro compatível com o diâmetro da sonda, o que viabiliza a realização do ensaio. A partir da execução dos furos, o ensaio pode prosseguir. O sistema formado pela conexão entre a ponta, a sonda e o tubo é, desse modo, colocado no furo. As pressões são injetadas, rodando-se a manivela do sistema de controle no sentido que permita inflar a sonda. Após a fase de carregamento, procede-se à fase de descarregamento do sistema, desinflando a sonda, e à fase de recarregamento, inflando novamente a sonda.

As curvas de pressão versus volume obtidas por meio do ensaio com o pressiômetro Pencil são corrigidas com o auxílio das curvas de calibração. A partir das curvas corrigidas, é possível determinar os módulos de deformação dos materiais constituintes do pavimento nas fases de carregamento e descarregamento do sistema.



Figura 4.12 – Equipamento Pressiômetro Pencil

4.4. ENSAIOS LABORATORIAIS

4.4.1. Ensaio de Caracterização

Os ensaios de caracterização dos solos coletados no subleito do trecho da via L3 Norte foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Partindo-se de uma tendência metodológica usual, a caracterização dos solos do subleito se deu por meio de ensaios de análise granulométrica e de determinação dos índices de consistência (Limites de Atterberg).

O ensaio de análise granulométrica é preconizado pela Norma NBR 7.181/84 (*Solo – Análise Granulométrica*). A realização desse ensaio requer previamente a preparação das amostras de solo conforme dita a Norma NBR 6.457/86 (*Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*).

A preparação do solo para o ensaio de análise granulométrica compreende as fases de secagem, desmanche dos torrões, homogeneização, repartição e peneiramento. Após a preparação, o ensaio de análise granulométrica segue passando o solo de massa previamente conhecida na peneira com abertura da malha de 2,0mm. Objetivando-se determinar a fração grossa do solo, o material retido na peneira de 2,0mm, depois de lavado e secado em estufa, é usado no peneiramento grosso.

Da fração de solo passante na peneira de 2,0mm, parte é separada para a sedimentação e o peneiramento fino. A sedimentação é feita com o auxílio da solução de hexametáfosfato de sódio, que atua como defloculante. O material misturado ao defloculante passa pelo aparelho dispersor, é transferido para uma proveta, juntado à água destilada e agitado. No densímetro mergulhado na dispersão são feitas leituras correspondentes aos tempos de sedimentação das partículas de solo. A temperatura da dispersão deve sempre ser medida após cada leitura. O tempo de ensaio é de 24 horas, que corresponde à última leitura. Após o término do ensaio, o solo da proveta é, então, lavado na peneira de 0,075mm. O material retido nessa peneira é secado em estufa e peneirado com o auxílio do agitador mecânico, o que possibilita a determinação da percentagem de finos do solo.

Na fase de preparação das amostras para os ensaios de caracterização, os solos retirados do subleito do trecho da via L3 Norte foram secados ao ar até próximo da umidade higroscópica, previamente determinada. A secagem prévia das amostras justifica-se a partir da metodologia descrita na Norma NBR 6.457/86 (*Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização*). De acordo com esta norma, dependendo da percentagem de grãos de solo maiores que 0,42mm, pode-se utilizar o processo de preparação de amostras para os ensaios de caracterização sem secagem prévia do solo. No entanto, especificamente para o ensaio de análise granulométrica, a norma não permite essa opção.

A fim de analisar a influência do defloculante sobre as partículas de solo, optou-se por fazer, além do procedimento de sedimentação padronizado na Norma NBR 7.181/84 (*Solo – Análise Granulométrica*), onde os solos são misturados à solução de hexametáfosfato de sódio, ensaios de sedimentação sem a adição de defloculante ao solo. Para ilustrar o ensaio de análise granulométrica, as Figuras 4.13 e 4.14 apresentam as fases de Sedimentação e Peneiramento das amostras de solo.



Figura 4.13 – Fase de Caracterização por Sedimentação



Figura 4.14 – Fase de Peneiramento das Amostras

Os resultados obtidos por meio dos ensaios de análise granulométrica dos solos puderam ainda ser verificados utilizando-se o Equipamento Granulômetro a Laser, sendo que o último encontra-se no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília.

Os ensaios realizados neste equipamento, diferentemente dos realizados a partir dos procedimentos de peneiramento e sedimentação, permitem a obtenção de curvas granulométricas de forma rápida e acurada, as quais podem ser comparadas às determinadas através da análise granulométrica tradicional. Na fase de preparação, após a secagem e destorroamento, a amostra de solo com massa de 100 gramas é então submetida ao peneiramento mecânico, utilizando-se para tal a peneira com abertura da malha de 0,42 milímetros. Separa-se, do solo passante na peneira, duas frações de aproximadamente 2 gramas, acrescentando-se a uma delas 18 gramas da solução defloculante de hexametáfosfato de sódio e deixando-a em repouso por no mínimo 12 horas. A partir das amostras preparadas, procede-se ao ensaio com o equipamento a laser, o qual apresenta um tempo de ensaio não superior a 15 minutos.

O equipamento Granulômetro a Laser existente na Universidade de Brasília foi produzido pela empresa inglesa Malvern Instruments Ltda e é composto de três unidades principais, sendo uma responsável pela preparação das amostras, outra de leitura ótica e o computador para aquisição de dados. Este equipamento permite grande reprodutibilidade e confiabilidade nos resultados (Prado *et al.*, 2003).

A completa caracterização dos solos, segundo a metodologia usual de investigação de suas partículas constituintes requer, além da análise granulométrica, a determinação dos limites de consistência dos solos. Os ensaios de limite de consistência do solo, inicialmente propostos pelo pesquisador Atterberg e posteriormente padronizados pelo professor Arthur Casagrande, possibilitam a obtenção dos teores de umidade correspondentes às mudanças de estado físico do solo.

Se a umidade de um solo coesivo é muito elevada, diz-se que o solo encontra-se no Estado Líquido. A perda de água pelo solo provoca o seu endurecimento. A partir de certo teor de umidade, o solo perde sua capacidade de fluir, porém pode ser facilmente moldado, o que caracteriza o seu Estado Plástico. Partindo-se do ensaio de Limite de Liquidez, padronizado pela Norma ABNT 6.459/84 (*Solo – Determinação do Limite de Liquidez*), é possível determinar o teor de umidade que representa a separação entre as fases líquida e plástica dos solos. A partir desta umidade, qualquer acréscimo de água ao solo corresponde à mudança de seu estado para líquido. Inversamente, qualquer decréscimo no teor de umidade do solo caracteriza o seu estado como plástico.

Para a execução do ensaio de Limite de Liquidez, recorre-se primeiramente à Norma NBR 6.457/86 (*Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização*), que determina como proceder na preparação das amostras de solo para a realização do ensaio. Segundo esta norma, na preparação da amostra, pode-se, dependendo da porcentagem de finos no solo, optar, previamente, por secar ou não a amostra. A partir daí, deve-se tomar uma fração do solo e passá-lo na peneira com abertura da malha de 0,42mm, de modo a obter cerca de 200 gramas de material passado. O material assim obtido será, então, ensaiado. De acordo com a norma do ensaio, utilizando-se o Aparelho de Casagrande, aplicam-se golpes deixando a concha do aparelho cair de uma altura padrão até que a ranhura se feche. O Limite de Liquidez é definido como o teor de umidade do solo com o qual uma ranhura nele feita fecha com 25 golpes.

A partir do ensaio de Limite de Plasticidade dos Solos, é possível determinar o teor de umidade limite entre as fases plástica e sólida dos solos. Para umidades superiores ao Limite de Plasticidade, pode-se caracterizar o estado do solo como plástico. Ainda, para umidades inferiores a este limite, o estado dos solos é definido como sólido. A Norma ABNT 7.180/81 (*Solo – Determinação do Limite de Plasticidade*) preconiza o ensaio para a determinação do Limite de Plasticidade e cálculo do Índice de Plasticidade dos Solos.

A preparação das amostras de solos para o ensaio de Limite de Plasticidade, padronizada pela Norma NBR 6.457/86 (*Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização*) segue metodologia semelhante à apresentada para o ensaio de Limite de Liquidez. Seguindo a padronização proposta pela norma do ensaio, com o auxílio de uma placa de vidro e um gabarito cilíndrico de comparação, o Limite de Plasticidade é definido como o teor de umidade em que o solo começa a se fragmentar quando moldado, sob a forma de um cilindro de 3 milímetros de diâmetro e 100 milímetros de comprimento, com o auxílio da mão e sobre uma placa de vidro. A diferença entre os Limites de Liquidez e de Plasticidade é conhecida como Índice de Plasticidade do solo e indica a faixa de umidade em que o solo apresenta-se no estado plástico.

Buscando-se uma completa caracterização dos solos do trecho da via L3 Norte proposto para estudo, foram determinados os Limites de Consistência para as oito amostras de solo coletadas no trecho da via. Ressalta-se que durante a preparação das amostras de solo para a realização dos ensaios de Limites de Liquidez e Plasticidade, valendo-se da flexibilidade oferecida pela Norma NBR 6.457/86 (*Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de*

Compactação e Ensaio de Caracterização), optou-se pela secagem prévia do solo. Esta opção é justificada a partir da possibilidade de padronização na preparação das amostras de solo, tanto para os ensaios de análise granulométrica, quanto para os ensaios de Limites de Consistência.

Ainda, a fim de caracterizar os solos coletados na via L3 Norte, foram realizados ensaios para a determinação de suas massas específicas. O ensaio para a determinação da massa específica dos solos é padronizado pela Norma NBR 6.508/80 (*Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 – Determinação da massa específica*).

Na preparação dos solos para o ensaio, de acordo com a Norma NBR 6.457/86 (*Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*), deve-se tomar uma fração da amostra seca ao ar e passá-la na peneira de 4,8 milímetros ou na peneira de 2,0 milímetros, de modo a obter cerca de 500 gramas de material. A opção por uma das duas peneiras deve-se ao fato de que o valor da massa específica dos grãos utilizado para a análise granulométrica por sedimentação deve ser determinado somente com o material passado na peneira de 2,0 milímetros.

De acordo com a norma do ensaio, é condição essencial à determinação da massa específica dos solos a presença de picnômetros calibrados à temperatura de 20°C e com as respectivas curvas de calibração. Após a preparação das amostras, o ensaio prossegue com a homogeneização e pesagem dos solos. Após a adição de água destilada à amostra, esta permanece em repouso durante pelo menos 12 horas. Só então a amostra é submetida à dispersão e transferida para o picnômetro, o qual é completado com água destilada até aproximadamente metade de seu volume.

Aplica-se vácuo na amostra acrescida de água contida no picnômetro por pelo menos 15 minutos, acrescenta-se água até cerca de 1 centímetro abaixo da base do gargalho do picnômetro e novamente aplica-se vácuo à mistura durante o mesmo intervalo de tempo. Ainda, quando não obtida a remoção total do ar aderente ao solo, deve-se proceder à colocação do picnômetro em banho-maria por 30 minutos. A fim de equilibrar a temperatura do picnômetro com a do ambiente, este então é deixado em repouso. Após a complementação do volume do picnômetro com água destilada até a sua marca de calibração, deve-se pesar o conjunto formado pelo picnômetro, a água e o solo e determinar a temperatura do conjunto. A

partir desta temperatura, utilizando-se da curva de calibração do picnômetro é possível obter a massa deste acrescido somente por água.

Tendo-se o peso do picnômetro acrescido de água, somado ao peso do solo e diminuído do peso do picnômetro com solo e água, é possível obter o peso da água que foi substituída pelo solo. Com este peso e sabendo-se o peso específico da água, calcula-se o volume de água que foi substituído pelo solo e que corresponde ao volume de solo. Com o peso do solo e o volume, é possível calcular a massa específica dos grãos de solo.



Figura 4.15 – Ensaio para determinação da massa específica dos grãos

Dentro da proposta de análise de solos tipicamente tropicais, os solos coletados na via L3 Norte foram também caracterizados segundo a metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical). Partindo-se da constatação que o pavimento sob análise foi construído em região de corte e não apresenta as suas camadas constituintes expostas, torna-se dispensável a avaliação da capacidade de perda de massa do solo por imersão em água e, é possível optar pela caracterização expedida MCT.

Os procedimentos da caracterização expedida MCT baseiam-se fundamentalmente na análise da contração e consistência dos solos. Os materiais utilizados no ensaio, e que diferem dos comumente aplicados nos ensaios de classificação tradicionais, são os anéis de PVC rígido ou outro material apropriado, com 20 milímetros de diâmetro interno e 5 milímetros de altura, além de um dispositivo de penetração com dimensões e pesos padronizados. Na fase de preparação das amostras de solo para o ensaio deve-se, após secagem prévia das amostras,

obter aproximadamente 30 gramas de material passado na peneira com abertura da malha de 0,42 milímetros. A partir daí, o ensaio segue adicionando-se água ao solo, homogeneizando esta mistura e espatulando-a intensamente, até que se obtenha uma pasta com consistência caracterizada pela penetração de 1 milímetro do dispositivo de penetração.

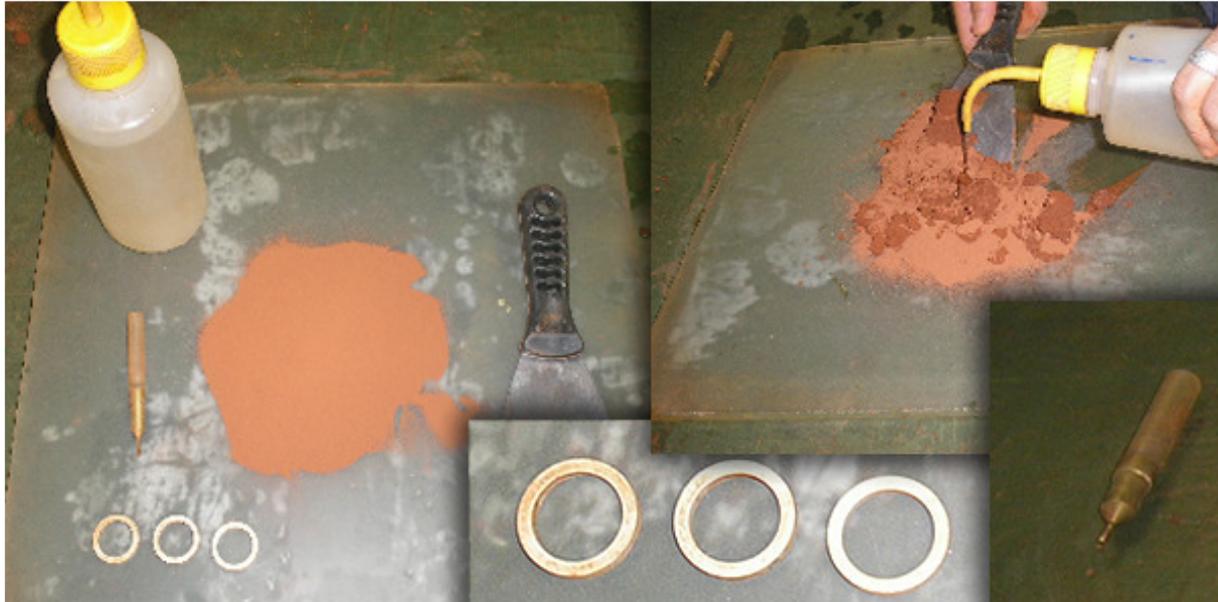


Figura 4.16 – Espatulação do solo e Adição de Água para o Ensaio de Caracterização Expedita MCT, Detalhes do Dispositivo de Penetração e dos Anéis

Utilizando-se parte do solo espatulado, moldado sob forma esférica, e ainda com os anéis dispostos horizontalmente sobre uma placa de vidro ou teflon, é possível preencher, aplicando-se um esforço mínimo, os anéis com o solo. A literatura recomenda o preenchimento de pelo menos três anéis com solo. Ainda com a pasta, deve-se manualmente moldar, pelo menos, uma bola com diâmetro de aproximadamente 20,0 milímetros. Os anéis e a bolinha são então secados ao ar ou por meio de outro dispositivo apropriado. Dentro da proposta de caracterização, segundo a metodologia MCT, a Figura 4.17 apresenta a fase de secagem dos anéis e bolinhas moldadas a partir de uma amostra de solo coletada no trecho da via L3 Norte.



Figura 4.17 – Secagem dos anéis e das bolinhas moldadas

Após a secagem dos solos confinados pelos anéis, com o auxílio de dispositivo com escala milimétrica, é possível medir diretamente o parâmetro contração dos solos. A contração é obtida como a diferença entre o bordo interno do anel e o bordo externo da pastilha de solo seca. Para avaliar a capacidade de reabsorção de água pelos solos e a consistência destes solos sob condições saturadas deve-se colocar os anéis com as respectivas pastilhas de solo sobre uma placa porosa saturada, e coberta por um papel com capacidade de filtragem. É necessário, então, anotar o tempo de subida da água na pastilha e deixar o conjunto em repouso por pelo menos duas horas. Após esse período, utilizando-se do dispositivo de penetração, são efetuadas as medidas de consistência dos solos. Os valores de contração e penetração obtidos no ensaio são, dessa forma, utilizados para a determinação da classificação dos solos segundo a metodologia MCT.

Suplementarmente às etapas para obtenção dos parâmetros contração e consistência, ainda dentro da metodologia de caracterização expedita, a observação de características peculiares pode ajudar na identificação de grupos regionais de solos. Dentre essas características, vale ressaltar a resistência oferecida pelas bolinhas secas moldadas juntamente com as pastilhas de solo, quando quebradas sob condições padronizadas, além da capacidade de desmanche dos solos, quando posto em contato com a água.

4.4.2. Ensaio de Compactação Proctor Normal

No Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER) da Universidade de Brasília, as amostras de solo coletados no subleito da via L3 Norte, foram ensaiadas de acordo com a metodologia de Compactação Proctor.

O ensaio de Proctor, padronizado pela NBR 7.182/86 (*Solo – Ensaio de Compactação*), indica que 5 determinações de relação densidade seca-umidade são suficientes para a representação gráfica da curva de compactação do solo. A preparação das amostras de solo para o ensaio de Compactação deve seguir os procedimentos propostos pela Norma NBR 6.457/86 (*Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*). De acordo com esta norma, podem ser utilizados três métodos distintos de preparação dos solos para o ensaio de compactação. Estes métodos de preparação diferem-se em função da secagem prévia das amostras. Enquanto um método sugere a preparação com a secagem prévia do solo até próximo à sua umidade higroscópica, os outros dois métodos sugerem que o processo de secagem atinja porcentagens específicas de 5% abaixo e 3% acima da umidade ótima presumível, respectivamente.

A partir da secagem do solo, de acordo com uma das três sugestões propostas pela norma, a preparação do solo para o ensaio de compactação prossegue com o desmanche dos torrões, homogeneização das amostras e separação de uma fração representativa e suficiente da amostra para a realização do ensaio de compactação. É neste momento, que se deve optar pela utilização de porções distintas da amostra de solo para cada ponto do ensaio, ou reutilização de uma única fração do solo para ensaiar os cinco pontos de ensaio.

A fração da amostra de solo separada é então passada na peneira de 4,8 milímetros. Se a amostra não passar integralmente na peneira de 4,8 milímetros, a mesma deve ser passada na peneira de 19 milímetros. É neste momento que, observando a porcentagem em peso de material retido na peneira de 19 milímetros, verifica-se qual tamanho de cilindro deve ser utilizado na compactação.

Para a realização do ensaio de compactação, a norma do ensaio especifica diferentes energias de compactação, que correspondem ao número de golpes de um soquete sobre o solo confinado em um molde. A escolha entre as energias de compactação normal, intermediária ou modificada é influenciada pelas características de compactação no campo que se deseja reproduzir em laboratório. A quantidade de camadas de compactação, o número de golpes por camada e o tamanho do soquete a ser utilizado são determinados a partir da energia de compactação especificada para a execução do ensaio. De acordo com a norma do ensaio, pode-se optar pela utilização de porções distintas de solo para cada ponto do ensaio, ou reutilizar uma única fração nos cinco pontos de ensaio.

A curva de compactação, objeto do ensaio, é obtida a partir da moldagem de cinco corpos-de-prova, com diferentes teores de umidade, na energia de compactação especificada. Os corpos-de-prova moldados são pesados e têm os seus teores de umidade determinados. O peso específico de cada corpo-de-prova é o quociente entre o volume do cilindro de compactação e o peso do corpo-de-prova. Em um gráfico de peso específico versus umidade, os cinco pontos formados pelos pares de valores peso específico-umidade são plotados e possibilitam o traçado da curva de compactação do solo. No ponto de inflexão da curva de compactação é possível determinar o teor de umidade ótimo e o peso específico aparente seco máximo do solo ensaiado.

Na fase de preparação das amostras de solo coletadas no trecho da via L3 Norte, a opção por não reutilizar material, tornou necessária a separação de um volume de solo, em cada trecho, capaz de atender à moldagem de 5 corpos-de-prova. Ainda que seja requerida uma maior quantidade de solo, a alternativa de utilizar amostras virgens de solo está associada à possibilidade de resultados de compactação mais confiáveis. É sabido que, para os solos lateríticos, a reutilização das amostras geralmente leva à intensa quebra dos grãos, resultando em aumento da massa específica aparente e diminuição da umidade ótima do solo ensaiado.

Ainda na fase de preparação das amostras de solo para o ensaio de compactação, optou-se pela secagem prévia dos solos até próximo de sua umidade higroscópica. É importante considerar que para alguns solos lateríticos, a secagem prévia das amostras pode modificar irreversivelmente as propriedades dos agregados de argila. No entanto, Pinto (2002) afirma que o procedimento padronizado pela norma do ensaio, ainda que dito sem secagem prévia, prevê a redução do teor de umidade do solo em até 5%, evitando-se apenas a total secagem do solo. Diante da possibilidade de padronização dos procedimentos de preparação de amostras para os ensaios de laboratório, a opção de dispensar o procedimento de não secar previamente os solos mostrou-se coerente. Esse fato se justifica por meio da constatação de que os solos coletados no subleito da via e acondicionados em sacos de linhagem, quando da realização dos ensaios já se encontravam com suas umidades próximas às umidades higroscópicas.

Por fim, deve-se ressaltar que dentre as oito amostras de solo coletadas no trecho da via L3 Norte proposto para estudo, quatro amostras foram ensaiadas utilizando-se cilindros pequenos. Seguindo os procedimentos padronizados na norma de preparação das amostras para o ensaio de compactação, quando a porcentagem de solo retido na peneira de 4,8 milímetros é inferior a 7%, pode-se escolher entre os cilindros grande e pequeno. Nas

amostras de solo ensaiadas com cilindros pequenos, além da porcentagem de material retido na peneira de 4,8 milímetros ser inferior à máxima exigida pela norma, a opção por utilizar tais cilindros foi atribuída à carência de material coletado no trecho da via. Mesmo diante da capacidade técnica dos colaboradores no campo e de um cronograma de ensaios previamente estabelecido, justifica-se essa carência de material à falta de uma balança no campo.

4.4.3. Ensaio de Curva Característica

Objetivando-se avaliar a influência da sucção sobre o comportamento dos solos coletados no subleito da via L3 Norte, tornou-se fundamental relacionar a umidade com a capacidade de sucção destes solos sob condições não saturadas. A representação gráfica da relação entre a variação da sucção (quantidade de água que um solo pode ganhar ou perder) com a umidade ou o grau de saturação é dada por meio da curva característica.

Os ensaios de curva característica foram realizados no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. Previamente, utilizando-se do ensaio de compactação proctor normal, foi possível gerar as curvas de compactação para as amostras de solo coletadas no trecho da via L3 Norte e, a partir destas curvas, determinar os índices teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima para os solos. Por meio destes índices, foi possível reproduzir no laboratório as condições de compactação de campo e moldou-se, para cada amostra de solo, um corpo-de-prova com densidade e umidade estabelecidas. Os corpos-de-prova foram moldados em cilindros grandes e a energia de compactação utilizada respeitou a determinada para o subleito do pavimento sob análise. Após a compactação, os corpos-de-prova foram extraídos dos cilindros e remodelados seguindo a metodologia do ensaio. A Figura 4.18 apresenta a extração de um corpo-de-prova moldado para o ensaio de sucção.



Figura 4.18 – Extração do corpo-de-prova compactado

Para a realização do ensaio de sucção, optou-se pela utilização da técnica do papel filtro. Esta técnica baseia-se no princípio de que um solo, com certa umidade, quando posto em contato com o papel filtro, de menor umidade, faz com que este último absorva parte da água do solo, até que o sistema atinja o equilíbrio. Em cada corpo-de-prova compactado e extraído, utilizando-se de um molde cilíndrico padrão de PVC, foi possível moldar novos onze corpos-de-prova de dimensões reduzidas e padronizadas, os quais tiveram suas massas determinadas (Figuras 4.19 e Figura 4.20). Desses onze corpos-de-prova, separou-se um corpo-de-prova, o qual teve a sua umidade natural mantida e, a partir daí, optou-se por dividir os dez corpos-de-prova restantes em dois grupos iguais de cinco unidades e, submeter um grupo ao procedimento de secagem natural e, o outro grupo ao umedecimento. A opção por determinar curvas características a partir de procedimentos de perda e ganho de umidade é justificada pela possibilidade de avaliar a influência do histórico da variação de umidade nos solos.



Figura 4.19 – Moldagem dos corpos-de-prova



Figura 4.20 – Corpos-de-prova moldados

Com as massas dos onze corpos-de-prova moldados, o índice de vazios do corpo-de-prova inicialmente compactado, a umidade ótima de compactação e a massa específica do solo ensaiado foi possível estimar as umidades e as novas massas úmidas a serem atingidas pelos corpos-de-prova. No grupo de corpos-de-prova onde a umidade foi acrescida em relação à natural, para alcançar as novas massas estimadas, o procedimento de umedecimento se deu por gotejamento com água destilada. Já no grupo em que as umidades reduziram em relação à natural, o procedimento para alcançar as massas estipuladas se deu por secagem natural.

Após a obtenção das massas ideais calculadas para os corpos-de-prova, são então adicionados a estes os papéis filtro, que foram previamente recortados em círculos, cujo diâmetro respeitou as dimensões do molde. Seguindo recomendações propostas na literatura, o papel

filtro utilizado nos ensaios para a determinação das curvas características dos solos é da marca e modelo Whatman N° 42, o qual já apresenta suas curvas de calibração previamente determinadas por alguns autores. Ainda, para a realização dos ensaios, o papel filtro deve estar na condição seca ao ar, o que é garantido pela utilização de um papel retirado diretamente de sua caixa para o ensaio.

Em cada corpo-de-prova foram adicionados três círculos de papéis filtro, sendo o intermediário de diâmetro reduzido em relação aos dois outros, o que viabilizou a sua proteção contra a contaminação por partículas de solo (Figura 4.21). As estruturas formadas pelos corpos-de-prova e os papéis filtro foram recobertas por papel filme, fechadas com papel alumínio e fita adesiva e acondicionadas em caixa de isopor na câmara úmida por um período de 15 dias (Figura 4.22).



Figura 4.21 – Estrutura formada pelos círculos de papel filtro e o corpo-de-prova moldado



Figura 4.22 – Corpos-de-prova fechados e acondicionados em caixa de isopor

Finalmente, após este tempo, as estruturas formadas pelo corpo-de-prova e os papéis foram abertas. Com o auxílio de uma pinça, os papéis filtros intermediário e superior foram levados a uma balança de precisão de 0,0001mm, onde tiveram suas massas determinadas. Estando o sistema formado pelo corpo-de-prova e os papéis em equilíbrio, o papel intermediário e o superior devem apresentar semelhante teor de umidade, e a pesagem de ambos possibilita a verificação da correta execução do ensaio. A Figura 4.23 apresenta a balança de precisão utilizada no ensaio.



Figura 4.23 – Balança para pesagem dos papéis filtro

Acondicionados em cápsulas, os papéis foram secados em estufa por um período de duas horas, a uma temperatura de aproximadamente 105°C, para só então serem novamente pesados. Sabe-se que o papel filtro, quando removido do ambiente de equilíbrio, perde água para o meio e que, quando retirado da estufa absorve água do meio. Afim de garantir que a remoção do papel filtro do ambiente de equilíbrio e da estufa ocorresse sem variação significativa de umidade, o tempo gasto no deslocamento do papel entre o sistema de equilíbrio e a balança e entre a estufa e a balança foi de aproximadamente 10 segundos.

Os corpos-de-prova também tiveram suas massas determinadas por pesagem. Ainda, por meio do ensaio de balança hidrostática, foram obtidas as massas específicas dos corpos-de-prova, o que limitou o término do ensaio e a possibilidade de geração das curvas características dos solos.

4.4.4. Ensaio de Mini-CBR

A possibilidade de avaliar a capacidade de suporte dos solos e ainda verificar a influência da variação do teor de umidade sobre essa capacidade de suporte, tornou imprescindível a execução de ensaios Mini-CBR nas amostras de solos coletados no trecho da via L3 Norte. A opção por ensaios Mini-CBR deriva da possibilidade de caracterização mais eficaz das peculiaridades dos solos tropicais a partir de ensaios que permitem maior flexibilidade nas variáveis que influenciam o valor de suporte.

A preparação das amostras de solo e a confecção dos corpos-de-prova compactados que são ensaiados segundo a metodologia Mini-CBR é feita em conformidade com a Norma DNER-ME 228/94 (*Solos – Compactação em Equipamento Miniatura*). A partir das especificações propostas por esta norma, deve-se, primeiramente, proceder à aferição do equipamento de compactação miniatura, que garantirá a correta determinação da altura dos corpos-de-prova moldados. Para a aferição do equipamento, são colocados, sobre o pistão do compactador, os discos de polietileno, o cilindro padrão de aço e o soquete a ser utilizado no ensaio de compactação. Neste momento, atentando-se para que a haste móvel do extensômetro fique perfeitamente centrada sobre a haste do soquete, é feita a leitura do extensômetro e o cálculo da constante de aferição K_A do conjunto compactador-soquete.



Figura 4.24 – Equipamento de compactação Mini-MCV

Posteriormente, ainda na fase de preparação das amostras para o ensaio de compactação, deve-se proceder à separação da fração de solo passada na peneira de 2,0 milímetros em 5 porções iguais e adicionar, a cada porção, água em quantidade suficiente à obtenção de amostras com teores de umidade sucessivamente crescentes, e em intervalos estabelecidos de

acordo com as características dos solos. As porções de solo, acrescidas de água, são, então, acondicionadas em sacos hermeticamente fechados e devem ficar em repouso por 24 horas. Após esse período, a partir da energia de compactação estabelecida, determina-se o número de golpes e o tipo de soquete a ser utilizado no ensaio.

Finalmente, procede-se à realização do ensaio de compactação dos corpos-de-prova que terão suas capacidades de suporte determinadas de acordo com a metodologia Mini-Proctor. Após a compactação, ainda com o soquete sobre o conjunto formado pelos discos de polietileno e o molde contendo o solo compactado, é feita a leitura no extensômetro e verificado, utilizando-se da constante de aferição, a altura do corpo-de-prova. É importante atentar-se ao fato de que a medida da altura dos corpos-de-prova compactados deve estar compreendida entre $50\text{mm} \pm 1\text{mm}$. Se esta condição não for satisfeita, deve-se corrigir a quantidade de solo utilizado no ensaio e efetuar nova compactação. Caso contrário, procede-se a determinação do teor de umidade do solo que foi utilizado no ensaio de compactação, e o corpo-de-prova já está pronto para o ensaio de Mini-CBR.

O ensaio de Mini-CBR é padronizado pela Norma DNER-ME 254/97 (*Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-CBR e expansão*). Este ensaio consiste na obtenção de uma relação entre a pressão necessária para produzir uma penetração de um pistão num corpo de prova de solo e a pressão capaz de produzir penetração semelhante em uma brita padronizada. De acordo com esta norma, o referido ensaio pode variar em função da imersão dos corpos-de-prova em água antes de rompê-los. A opção pelo ensaio de Mini-CBR com imersão requer conjuntos de embebição formados por bases, hastes, discos perfurados, sobrecargas e placas superiores. Nestes conjuntos de embebição são colocados os moldes contendo os corpos-de-prova compactados e ainda afixados os extensômetros que serão responsáveis pelas medidas de expansão dos solos. Os conjuntos contendo os moldes compactados são, assim, colocados no tanque de embebição e, após a leitura da altura inicial dos corpos-de-prova, permanecem imersos em água por pelo menos 20 horas. Após esse período, determina-se a altura final dos corpos-de-prova e retira-os do tanque de imersão.



Figura 4.25 – Corpos-de-prova acoplados aos conjuntos de embebição



Figura 4.26 – Corpos-de-prova submersos (vista frontal e superior) no tanque de imersão e detalhe do extensômetro acoplado ao conjunto de imersão

A fim de dissipar as pressões, os corpos-de-prova são deixados em repouso por cerca de 1 hora e, só então, são levados à prensa, onde serão ensaiados. É importante ressaltar a necessidade de calibrar previamente a prensa utilizada nos ensaios Mini-CBR e ainda de verificar a sua capacidade de carga nominal. Monta-se o conjunto formado pelo molde contendo o corpo-de-prova e o peso anelar sobre o prato da prensa e, a partir do início do ensaio, são efetuadas leituras no extensômetro do anel de carga correspondentes à penetração do pistão da prensa de 0.25mm, 0.50mm, 0.75mm, 1.00mm, 1.25mm, 1.50mm, 1.75mm, 2.00mm, 2.50mm, 3.00mm, 3.50mm, 4.00mm, 4.50mm e 5.00mm.

Após o término do ensaio, o corpo-de-prova deve ser removido do molde e ter a sua umidade determinada. Ainda, de acordo com a norma do ensaio, pode-se optar pela realização do ensaio sem embebição dos corpos-de-prova, o que dispensa os procedimentos de imersão dos

corpos-de-prova em tanque apropriado, leituras das alturas destes corpos-de-prova com extensômetros e a realização do ensaio, após no mínimo 20 horas, após imersão.

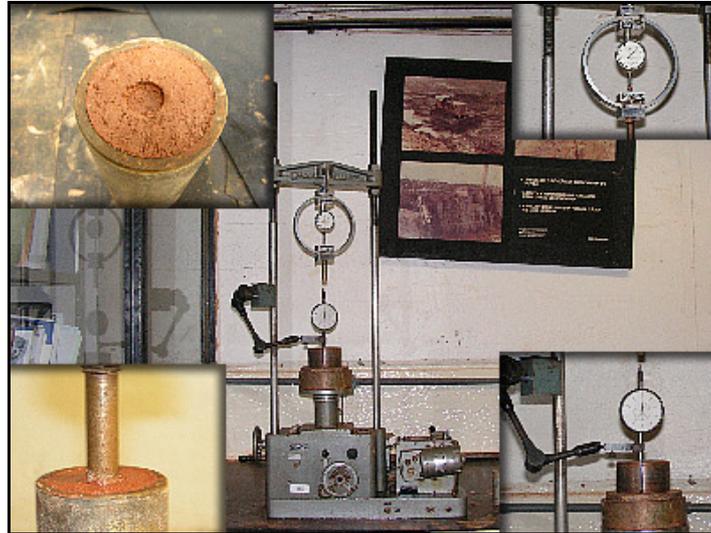


Figura 4.27 – Ensaio de Mini-CBR

Buscando reproduzir as condições de compactação adotadas para o subleito do trecho da via L3 Norte, foram moldados corpos-de-prova com uma energia normal de compactação para os ensaios de Mini-CBR. De acordo com a norma do ensaio de compactação em equipamento miniatura, optando-se pela energia normal de compactação, o soquete utilizado no ensaio é o do tipo leve e a quantidade de golpes aplicados sobre o solo é função do tipo de solo ensaiado. Tendo sido o solo da via L3 Norte previamente caracterizado como siltoso, para cada um dos lados do corpo-de-prova, aplicou-se 5 golpes com o soquete.

Os ensaios de Mini-CBR foram realizados com embebição prévia dos corpos-de-prova em tanque de imersão por vinte horas. A opção pela análise da expansão dos solos após compactação em equipamento miniatura, deveu-se à possibilidade de análise da capacidade de suporte dos solos sob condições mais adversas.

CAPÍTULO 5

Apresentação e Análise de Resultados Laboratoriais

5.1. INTRODUÇÃO

A partir de amostras de solos coletados no subleito do pavimento desta via, foram efetuados ensaios laboratórios para identificação das características peculiares destes solos, típicos de países com clima tropical.

Apresenta-se neste capítulo os resultados obtidos para os ensaios laboratoriais determinados a partir de amostras de solos coletadas no subleito do trecho da via L3 Norte proposto para estudo.

5.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.2.1. Caracterização dos Solos

Inicialmente, apresenta-se os resultados obtidos para os ensaios de análise granulométrica e determinação dos índices de consistência realizados a partir de 8 amostras de solos deformadas coletadas no subleito do trecho da via L3 Norte.

Visando avaliar a capacidade de agregação de partículas para os solos lateríticos, a Figura 5.1 apresenta as curvas granulométricas obtidas a partir de ensaios de sedimentação com e sem a presença do defloculante hexametáfosfato de sódio. Nesta fase, é importante verificar o prazo de validade determinado para o defloculante utilizado nos ensaios.

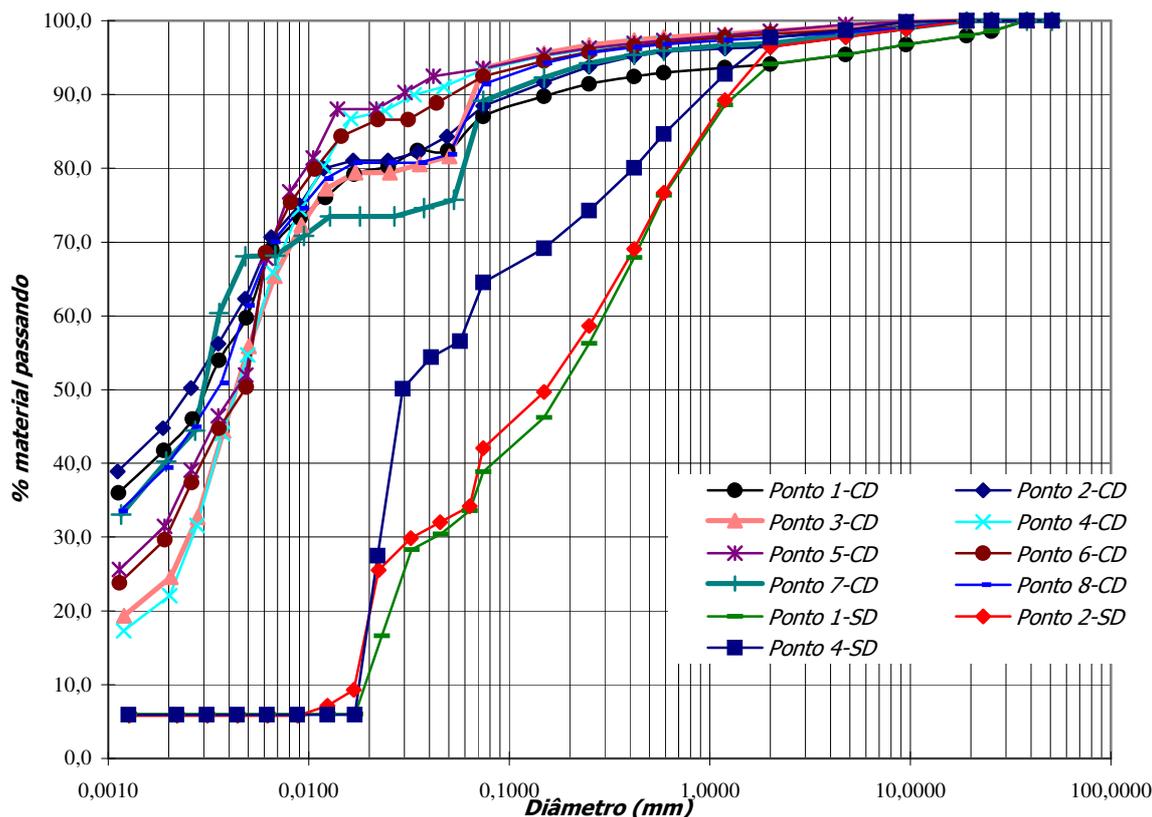


Figura 5.1 – Curvas granulométricas obtidas para as amostras de solos a partir de ensaios CD (com Defloculante) e SD (sem defloculante)

Observando-se a Figura 5.1, é possível verificar que as curvas granulométricas obtidas a partir de ensaios de sedimentação em amostras de solos deformadas coletas sem defloculante apresentam comportamento diferenciado se comparadas às curvas granulométricas obtidas nos ensaios de sedimentação com o acréscimo de defloculante. Assim, deve-se creditar a estes solos propriedades peculiares associadas aos argilo-minerais presentes em sua fração argila, os quais exibem o fenômeno de floculação ou agregação dos grãos em solução aquosa.

As curvas granulométricas determinadas a partir dos procedimentos usuais de ensaios (peneiramento e sedimentação) foram ainda comparadas às curvas granulométricas obtidas partindo-se de ensaios com o granulômetro a laser (Figura 5.2).

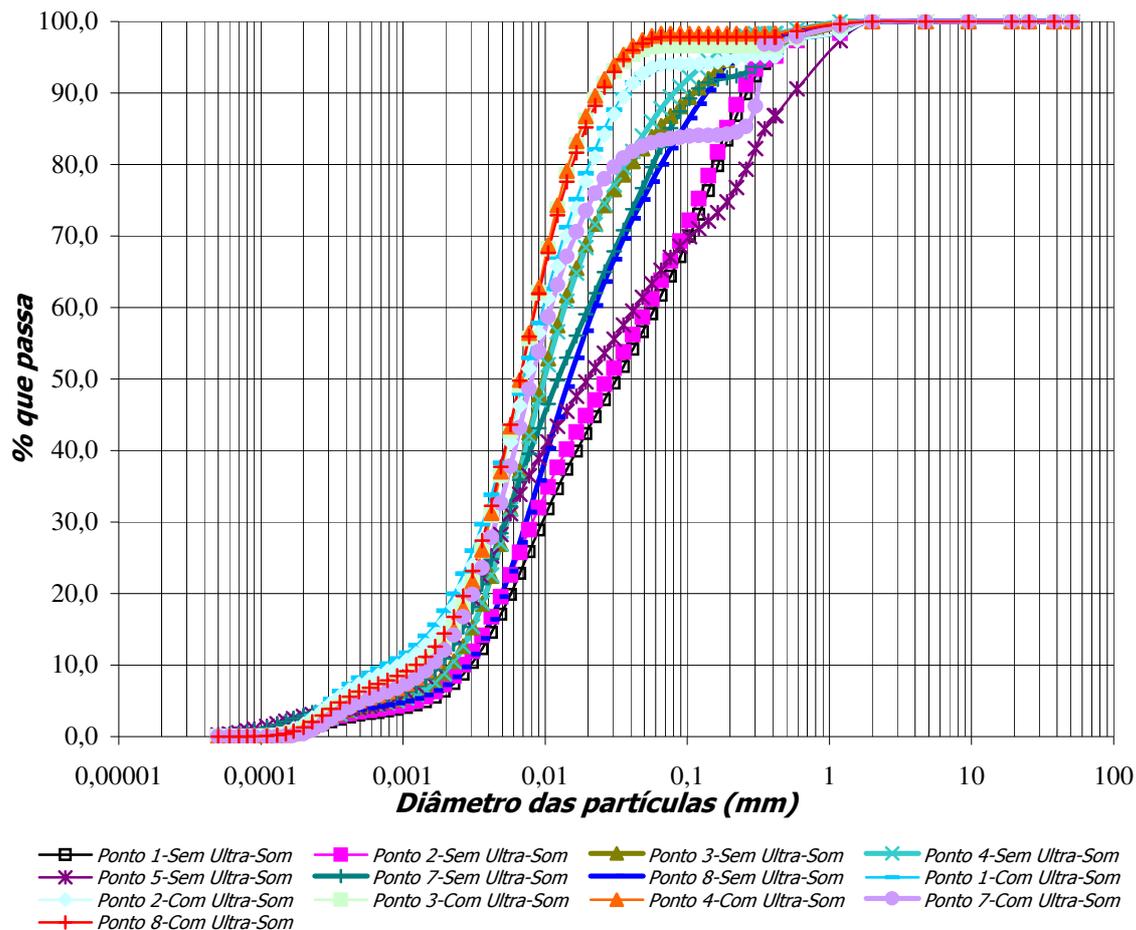


Figura 5.2 – Curvas granulométricas obtidas para os solos coletados nos pontos de ensaio a partir de ensaios com o granulômetro a laser

Ressalta-se inicialmente que no granulômetro a laser as curvas determinadas com ultra-som ou sem ultra-som simulam, respectivamente, as condições de presença de defloculante ou ausência de defloculante nos ensaios das metodologias usuais. A análise comparativa entre as curvas granulométricas obtidas a partir de ensaios tradicionais e por meio de ensaios no granulômetro a laser possibilita afirmar que estas curvas representam distribuições granulométricas diferenciadas. Ainda, conforme apresentado por Manso e Santos Neto (2002), a diferenciação observada entre as curvas granulométricas pode ser associada às particularidades dos materiais empregados pelas metodologias de ensaio. Assim, nos ensaios com o granulômetro a laser trabalha-se com os solos passantes na peneira com abertura de malha igual a 2,0mm, o que corresponde a dizer que um maior número de micro-concreções ficam em contato com o defloculante, o que não é observado quando da realização de ensaios seguindo-se metodologias tradicionais.

Ainda dentro da fase de caracterização dos solos coletados no trecho da via L3 Norte, a Tabela 5.1 apresenta os índices de consistência obtidos para os oito pontos de ensaio delimitados na via.

Tabela 5.1 – Índices de consistência obtidos para os solos coletados no subleito do trecho da via L3 Norte

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Limite de Liquidez (%)</i>	<i>Limite de Plasticidade (%)</i>	<i>Índice de Plasticidade (%)</i>
1	0,0	41	30	11
2	20,0	40	29	11
3	40,0	40	30	10
4	60,0	38	29	9
5	80,0	43	30	13
6	100,0	42	31	11
7	120,0	41	29	12
8	140,0	41	31	10
	<i>Média Aritmética</i>	40,8	30,0	10,9
	<i>Desvio Padrão</i>	1,5	0,8	1,2
	<i>Limite Superior</i>	42,0	30,6	11,9
	<i>Limite Inferior</i>	39,5	29,2	9,8
	<i>Coefficiente de Variação (%)</i>	3,7	2,7	11,0

Utilizando-se a distribuição *t* de *Student*, propôs-se avaliar estatisticamente os índices de consistência determinados para os solos dos oito pontos de ensaio no trecho da via L3 Norte. Considerando-se um nível de significância igual a 95%, os intervalos de confiança calculados para os índices Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Índice de Plasticidade estiveram compreendidos, respectivamente, entre 39,5% e 42%, 29,2% e 30,6% e entre 9,8% e 11,9%. Dessa forma, é possível assegurar, com uma percentagem igual ao nível de significância, que os valores de índices de consistência constantes nestes intervalos de confiança podem ser extrapolados para representar o trecho da via sob estudo.

Extrapolando-se as médias aritméticas dos índices Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade para representar todo o trecho da via, estas puderam ainda ser comparados aos mesmos índices de consistência constantes no projeto executivo da obra de duplicação da via L3 Norte, os quais foram fornecidos pela NOVACAP (Companhia Urbanizadora da Nova Capital).

Tabela 5.2 – Correlação entre os índices de consistência fornecidos pela NOVACAP e os determinados nos ensaios de caracterização

	<i>Limite de Liquidez (%)</i>	<i>Índice de Plasticidade (%)</i>
<i>Parâmetros de Projeto</i>	43,0	12,0
<i>Resultados de Ensaio</i>	40,8	10,9

Conforme apresentado na Tabela 5.2, os índices de consistência obtidos por meio de ensaios de caracterização com os solos constituintes do subleito da via apresentam-se coerentes e satisfatórios, quando comparados aos índices determinados na fase de elaboração do projeto de duplicação da via L3 Norte.

A partir dos índices de consistência e da percentagem de finos determinados para os solos, estes foram classificados segundo metodologias usuais de classificação de solos. Dessa forma, é importante ressaltar que na classificação dos solos adotou-se tanto a percentagem de finos obtida por meio do processo de sedimentação dos solos com defloculante quanto a percentagem de finos determinada partindo-se do procedimento de sedimentação dos solos sem a adição do defloculante hexametáfosfato de sódio.

Tabela 5.3 – Classificações dos solos representativos dos 8 pontos de ensaio

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Classificação AASHTO</i>		<i>Classificação SUCS</i>	
		<i>Sedimentação com Defloculante</i>	<i>Sedimentação sem Defloculante</i>	<i>Sedimentação com Defloculante</i>	<i>Sedimentação sem Defloculante</i>
1	0,0	A-7-5	A-7-5	ML	SC
2	20,0	A-7-6	A-7-6	ML	SC
3	40,0	A-4	A-4	ML	SC
4	60,0	A-4	A-4	ML	SC
5	80,0	A-7-5	A-7-5	ML	SC
6	100,0	A-7-5	A-7-5	ML	SC
7	120,0	A-7-6	A-7-6	ML	SC
8	140,0	A-7-5	A-7-5	ML	SC

A Tabela 5.3 mostra que para a metodologia de classificação AASHTO, a ausência do defloculante hexametáfosfato de sódio no processo de sedimentação das partículas de solos da via L3 Norte não viabilizou a redução da percentagem de finos destes solos para aquém de 35%, o que garantiu a manutenção da classificação proposta pela metodologia para ambos os procedimentos de análise granulométrica dos solos. No entanto, considerando-se a metodologia de classificação de solos SUCS, a qual distingue os solos de granulometria fina dos solos de granulometria grossa em função da percentagem de 50% de solos passante na peneira n° 200, a presença do defloculante no processo de sedimentação dos solos propiciou uma diferenciação na classificação dos solos seguindo esta metodologia, mudando-os de areia argilosa (SC) para um site de baixa plasticidade (ML).

Complementando a fase de caracterização dos solos segundo metodologias usuais, a Tabela 5.4 apresenta os resultados obtidos para os ensaios de determinação da massa específica dos solos para as 8 amostras ensaiadas.

Tabela 5.4 – Massa específica dos solos coletados nos 8 pontos de ensaio

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>G_s (g/cm³)</i>
1	0,0	2,86
2	20,0	2,87
3	40,0	2,83
4	60,0	2,89
5	80,0	2,80
6	100,0	2,82
7	120,0	2,79
8	140,0	2,82
	<i>Média Aritmética</i>	2,84
	<i>Desvio Padrão</i>	0,04
	<i>Limite Superior</i>	2,87
	<i>Limite Inferior</i>	2,81
	<i>Coefficiente de Variação (%)</i>	1,4

Assim como proposto para os índices de consistência, a análise estatística das massas específicas dos solos coletados no subleito permitiu obter os limites máximo (2,87%) e mínimo (2,81%) para o intervalo de confiança de massas específicas, as quais podem ser extrapoladas para representar todo o trecho sob avaliação.

Consolidando a proposta de avaliação dos solos tropicais a partir de uma metodologia a qual considere as suas peculiaridades, a Tabela 5.5 apresenta os resultados obtidos para os parâmetros contração e consistência dos solos do subleito da via L3 Norte, os quais foram determinados a partir de ensaios de caracterização expedita MCT. Ainda, nesta tabela, estes solos são classificados segundo a metodologia MCT.

Tabela 5.5 – Classificação dos solos a partir da metodologia de caracterização táctil-expedita MCT

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Contração (mm)</i>	<i>Consistência (mm)</i>	<i>Classe dos Solos</i>
1	0,0	1,0	4	NS'-NG'
2	20,0	0,8	2,5	NA'-NS'
3	40,0	1,5	5	NS'-NG'
4	60,0	0,9	5	NA'/NG'-NS'
5	80,0	0,8	5	NS'
6	100,0	0,6	5	NS'
7	120,0	1,2	4	NG'-NS'
8	140,0	1,0	5	NS'-NS'

Conforme apresentado na Tabela 5.5, os solos coletados no subleito da via L3 Norte são classificados genericamente segundo a metodologia de caracterização expedita MCT em solos de comportamento não laterítico. Ainda, dentro desta classe, os solos do subleito da via L3 Norte podem ser associados aos três grupos os quais formam esta classe. No entanto, é extremamente importante ressaltar que diferentemente do grupo de classificação obtido por meio do processo de caracterização expedita para os solos coletados no subleito do trecho da via L3 Norte, a cobertura do Distrito Federal é formada basicamente por solos onde a

laterização é o processo pedogenético predominante. Dessa forma, sabendo-se que os ensaios de classificação propostos pela metodologia MCT expedita permitem apenas uma identificação preliminar dos solos, propôs-se a realização do ensaio de classificação seguindo as orientações da metodologia usual MCT e ainda, complementarmente, do ensaio para a avaliação química e mineralógica. Ambos os ensaios foram executados em uma das oito amostras coletadas no trecho da via L3 Norte.

O ensaio de classificação segundo a metodologia usual MCT, determinando os coeficientes c' , d' e e' , possibilitou confirmar que os solos coletados no trecho da via L3 Norte pertencem à classe dos solos com comportamento não laterítico (Figura 5.3). Além disso, a análise química do solo, determinando o diferencial entre o potencial hidrogeniônico em solução de Cloreto de Potássio e em água ($pH_{\text{ÁGUA}} - Ph_{\text{KCL}} = 5,8 - 6,2 = -0,4$) reforçou o caráter saprolítico dos solos coletados na via.

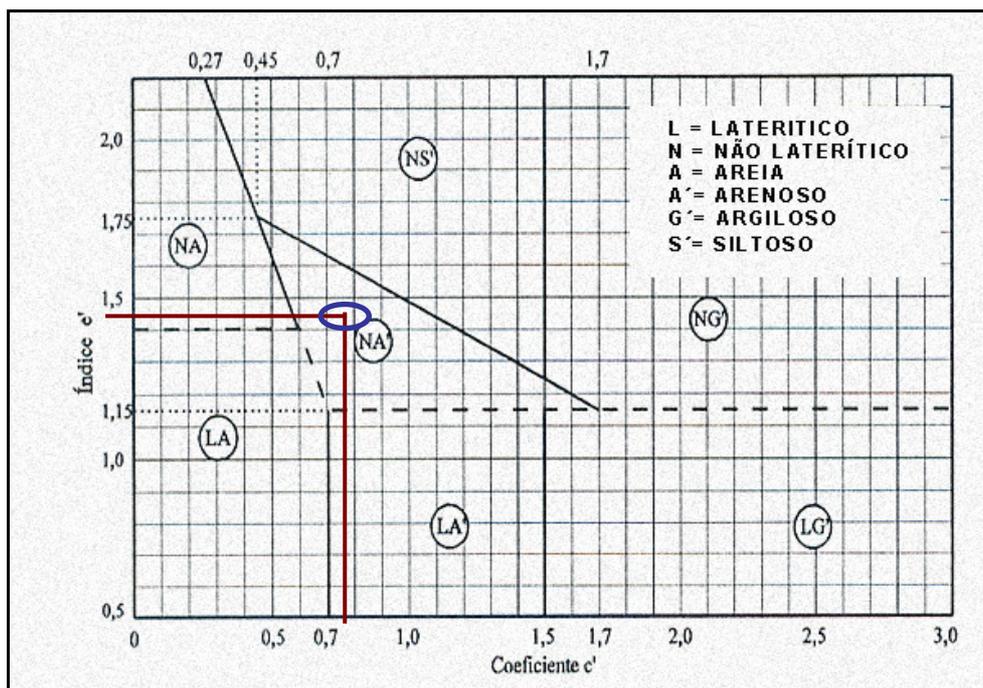


Figura 5.3 – Caracterização usual MCT determinada para os solos da via L3 Norte

5.2.2. Compactação

A partir de amostras de solos coletadas no subleito do trecho da via L3 Norte, foram realizados ensaios laboratoriais de compactação, os quais permitiram a delimitação de curvas que correlacionam os parâmetros teor de umidade e massa específica aparente seca. Ainda, a partir destas curvas pôde-se determinar a massa específica aparente seca máxima e o teor de umidade ótimo dos solos, parâmetros estes desejáveis para assegurar que o processo de

compactação dos solos no campo imprima ao subleito rigidez suficiente para interagir com a estrutura do pavimento.

Os ensaios de compactação foram realizados na energia normal do ensaio de Proctor, o que permitiu simular as condições de compactação do subleito do pavimento estudado. As Figuras 5.4 a 5.11 apresentam as curvas de compactação obtidas para os solos constituintes dos 8 pontos delimitados para ensaio no subleito da via.

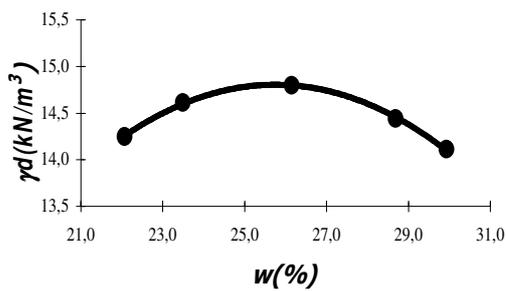


Figura 5.4 – Curva de Compactação para o ponto 1

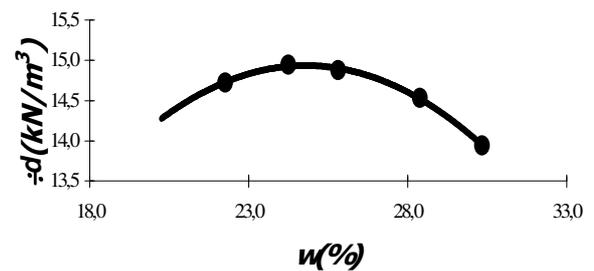


Figura 5.5 – Curva de Compactação para o ponto 2

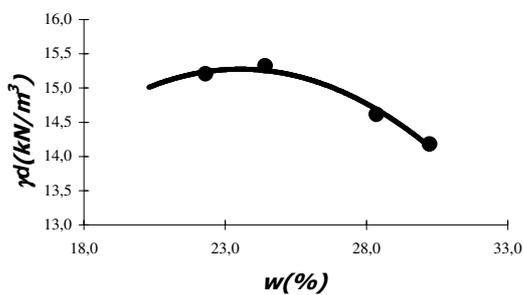


Figura 5.6 – Curva de Compactação para o ponto 3

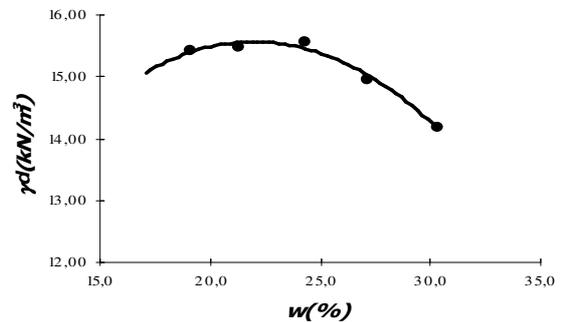


Figura 5.7 – Curva de Compactação para o ponto 4

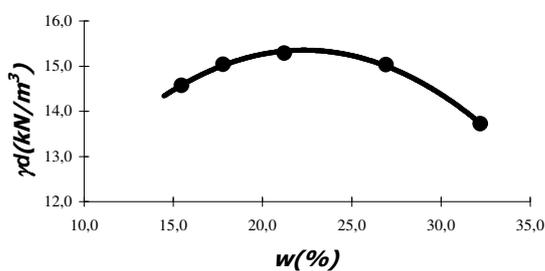


Figura 5.8 – Curva de Compactação para o ponto 5

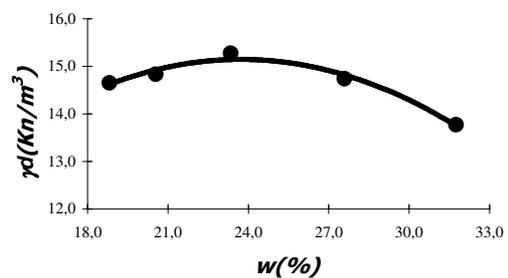


Figura 5.9 – Curva de Compactação para o ponto 6

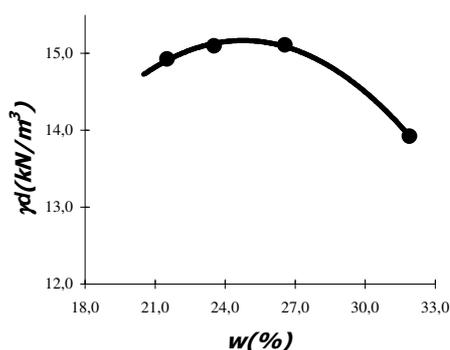


Figura 5.10 – Curva de Compactação para o ponto 7

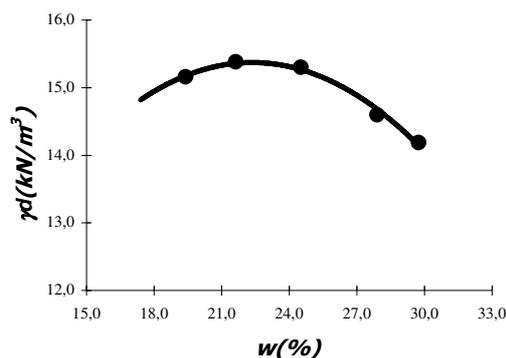


Figura 5.11 – Curva de Compactação para o ponto 8

Analisando-se as parábolas de compactação apresentadas para os 8 pontos de ensaio é possível verificar que os coeficientes de determinação R^2 calculados para elas são todos superiores a 0,97. Dessa forma, afirma-se que as variáveis determinadas a partir do processo de compactação dos solos no laboratório apresentam-se bastante correlacionadas. A Tabela 5.6 apresenta, para cada um dos pontos de ensaio, os parâmetros umidade ótima e massa específica seca máxima (w_0 e $\gamma_{dm\acute{a}x}$) dos solos, obtidos a partir de suas curvas de compactação.

Tabela 5.6 – Umidades Ótimas e Massas Específicas Aparentes Secas

Ponto de Ensaio	Estaca (m)	Umidade Ótima (%)	Massa Específica Seca Máxima (γ_d) (kN/m³)
1	0,0	25,8	14,8
2	20,0	24,8	15,0
3	40,0	23,5	15,3
4	60,0	22,0	15,6
5	80,0	22,2	15,3
6	100,0	23,8	15,2
7	120,0	24,8	15,2
8	140,0	22,4	15,4
<i>Média Aritmética</i>		23,7	15,2
<i>Desvio Padrão</i>		1,4	0,2
<i>Limite Superior</i>		24,8	15,4
<i>Limite Inferior</i>		22,5	15,0
<i>Coefficiente de Variação (%)</i>		5,9	1,3

A análise estatística da Tabela 5.6, utilizando-se a distribuição t de Student, possibilita determinar, a partir das médias aritméticas e dos desvios padrões, os limites superior e inferior dos conjuntos de pontos amostrais obtidos para as umidades ótimas e massas específicas secas máximas. Dessa forma, adotando-se um nível de significância igual a 95% para o cálculo dos intervalos de confiança dos parâmetros umidade ótima e massa específica seca máxima, é possível afirmar com uma percentagem de certeza igual à do nível de significância, que os

valores destes parâmetros os quais estão compreendidos nestes intervalos podem ser extrapolados para representar todo o trecho da via L3 Norte.

Os valores de teor de umidade ótimo e massa específica seca máxima determinados a partir de ensaios de compactação em laboratório foram ainda correlacionados aos seus respectivos valores obtidos a partir de ensaios no campo, os quais serão apresentados posteriormente no Capítulo 6 (Tabela 5.7).

Tabela 5.7 – Correlação entre parâmetros de compactação em campo e em laboratório

Ponto de Ensaio	Estaca (m)	Parâmetros de Campo		Parâmetros de Laboratório		Desvio do teor de umidade $\Delta w = w - w_{ot}$	Grau de Compactação
		Umidade de Campo (%)	Massa Específica Aparente Seca (γ_a) (kN/m^3)	Umidade Ótima (%)	Massa Específica Seca Máxima (γ_d) (kN/m^3)		
1	0,0	16,4	15,0	25,8	14,8	-9,4	101,4
2	20,0	17,5	16,7	24,8	15,0	-7,3	111,3
3	40,0	20,9	15,5	23,5	15,3	-2,6	101,3
4	60,0	23,0	17,4	22,0	15,6	1,0	111,5
5	80,0	22,9	24,0	22,2	15,3	0,7	156,9
6	100,0	23,4	16,7	23,8	15,2	-0,4	110,0
7	120,0	21,9	16,6	24,8	15,2	-2,9	102,5
8	140,0	20,9	14,9	22,4	15,4	-1,5	96,8
Média Aritmética		20,8	16,1	23,7	15,2	-2,8	111,5
Desvio Padrão		2,6	1,0	1,4	0,2	3,7	19,1

A Tabela 5.7 mostra que as médias obtidas para o parâmetro umidade ótima, a partir de ensaios de campo e de laboratório, são respectivamente iguais a 20,8% e 23,7%. Ainda, as médias determinadas para o parâmetro massa específica aparente seca, no campo e no laboratório, são respectivamente iguais a 16,1 kN/m^3 e 15,2 kN/m^3 . Partindo-se destas massas específicas de campo e laboratório, é possível avaliar o grau de compactação dos solos constituintes do subleito do pavimento, o qual é equivale ao quociente entre as massas específicas secas aparentes secas de campo e laboratório. Dessa forma, tendo-se que a média das massas específicas aparentes secas de campo apresentou-se superior à de laboratório, o grau de compactação obtido para o subleito foi superior a 100%. É importante destacar que o efeito de sobre-compactação, observado quando da presença de massas específicas aparentes secas em campo maiores que as de laboratório, nem sempre é desejado, uma vez que induz a possibilidade de colapso da estrutura dos solos, e pode ser associado à negligência no controle de compactação dos solos em campo.

5.2.3. Sucção

Sabendo-se que os solos dos países com clima tropical utilizados para fins de pavimentação apresentam-se, na maioria das vezes, em condições de umidade caracterizadas pela ausência de uma saturação total, optou-se por avaliar a influência do grau de saturação dos solos sobre suas características de deformabilidade.

As curvas características dos solos coletados nos oito pontos de ensaio foram determinadas utilizando-se a técnica do papel filtro. Dessa forma, estes solos foram submetidos à compactação em laboratório, o que viabilizou moldagem dos corpos-de-prova os quais foram separados em grupos para secagem e umedecimento. Por fim, ressalta-se que os índices de vazios dos corpos-de-prova foram obtidos partindo-se do método de ensaio da balança hidrostática.

As Figuras 5.12 a 5.19 apresentam as curvas características para cada um dos pontos de coleta de solos no subleito da via L3 Norte. Já na Figura 5.20 é possível observar conjuntamente todas as curvas características determinadas no trecho da via.

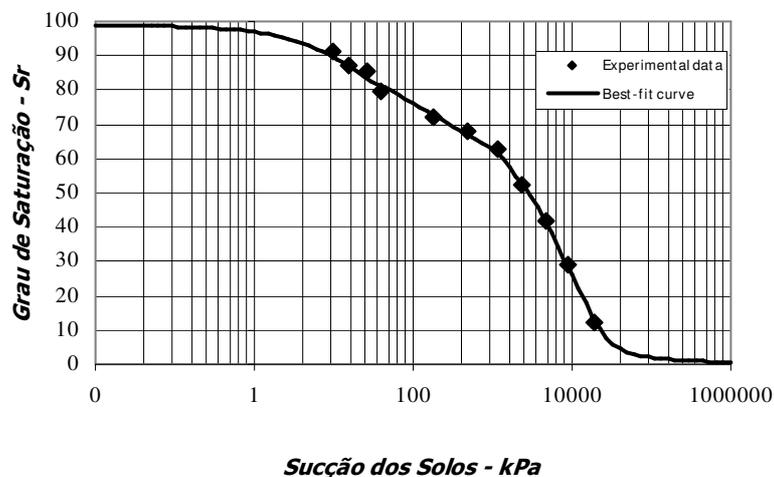


Figura 5.12 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 1 (Estaca 0,0m)

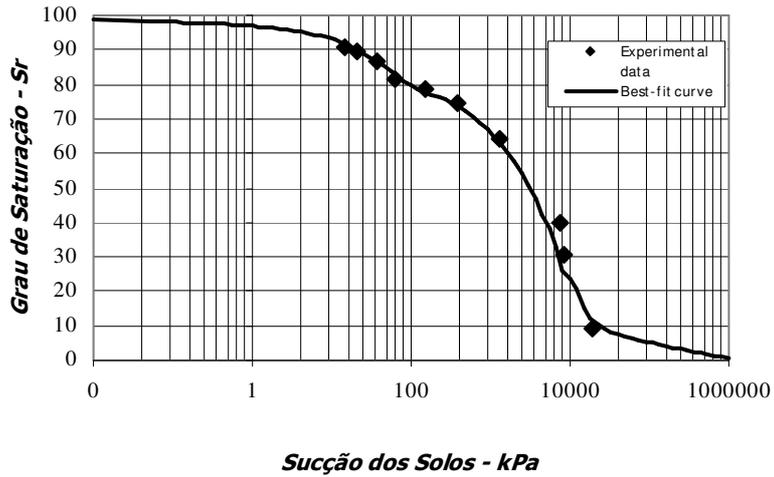


Figura 5.13 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 2 (20,0m)

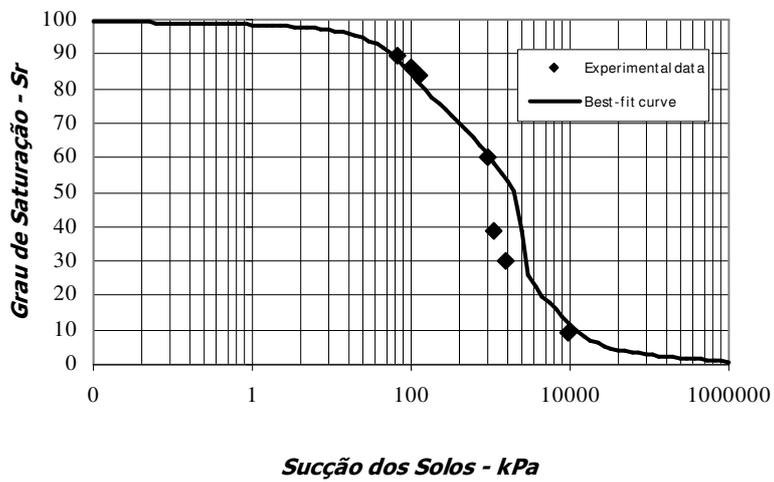


Figura 5.14 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 3 (40,0m)

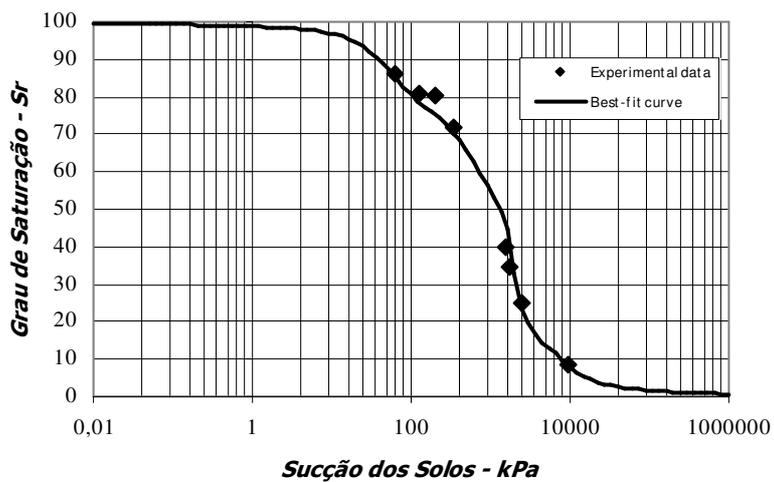


Figura 5.15 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 4 (60,0m)

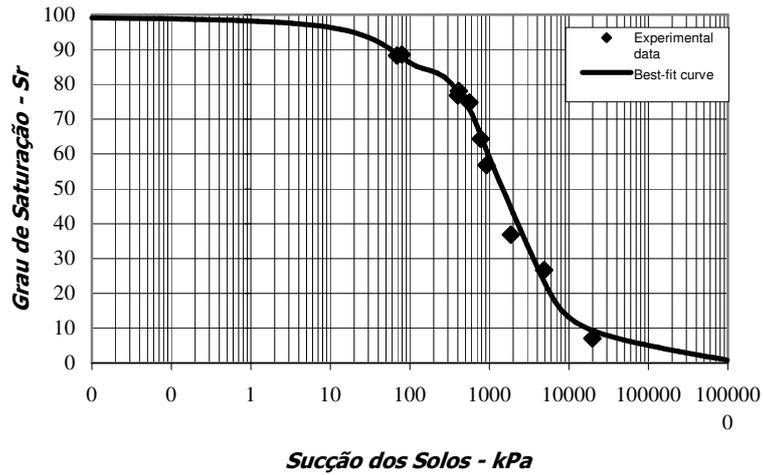


Figura 5.16 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 5 (80,0m)

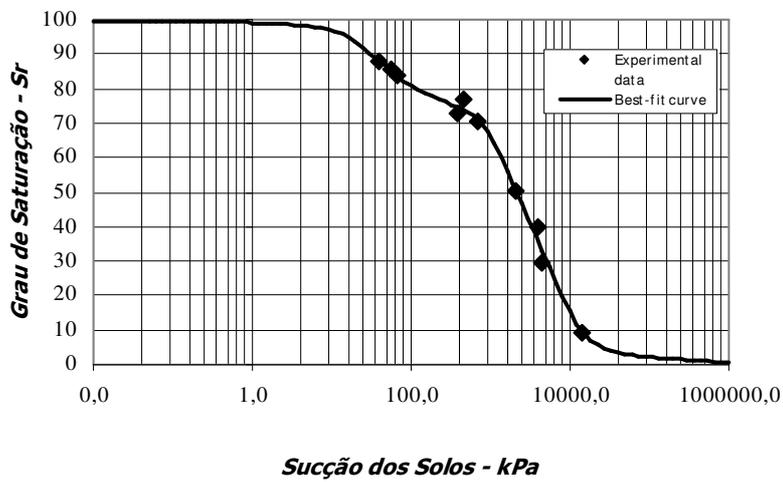


Figura 5.17 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 6 (100,0m)

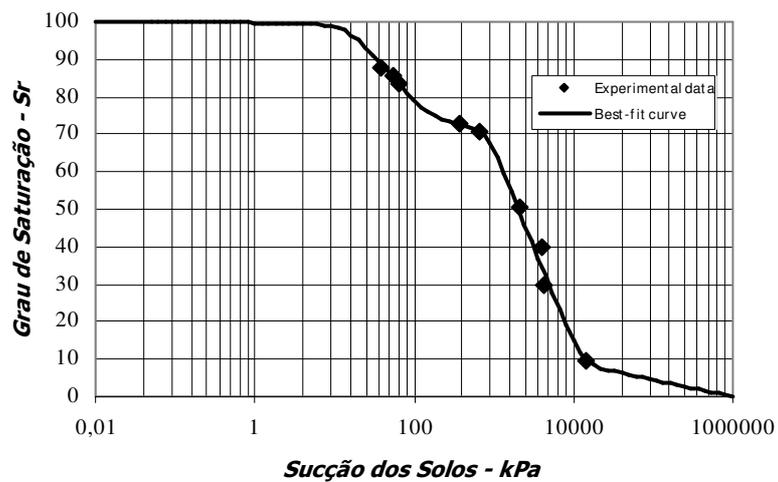


Figura 5.18 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 7 (120,0m)

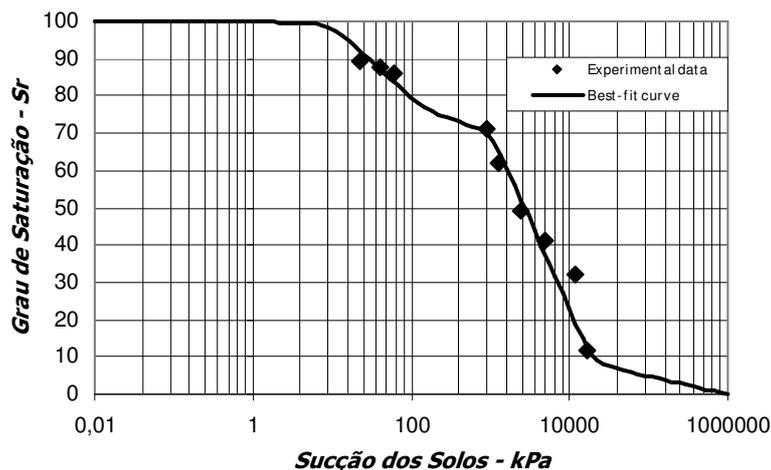


Figura 5.19 – Curva Característica dos solos coletados no Ponto de Ensaio 8 (140,0m)

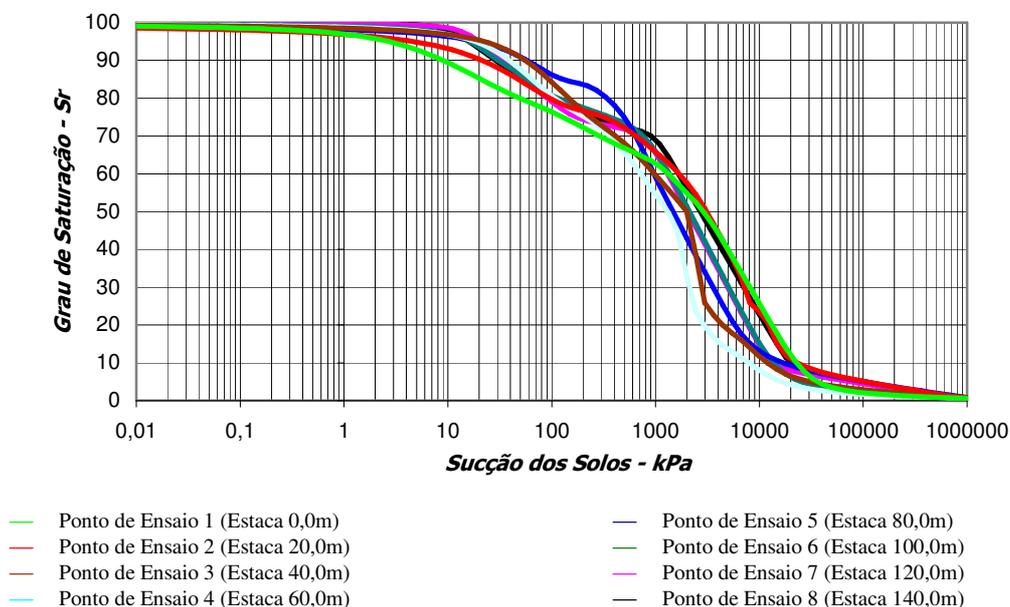


Figura 5.20 – Curvas Características dos solos coletados no trecho da via

Analisando-se, sob o aspecto de forma, as curvas características obtidas para solos dos 8 pontos de ensaio, pode-se afirmar que estas se mostram com características bastante semelhantes. Dessa forma, deve-se atentar à distribuição e ao tamanho dos vazios nestes solos sob condições compactadas, os quais respondem pelo contorno das curvas características. Camapum de Carvalho e Leroueil (2000) afirmam que em certos solos estruturados, como solos argilosos compactados no ramo seco e solos típicos de países com clima tropical, predomina a ocorrência de distribuição de poros não homogênea, frequentemente de formato bimodal. Estas curvas características bimodais diferenciam-se por apresentar dois pontos de entrada de ar e dois pontos residuais distintos, totalizando quatro segmentos ao longo da curva.

A observação das curvas características determinadas para os solos coletados no subleito da via L3 Norte possibilita verificar que não existe uma distinção notória dos segmentos que formam estas curvas características. Dessa maneira, é possível justificar o comportamento observado nestas curvas partindo-se do processo técnico associado à execução dos ensaios de sucção destes solos. Nestes ensaios, utilizaram-se amostras de solos deformadas, as quais foram posteriormente compactadas em laboratório sob condições de umidade ótima. Segundo os autores supracitados, à medida que se aumenta o teor de umidade e a energia de compactação dos solos, a distribuição dos poros tende a apresentar-se mais homogênea. Sendo assim, como as amostras de solo compactadas para o ensaio de sucção tiveram umidades ótimas, presume-se que a distribuição dos poros nestes solos tenda a ser menos heterogênea que a distribuição de poros verifica para condições de compactação no ramo seco.

A Tabela 5.8 permite verificar se as umidades ótimas determinadas a partir das curvas de compactação foram reproduzidas nos corpos-de-prova moldados para os ensaios de sucção.

Tabela 5.8 – Umidades Ótimas propostas para compactação dos solos e moldagem dos corpos-de-prova para o ensaio de sucção versus umidades ótimas determinadas a partir do ensaio de compactação

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Umidade calculada para os corpos-de-prova (%)</i>
1	0,0	25,8	25,7
2	20,0	24,8	24,6
3	40,0	23,5	23,6
4	60,0	22,0	21,8
5	80,0	22,2	22,0
6	100,0	23,8	23,6
7	120,0	24,8	24,7
8	140,0	22,4	22,8
<i>Média Aritmética</i>		23,7	23,6
<i>Desvio Padrão</i>		1,4	1,4
<i>Coefficiente de Variação (%)</i>		5,9	5,9

A avaliação da Tabela 5.8 permite inferir que os solos compactados para a moldagem dos corpos-de-prova dos ensaios de sucção apresentaram umidades ótimas extremamente próximas àquelas requeridas para garantir que as condições de campo estejam sendo reproduzidas.

Segundo Aubertin *et al.* (1998), citado por Gerscovich (2001), espera-se que o primeiro ponto de entrada de ar, relativo aos macroporos dos solos, varie entre 0,2kPa e 1,0kPa para as areias grossas, 1,0kPa e 3,5kPa para as areias médias, 3,5kPa e 7,5kPa para as areias finas, 7,0kPa e 25,0kPa para os siltes e acima de 25,0kPa para as argilas. A avaliação das curvas

características determinadas para os solos do subleito do pavimento estudado, tipicamente siltosos, confirma que o ponto de entrada de ar está compreendido entre os limites propostos na literatura (Figura 5.21).

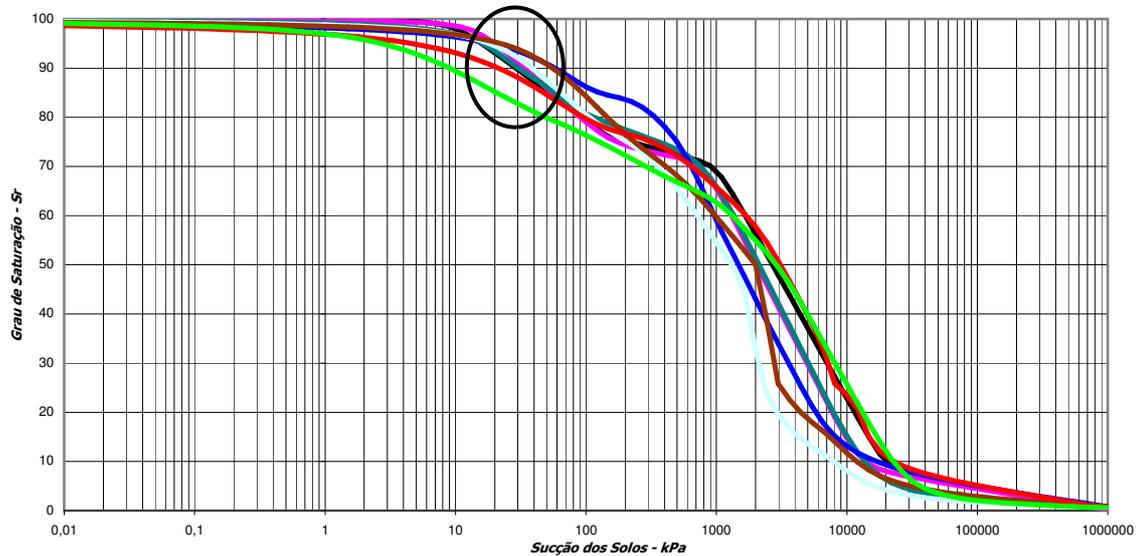


Figura 5.21 – Ponto de entrada de ar para os solos compactados do subleito do trecho da via estudado

Observando-se a Figura 5.21, ressalta-se que até o ponto de entrada de ar a variação do grau de saturação destes solos é pequena. Camapum e Pereira (2001) fundamentam este comportamento na capacidade de estruturação destes solos, típicos de países com clima tropical. Assim, diferentemente dos solos não estruturados, a influência da sucção no comportamento mecânico destes solos até que se atinja a pressão de entrada de ar é praticamente desprezível, já que a estrutura do solo é capaz de suportar o acréscimo de tensão capilar devido à variação do raio do menisco no contorno do volume dos solos.

Partindo-se da Equação 6.1, a qual relaciona os parâmetros massa específica dos solos (G_s), teor de umidade (w), grau de saturação (S_R) e índice de vazios (e), é possível determinar os parâmetros grau de saturação para os solos dos 8 pontos de ensaio delimitados no subleito da via L3 Norte. Ainda, utilizando-se os gráficos apresentados nas Figuras 5.11 a 5.18, os quais correlacionam o grau de saturação e a sucção dos solos, é possível obter valores aproximados para a sucção dos solos deste pavimento (Tabela 5.9). Posteriormente, no Capítulo 6, a sucção determinada para os solos do trecho da via L3 Norte será correlacionada ao parâmetro módulo de elasticidade, obtido a partir de ensaios com o equipamento GeoGauge sobre o subleito deste pavimento.

$$G_s \cdot w = S \cdot e \quad (6.1)$$

Tabela 5.9 – Graus de Saturação calculados para os solos e sucção lidas a partir dos gráficos de correlação

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Grau de Saturação (%)</i>	<i>Sucção (KPa)</i>
1	0,0	50,98	2500
2	20,0	55,81	2200
3	40,0	71,26	310
4	60,0	75,53	190
5	80,0	76,33	480
6	100,0	74,99	350
7	120,0	74,51	180
8	140,0	70,16	900
<i>Média Aritmética</i>		68,70	889
<i>Desvio Padrão</i>		9,76	933
<i>Coefficiente de Variação (%)</i>		14,2	104,9

5.2.4. Mini-CBR

Os ensaios de Mini-CBR possibilitaram a determinação da capacidade de suporte dos solos constituintes do subleito da via L3 Norte. Estes ensaios foram compostos essencialmente por três etapas principais. Na primeira destas etapas, procedeu-se à compactação de corpos-de-prova. As etapas dois e três, correspondentes ao ensaio de Mini-CBR, resultam respectivamente na imersão dos corpos-de-prova em tanque de embebição apropriado, onde permaneceram em repouso por pelo menos 20h, e no rompimento destes corpos-de-prova em uma prensa apropriada.

As Figuras 5.22 a 5.29 apresentam as curvas de compactação obtidas para cada uma das amostras de solos coletadas nos oito pontos de ensaio delimitados no trecho da via.

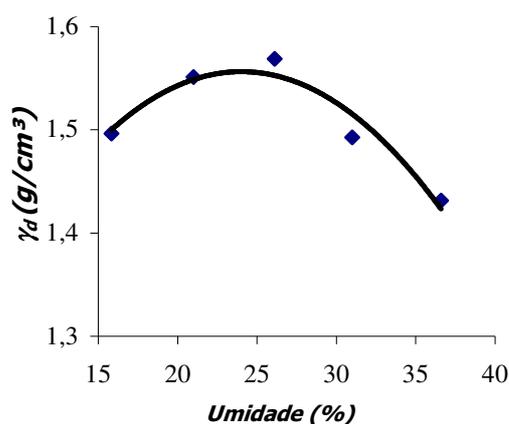


Figura 5.22 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 1

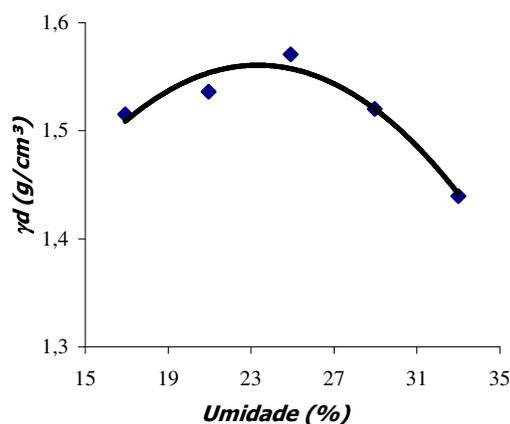


Figura 5.23 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 2

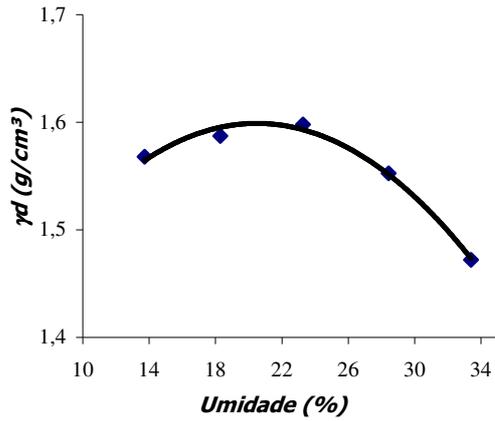


Figura 5.24 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 3

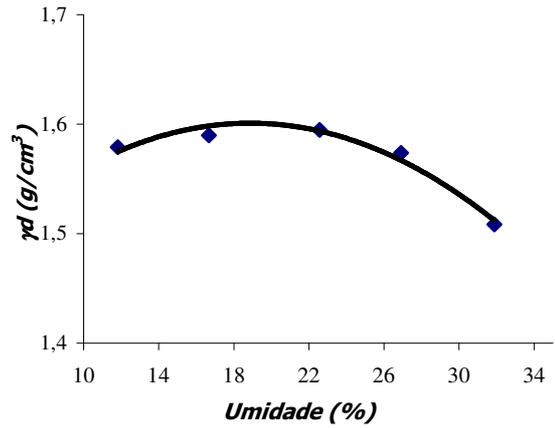


Figura 5.25 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 4

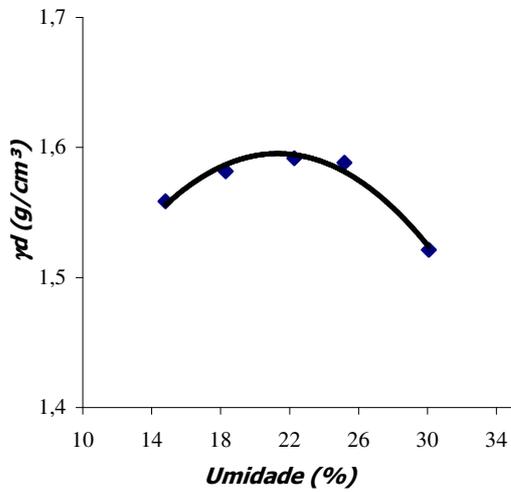


Figura 5.26 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 5

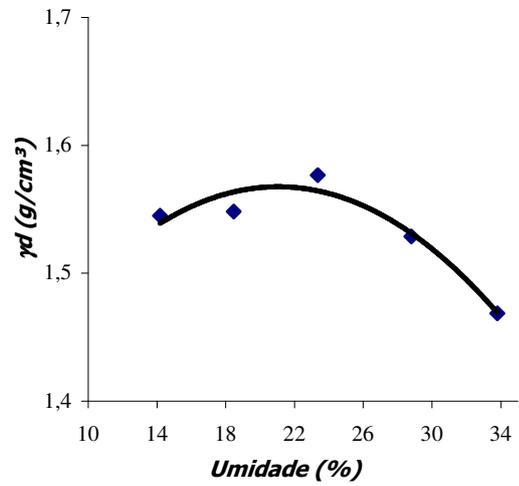


Figura 5.27 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 6

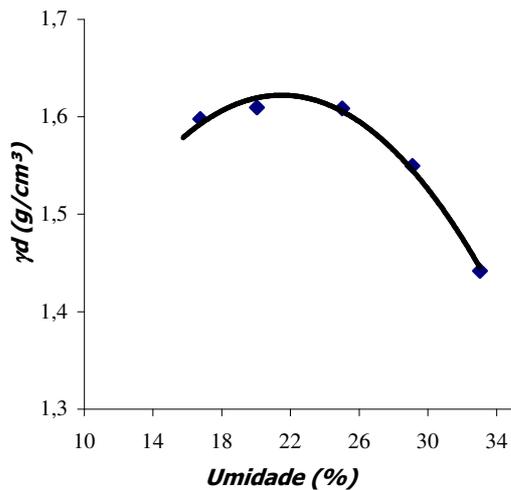


Figura 5.28 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 7

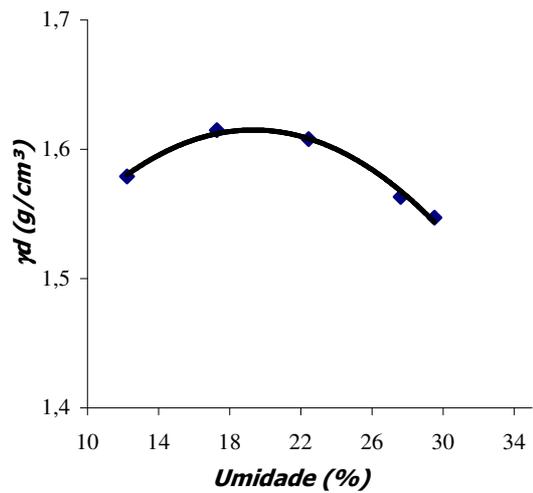


Figura 5.29 – Curva de Compactação Mini-MCV para o ponto 8

As curvas obtidas partindo-se da metodologia de compactação Mini-MCV, as quais relacionam os teores de umidade e as massas específicas aparentes secas dos solos, apresentam-se com coeficientes de determinação R^2 superiores a 0,92. Ainda, partindo-se destas curvas de compactação, foi possível determinar os parâmetros teor de umidade ótima e massa específica seca máxima para as amostras de solos coletadas nos 8 pontos de ensaio do trecho da via estudado (Tabela 5.10).

Tabela 5.10 – Umidades Ótimas e Massas Específicas Aparentes Secas determinadas a partir dos ensaios de compactação Mini-MCV

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Umidade Ótima (%)</i>	<i>Massa Específica Seca Máxima (γ_d)</i>
1	0,0	19,0	1,61
2	20,0	21,9	1,64
3	40,0	21,3	1,57
4	60,0	22,2	1,61
5	80,0	19,8	1,61
6	100,0	19,3	1,58
7	120,0	22,8	1,55
8	140,0	25,3	1,58
	<i>Média Aritmética</i>	21,4	1,59
	<i>Desvio Padrão</i>	2,1	0,03
	<i>Limite Superior</i>	23,2	1,62
	<i>Limite Inferior</i>	19,7	1,57
	<i>Coefficiente de Variação (%)</i>	9,8	1,9

Avaliando-se estatisticamente os resultados obtidos para os parâmetros umidade ótima e massa específica seca máxima, determinados por meio dos ensaios de compactação propostos pela metodologia Mini-MCV, foi possível definir os intervalos de confiança associados a estes parâmetros. Dessa forma, para um nível de significância igual a 95%, os resultados compreendidos entre os intervalos de confiança determinados para os parâmetros umidade ótima e massa específica seca máxima podem ser extrapolados para representar o trecho da via L3 Norte.

A Tabela 5.11 apresenta os resultados obtidos para a capacidade de suporte dos solos do subleito do trecho da via, a partir do rompimento dos corpos-de-prova anteriormente imersos em água.

Tabela 5.11 – Capacidade de suporte obtida para os corpos-de-prova representantes dos 8 pontos de ensaio

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Teor de Umidade (%)</i>	<i>Capacidade de Suporte Mini-CBR (%)</i>
1	0,0	27,51	6,19
		28,66	3,80
		31,72	2,38
		31,75	1,24
		34,84	0,41
2	20,0	28,07	5,24
		29,86	3,64
		30,27	1,28
		30,48	1,04
		32,92	0,62
3	40,0	30,14	1,03
		30,89	0,60
		31,00	0,58
		31,29	0,45
		32,21	0,32
4	60,0	30,28	0,94
		31,19	0,94
		31,43	0,77
		32,08	0,77
		32,21	0,38
5	80,0	30,94	1,35
		31,08	1,27
		31,57	1,19
		32,35	0,69
		33,09	0,68
6	100,0	27,58	4,26
		29,09	2,52
		29,20	2,29
		30,06	1,27
		32,47	0,77
7	120,0	30,93	1,58
		31,08	1,04
		32,00	0,92
		32,82	0,79
		33,09	0,60
8	140,0	28,47	2,09
		29,08	1,75
		29,39	1,24
		30,23	1,07
		32,70	1,58

É importante ressaltar que os resultados obtidos para a capacidade de suporte dos solos coletados no subleito da via L3 Norte são, em sua grande maioria, inferiores a 4%. Estes valores determinados a partir dos ensaios de Mini-CBR podem ser associados às peculiaridades do grupo de classificação destes solos, os quais apresentam sua capacidade de suporte caracterizada no gráfico da classificação MCT como baixa (menor que 4).

CAPÍTULO 6

Apresentação e Análise de Resultados de Campo

6.1. INTRODUÇÃO

No trecho da via L3 Norte proposto para estudo foram realizados ensaios de campo os quais permitiram determinar teores de umidade, massas específicas aparentes secas, rigidez, módulos de deformabilidade, resistências à penetração e módulos pressiométricos para os materiais constituintes das camadas deste pavimento. Dessa forma, neste capítulo são apresentados os resultados obtidos para estes ensaios de campo, o que viabilizou a avaliação das potencialidades da estrutura do pavimento da via L3 Norte.

6.2. ENSAIOS DE CAMPO

6.2.1. Teor de Umidade

A partir de amostras de solos coletadas em campo, acondicionadas em sacos hermeticamente fechados e levadas ao laboratório para secagem em estufa, foi possível determinar os teores de umidade dos solos do subleito do pavimento em estudo. É importante ressaltar que os solos, os quais tiveram os seus teores de umidade determinados, foram coletados em campo após os processos prévios de secagem e molhagem para a compactação do subleito do trecho da via L3 Norte.

A Tabela 6.1 apresenta os teores de umidade médios obtidos para cada um dos 8 pontos de ensaio delimitados no trecho da via. Ainda, estes resultados são mostrados graficamente na Figura 6.1.

Tabela 6.1 – Umidades Médias para os pontos de ensaio do subleito do pavimento da via L3 Norte sob estudo

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Umidades Médias de Campo (%)</i>
1	0,0	16,4
2	20,0	17,5
3	40,0	20,9
4	60,0	23,0
5	80,0	22,9
6	100,0	23,4
7	120,0	21,9
8	140,0	21,6
<i>Média Aritmética</i>		20,9
<i>Desvio Padrão</i>		2,6
<i>Limite Superior</i>		23,1
<i>Limite Inferior</i>		18,7
<i>Coefficiente de Variação (%)</i>		12,4

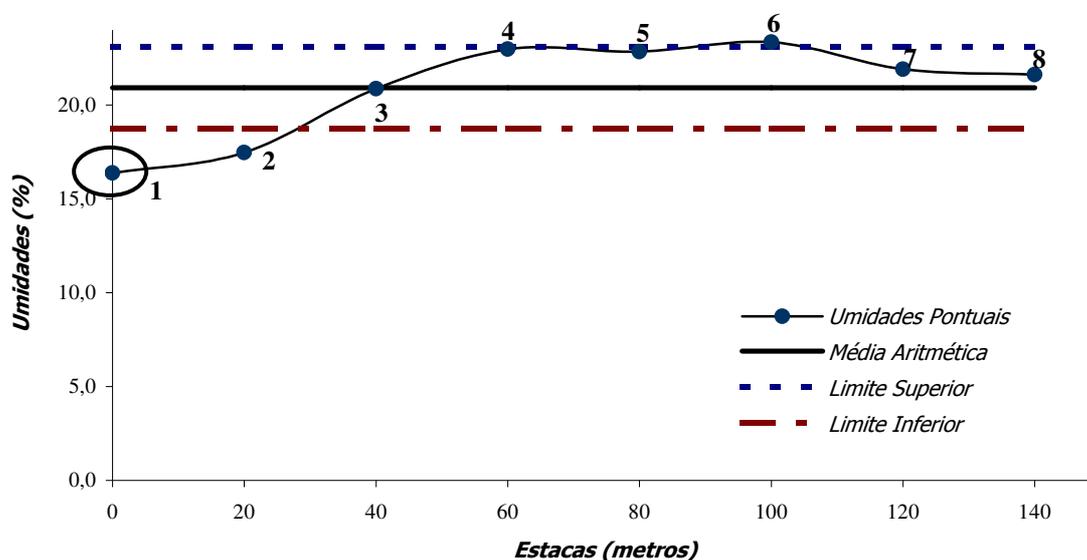


Figura 6.1 – Umidades médias dos solos do subleito do pavimento da via L3 Norte

Observando-se a Figura 6.1 é possível verificar que a amostra de solo coletada no ponto de ensaio demarcado pela estaca 1 (0,0m) apresenta-se o menor teor de umidade dentre as 8 amostras de solos ensaiadas. Sabe-se que o teor de umidade de um solo é definido como a razão entre o peso da água contida em determinado volume do solo e o peso das partículas sólidas presentes neste mesmo volume do solo. Dessa maneira, como o subleito é formado por solos com características semelhantes, o menor teor de umidade observado nos solos do ponto de ensaio 1 (0,0m) é função da quantidade de água presente nestes solos e pode estar associado à falta de um controle adequado do processo de molhagem para a compactação do subleito do pavimento nesta região.

Avaliando-se estatisticamente os teores de umidade obtidos para os solos coletados nos 8 pontos de ensaio do trecho da via L3 Norte é possível determinar, a partir da média aritmética

calculada para estes parâmetros, um intervalo de confiança que apresente umidades médias as quais podem ser extrapoladas para representar todo o trecho da via. Dessa forma, optou-se pela utilização da distribuição *t* de *Student*, a qual é indicada para amostras inferiores a 30 elementos. Ainda, conforme proposto por esta distribuição, adotou-se um nível de significância (α) igual a 5% para determinar o intervalo de confiança associado à média aritmética dos valores obtidos para as umidades do subleito.

Sabendo-se que o grau de liberdade da amostra representativa dos teores de umidade determinados para o subleito equivale ao seu número de componentes subtraído de 1 unidade, as formulações 5.1 e 5.2 permitem calcular as umidades que delimitam o intervalo de confiança deste parâmetro o qual pode ser extrapolado para representar todo trecho da via L3 Norte.

$$\text{Limite Superior} = \bar{X} + t \left(\frac{S(X)}{\sqrt{n}} \right) \quad (5.1)$$

$$\text{Limite Inferior} = \bar{X} - t \left(\frac{S(X)}{\sqrt{n}} \right) \quad (5.2)$$

onde:

\bar{X} = média aritmética;

t = valor crítico da distribuição de *Student* ($t = 2,365$ para $n = 8$)

$S(X)$ = desvio padrão;

n = número de elementos da amostra.

Apresenta-se na Figura 6.1 os valores limites calculados a partir dos parâmetros média aritmética e desvio padrão dos teores de umidade obtidos para os pontos de ensaio delimitados no subleito do trecho da via L3 Norte. Esta figura mostra que para o nível de confiança adotado quando da avaliação estatística das umidades de campo, é possível verificar que as umidades determinadas para os pontos de ensaio 1 (0,0m) e 2 (20,0m) não estão situadas dentro do intervalo de umidades obtido considerando-se a distribuição *t* de *Student*. Assim, pode-se inferir, com 95% de certeza, que as umidades dos solos coletados nestes

pontos não podem ser extrapoladas para representar a umidade média do trecho sob estudo. Ainda, é possível afirmar com esta mesma percentagem de certeza que a umidade média para o trecho em estudo está compreendida entre 18,7% e 23,1%.

Propôs-se, por fim, comparar as umidades obtidas para os solos do subleito em campo com as umidades ótimas determinadas a partir de ensaios de compactação em laboratório (Figura 6.2).

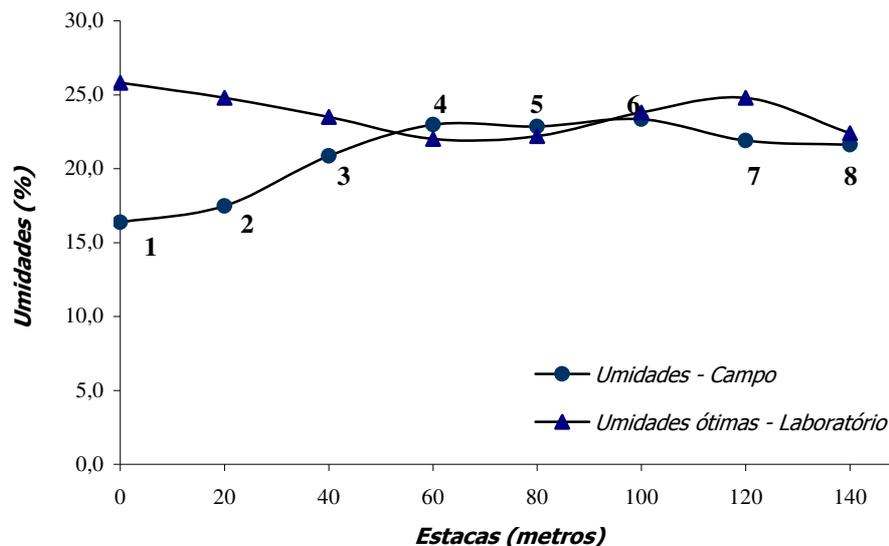


Figura 6.2 – Umidades de campo obtidas para os 8 pontos de ensaio versus umidades ótimas determinadas a partir de ensaios de compactação

A análise comparativa entre as umidades obtidas para o subleito do pavimento em estudo e as umidades ótimas dos solos do subleito determinadas por meio de ensaios de compactação em laboratório reforça a possibilidade, anteriormente apresentada, da ausência de um planejamento eficaz do processo de umedecimento dos solos constituintes das camadas do pavimento, o qual antecede a compactação destas camadas. Dessa forma, a Figura 6.2 permite verificar que as umidades determinadas a partir dos ensaios de compactação em laboratório são, em sua maioria, superiores às umidades obtidas a partir de ensaios de campo.

6.2.2. Massa Específica Aparente Seca

Os ensaios de frasco de areia realizados no subleito do pavimento da via L3 Norte propiciaram a determinação das massas específicas aparentes úmidas para os solos dos 8 pontos de ensaio no qual o trecho da via foi dividido. Ainda, a partir destas massas específicas úmidas e utilizando-se das umidades dos solos determinadas em campo, foi possível calcular

as massas específicas aparentes secas para os solos compactados do subleito do trecho da via (Tabela 6.2). Os resultados obtidos são mostrados graficamente na Figura 6.3.

Tabela 6.2 – Massas Específicas Aparentes Secas para os oito pontos de ensaio do subleito do pavimento da via L3 Norte sob estudo

<i>Ponto de Ensaio</i>	<i>Estaca (m)</i>	<i>Massa Específica Aparente Úmida (g/cm³)</i>	<i>Umidades de Campo (%)</i>	<i>Massa Específica Aparente Seca - γ_d (g/cm³)</i>
1	0,0	1,75	16,4	1,50
2	20,0	1,96	17,5	1,67
3	40,0	1,87	20,9	1,55
4	60,0	2,15	23,0	1,74
5	80,0	2,94	22,9	2,40
6	100,0	2,06	23,4	1,67
7	120,0	2,03	21,9	1,66
8	140,0	1,82	21,6	1,49
<i>Média Aritmética</i>				1,71
<i>Desvio Padrão</i>				0,29
<i>Limite Superior</i>				1,95
<i>Limite Inferior</i>				1,47
<i>Coefficiente de Variação (%)</i>				16,9

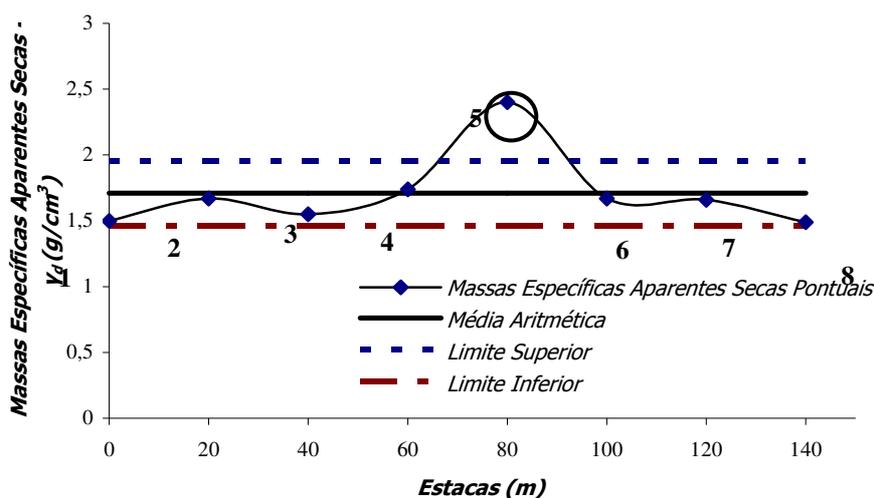


Figura 6.3 – Massas Específicas Aparentes Secas ($\gamma_{d,s}$) para os solos compactados do subleito da via L3 Norte

A Figura 6.3 mostra que o ponto delimitado pela estaca 5 (80,0m) apresenta-se com a maior massa específica seca dentre os 8 pontos de ensaio. Ainda, este ponto de ensaio apresenta-se com a maior diferença em módulo em relação à média aritmética das massas específicas secas máximas obtidas a partir de ensaios de frasco de areia no subleito da via L3 Norte. A diferença verificada entre a massa específica deste ponto de ensaio e a dos demais pode estar associada ao precário controle do processo de compactação das camadas do pavimento em campo. Sabe-se que a energia de compactação de campo é definida pelo número de passadas do equipamento compactador sobre a camada do pavimento, e que para um mesmo teor de

umidade quanto maior a energia de compactação maior a densificação da camada. Dessa forma, é possível prever que os solos do subleito delimitados pela estaca 5 (80,0m) foram submetidos a uma maior energia quando da compactação desta camada, como consequência de uma maior quantidade de passadas do equipamento compactador sobre a camada do pavimento.

Conforme apresentado para o parâmetro umidades de campo, propôs-se uma avaliação estatística das massas específicas secas máximas obtidas para os solos do subleito. Utilizando-se a distribuição *t* de *Student* foi possível determinar os limites máximo e mínimo do intervalo o qual contêm os valores médios de densidades secas que podem ser extrapolados para todo o trecho da via L3 Norte escolhido para estudo (Figura 6.3). É importante afirmar que o nível de significância adotado para o cálculo estatístico por meio da referida distribuição foi mantido constante e igual a 5% para todos os índices de campo e laboratório analisados.

A observação da Figura 6.3 possibilita verificar que dentre os 8 pontos de ensaio, somente o ponto de ensaio 5 (80,0m) apresenta os solos com uma massa específica aparente seca situada fora do intervalo obtido estatisticamente para este parâmetro por meio da distribuição *t* de *Student*. Dessa maneira, para o nível de significância considerado, é possível afirmar que a massa específica aparente seca deste ponto de ensaio não representa o valor deste parâmetro que pode ser extrapolado para o conjunto de pontos de ensaios que formam o trecho da via L3 Norte.

Propôs-se ainda comparar as massas específicas aparentes secas obtidas em campo por meio de ensaios de frasco de areia com as massas específicas secas máximas determinadas a partir de ensaios laboratoriais de compactação em amostras deformadas dos solos do subleito (Figura 6.4).

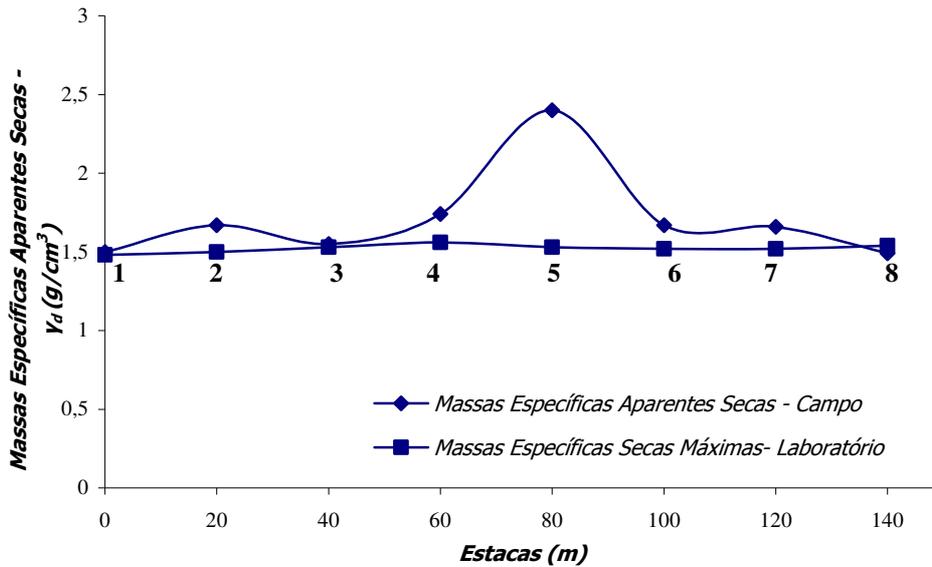


Figura 6.4 – Comparação entre as massas específicas aparentes secas (γ_d 's) obtidas a partir de ensaios de campo e ensaios de compactação em laboratório

A Figura 6.4 mostra que as massas específicas aparentes secas dos solos do subleito determinadas por meio de ensaios de frasco de areia são superiores às massas específicas secas máximas obtidas nas curvas delineadas a partir de ensaios de compactação em laboratório. Pode-se associar a ocorrência de maiores densidades secas em campo, quando comparadas às determinadas por meio dos ensaios em laboratório, à provável falta de um planejamento adequado do processo de compactação das camadas constituintes do pavimento, o que resulta em uma maior densificação das camadas como meio de se evitar problemas associados à compactação destas. Como conseqüências diretas desta precariedade no controle da compactação das camadas do pavimento têm-se uma maior demanda de tempo e equipamentos assim como o aumento dos custos associados à obra de pavimentação.

6.2.3. Viga Benkelman

Os ensaios de Viga Benkelman propiciaram a reprodução das linhas de influência longitudinal das bacias de deflexões para todas as camadas da estrutura do pavimento do trecho da via L3 Norte proposto para estudo. Ainda, para cada camada do pavimento, estes ensaios foram realizados em todas as 8 subdivisões locadas no trecho da via, o que permitiu avaliar a variabilidade das deflexões ao longo do trecho.

As Figuras 6.5 a 6.8 mostram as bacias de deflexões obtidas para os pontos delimitados para ensaios com a viga Benkelman sobre as camadas de subleito, sub-base, base e revestimento as quais compõem a estrutura do pavimento da via L3 Norte. No entanto, sabe-se que as

deflexões obtidas por meio do ensaio de viga Benkelman são influenciadas pela distância que separa o ponto de prova da viga e o carregamento, e ainda que para os pontos de leitura afastados do ponto de prova da viga as deflexões diminuem, até que o carregamento transmitido pelo caminhão padronizado pelo ensaio não exerça influência sobre a ponto de prova da viga. Dessa forma, é importante afirmar que se optou pela apresentação somente das deflexões obtidas nos 2 metros iniciais de ensaio com a viga Benkelman sobre as camadas do pavimento. Por fim, ressalta-se que, dentre os oito pontos especificados para execução de ensaios de viga sobre a camada de sub-base, não foi possível a realização de ensaios no ponto delimitado pela estaca 2 (20,0m), uma vez que esta subdivisão estava sendo utilizada como área para depósito de material associado à construção da camada de base deste pavimento.

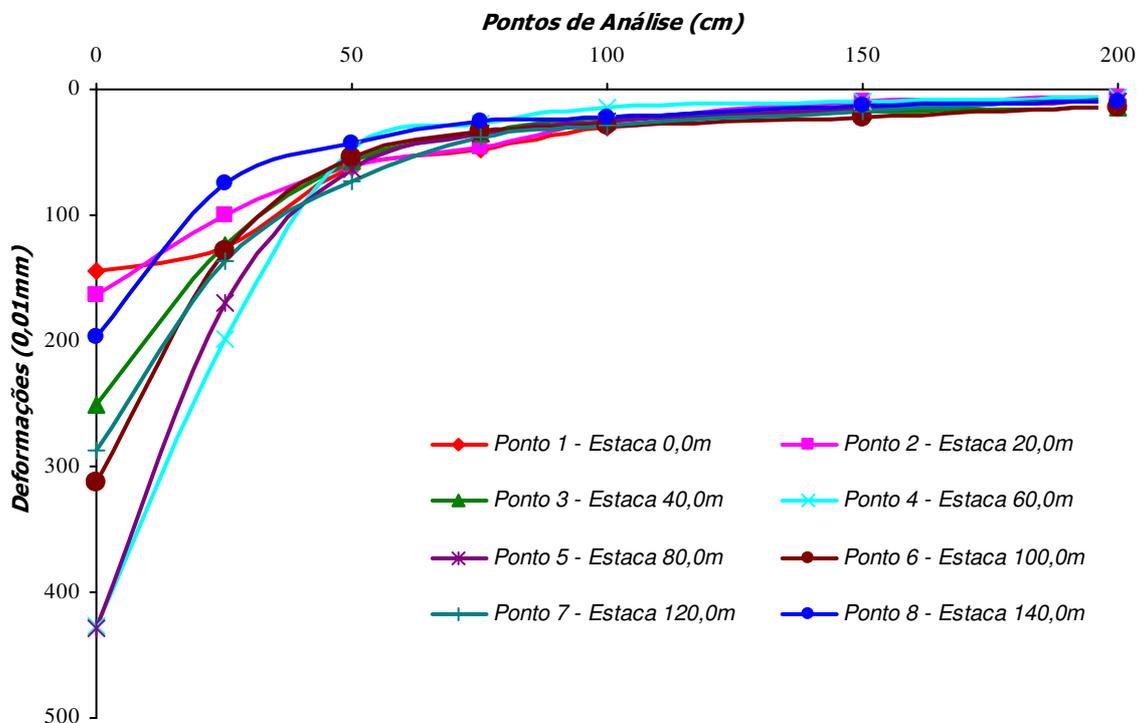


Figura 6.5 – Bacias de Deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 no subleito do trecho da via L3 Norte

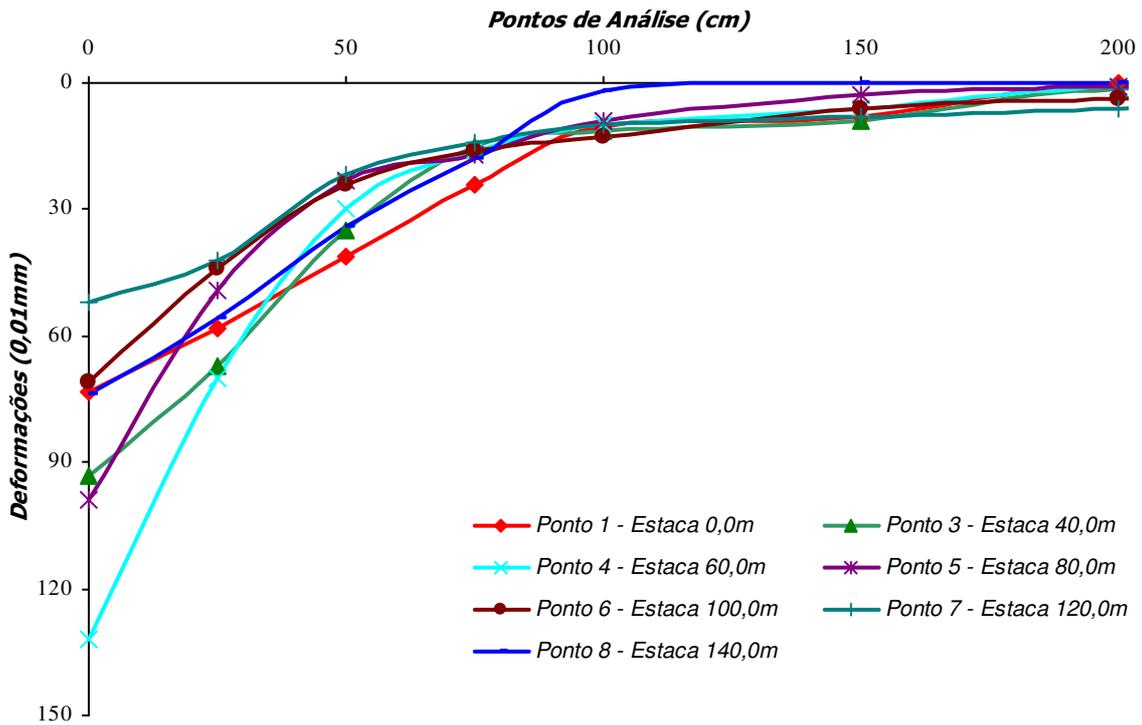


Figura 6.6 – Bacia de Deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 na camada de sub-base do trecho da via L3 Norte (exceção do ponto 2)

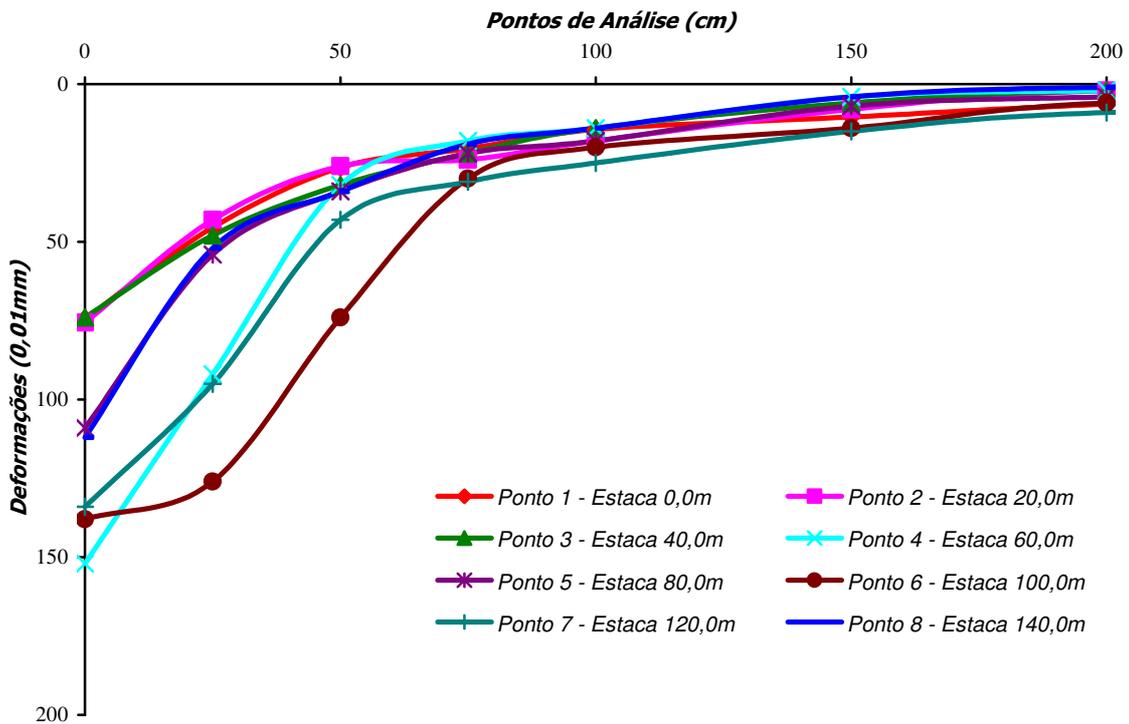


Figura 6.7 – Bacia de Deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 na camada de base do trecho da via L3 Norte

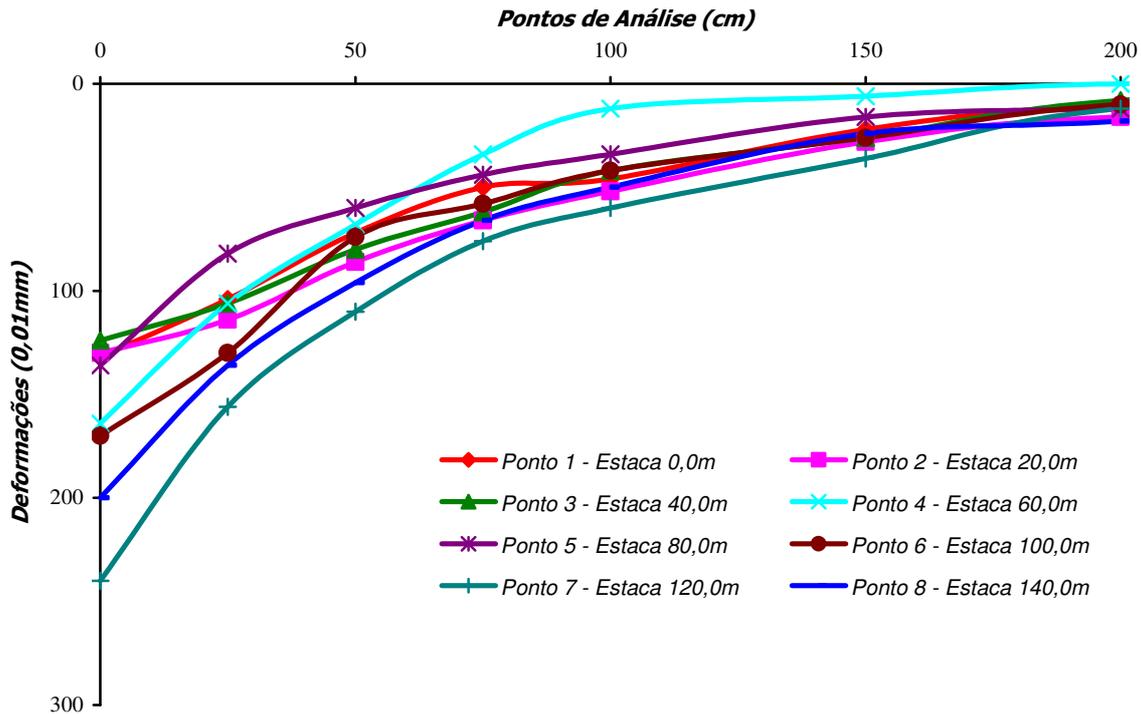


Figura 6.8 – Bacia de Deflexões obtidas para os pontos de ensaios 1 a 8 na camada de revestimento do trecho da via L3 Norte

A Tabela 6.3 apresenta os resultados obtidos para as deflexões máximas (D_0) e para os raios de curvatura R das bacias de deflexões a partir de ensaios com a viga Benkelman sobre as camadas constituintes da estrutura do pavimento da via L3 Norte sob estudo.

Tabela 6.3 – Deflexões máximas e raios de curvatura obtidos a partir de ensaios com a viga Benkelman

Ponto de Ensaio	Estaca (m)	Camada de Subleito		Camada de Sub-base		Camada de Base		Camada de Revestimento	
		D_0 (0,01mm)	R (m)	D_0 (0,01mm)	R (m)	D_0 (0,01mm)	R (m)	D_0 (0,01mm)	R (m)
1	0,0	144,0	173,6	73,4	202,9	74,4	107,8	132,0	111,6
2	20,0	164,0	48,8	-	-	75,6	95,9	130,0	195,3
3	40,0	251,0	24,6	93,2	120,2	74,0	120,2	124,0	173,6
4	60,0	427,0	13,7	132,0	50,4	152,0	52,1	164,0	53,9
5	80,0	428,0	12,1	99,0	62,5	109,0	56,8	136,0	57,9
6	100,0	312,0	17,0	71,0	115,7	138,0	260,4	170,0	78,1
7	120,0	288,0	20,6	52,0	312,5	134,0	80,1	240,0	37,2
8	140,0	197,0	25,6	74,0	173,6	112,0	52,1	200,0	48,8
Média Aritmética		276,4	42,0	85,0	148,3	108,6	103,2	162,0	94,6
Desvio Padrão		109,7	54,4	25,9	90,7	31,3	68,7	40,1	60,2
Limite Superior		368,1	87,5	109,0	232,2	134,8	160,6	195,5	145,0
Limite Inferior		184,7	-3,5	61,0	64,4	82,4	45,8	128,5	44,3
Coefficiente de Variação (%)		39,7	129,5	30,5	61,2	28,8	66,6	24,8	63,3

As deflexões máximas obtidas para as camadas que compõem a estrutura do pavimento da via L3 Norte são mostradas graficamente nas Figuras 6.9 a 6.12.

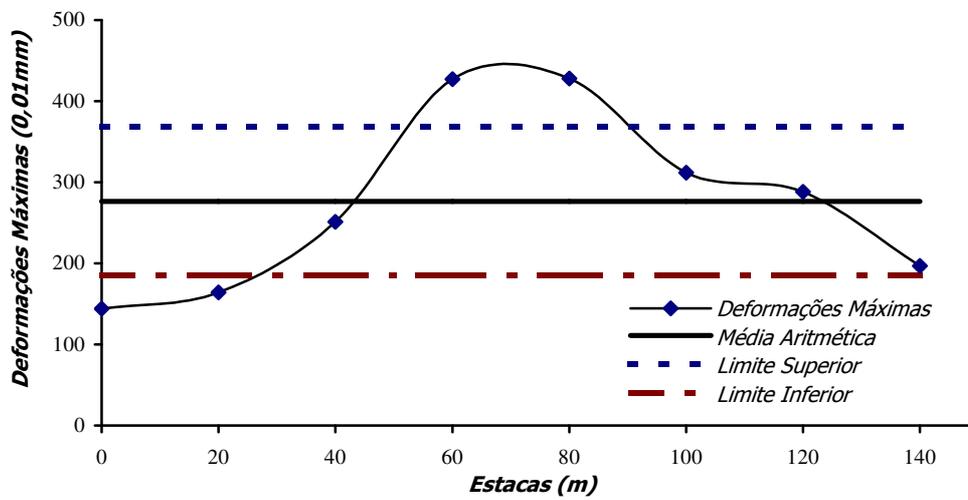


Figura 6.9 – Deflexões Máximas pontuais e média aritmética obtidas para o subleito

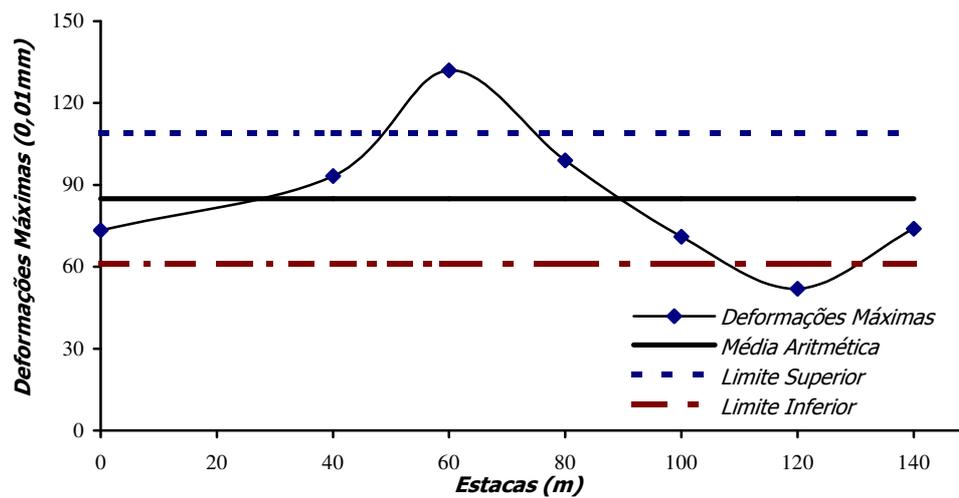


Figura 6.10 – Deflexões Máximas pontuais e média aritmética obtidas para a camada de sub-base (exceto estaca 20,0m)

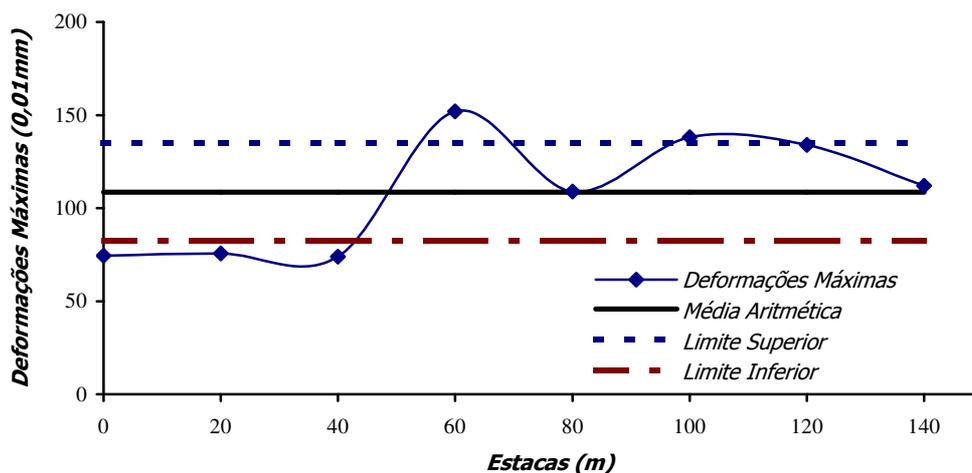


Figura 6.11 – Deflexões Máximas pontuais e média aritmética obtidas para a camada de base

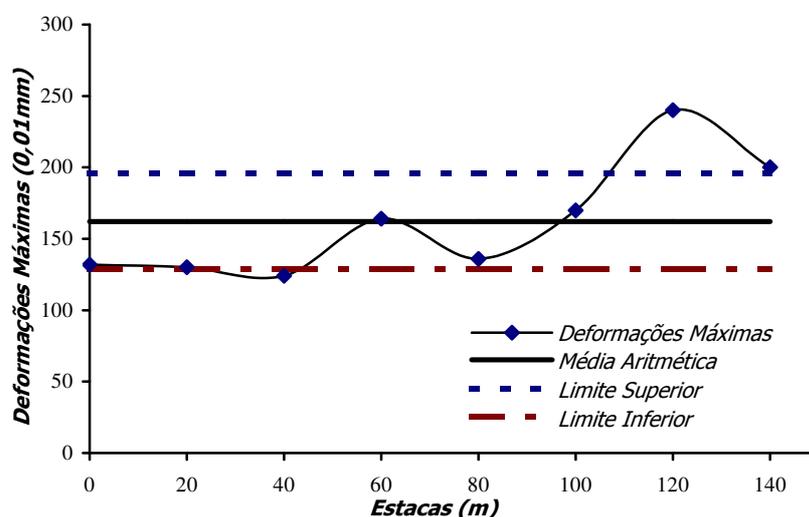


Figura 6.12 – Deflexões Máximas pontuais e média aritmética obtidas para a camada de revestimento

As Figuras 6.9 a 6.12 mostram as deflexões máximas obtidas a partir dos ensaios de viga Benkelman sobre os pontos de ensaio nas diferentes camadas que compõem a estrutura do pavimento da via L3 Norte. Utilizando-se como referência as médias aritméticas das deflexões máximas obtidas para cada camada do pavimento, observa-se que o subleito apresenta as maiores deflexões máximas ($276,4 \cdot 10^{-2} \text{ mm}$) entre as camadas. Isto era previsível uma vez que o subleito compõe-se por solos os quais normalmente apresentam módulos de deformabilidade mais baixos se comparados aos módulos dos materiais que compõem as demais camadas do pavimento.

Propondo-se uma análise comparativa entre as Figuras 6.1 e 6.9, é válido destacar que no subleito os pontos de ensaio com deflexões máximas superiores à deflexão média calculada

para a camada correspondem aos pontos de ensaio onde as umidades de campo são superiores à umidade média da camada. Além disso, especificamente para o ponto de ensaio 1 (0,0m), o qual apresenta a menor umidade de campo, a deflexão máxima determinada por meio do ensaio de viga Benkelman é a menor dentre as deflexões determinadas para o subleito.

Ainda, conforme apresentado nas Figuras 6.10 e 6.11, as deflexões máximas determinadas para a camada de base ($108,6 \cdot 10^{-2} \text{ mm}$) são maiores que as observadas para a camada de sub-base ($85,0 \cdot 10^{-2} \text{ mm}$) do pavimento. Geralmente espera-se que os materiais granulares que compõem as camadas de base apresentem maiores módulos de deformação quando comparados aos módulos dos solos que formam as camadas de sub-bases, mas isso não pôde ser observado quando da análise das deflexões máximas obtidas para estas camadas no pavimento da via L3 Norte. Dessa forma, o comportamento apresentado pelas camadas de sub-base e base quando ensaiadas com a viga Benkelman deve ser associado aos materiais que as constituem, os quais são diferentes e por isso naturalmente apresentam módulos diferentes. É importante destacar que um comportamento análogo ao obtido para os módulos das camadas de sub-base e base do pavimento da via L3 Norte foi apresentado no relatório elaborado pela equipe técnica do Centro de Formação de Recursos Humanos em Transportes (CEFTRU) da Universidade de Brasília, por solicitação da Infraero, o qual possibilitou a avaliação das causas possíveis associadas ao surgimento de trincas longitudinais em trechos do pavimento da nova pista do aeroporto de Brasília (Farias *et al.*, 2006).

Comparando-se as Figuras 6.10 a 6.12, é possível verificar que a média aritmética das deflexões máximas obtidas para a camada de revestimento ($162 \cdot 10^{-2} \text{ mm}$) mostra-se superior às médias das deflexões máximas determinadas para as camadas de sub-base e base do pavimento. A presença destas maiores deflexões máximas na camada de revestimento apresenta-se como um evento totalmente incoerente se comparado ao previsto para a estrutura de um pavimento. No entanto, é de extrema importância ressaltar um fato ocorrido na obra de duplicação da via L3 Norte exatamente em parte do trecho escolhido para análise, entre as etapas de ensaios com a Viga Benkelman nas camadas de base e revestimento deste pavimento. Trata-se da intervenção por parte do consórcio construtor da obra sobre a estrutura do pavimento, a qual foi refeita (Figura 6.13). A localização do trecho do pavimento re-executado está compreendida entre os limites impostos pelas estacas 3 (60,0m) e 6 (100,0m) que marcam os pontos de ensaio.



Figura 6.13 – Obras de Intervenção em parte do trecho do pavimento da via L3 Norte

A Figura 6.13 mostra que as obras de intervenção realizadas na estrutura do pavimento da via L3 Norte abrangeram desde a camada de sub-base até a camada de revestimento. Dessa forma, imagina-se que os processos de revolvimento e re-compactação do cascalho laterítico constituinte da camada de sub-base possibilitou a quebra dos grãos os quais asseguravam a presença de módulos superiores nesta camada resultou na perda de parte da sua capacidade em resistir aos esforços transmitidos pelos carregamentos impostos pelo tráfego. Sabendo-se que as obras de intervenção sobre o pavimento da via L3 Norte podem ter influenciado desfavoravelmente a camada de sub-base, não se deve descartar a possibilidade em associar as maiores deflexões apresentadas pela camada de revestimento aos efeitos produzidos pela intervenção no trecho da via L3 Norte sobre a camada de sub-base os quais certamente se refletirão sobre as camadas sobrejacentes.

Conforme proposto para as deflexões máximas, os raios de curvatura das bacias de deformação obtidas para as camadas do pavimento são apresentados nas Figuras 6.14 a 6.17.

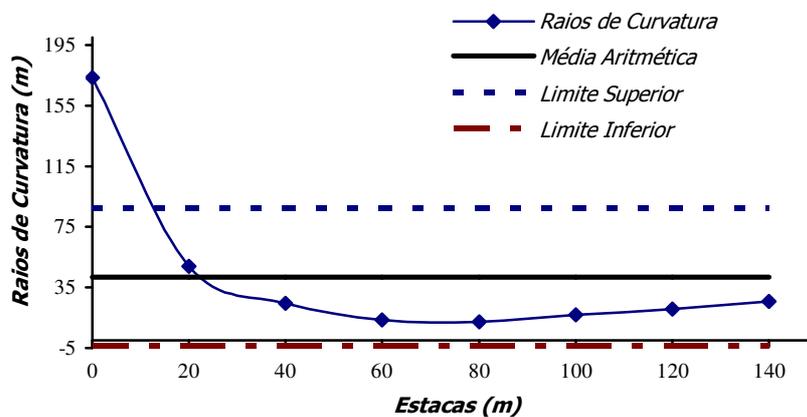


Figura 6.14 – Raios de Curvatura pontuais e média aritmética obtidos para o subleito

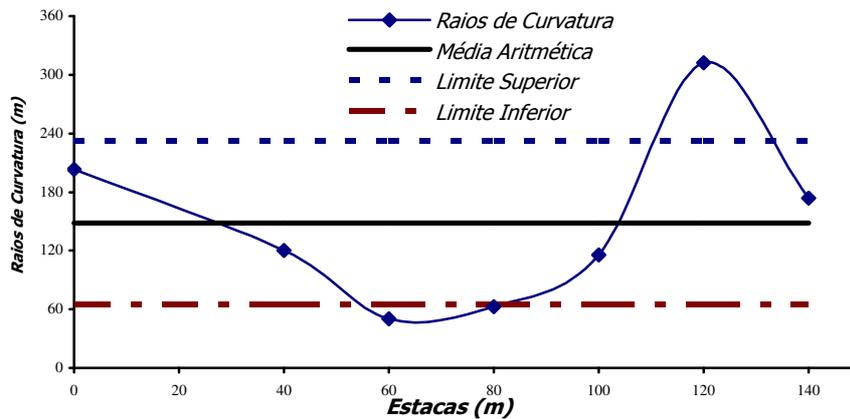


Figura 6.15 – Raios de Curvatura pontuais e média aritmética obtidos para a camada de sub-base (exceto estaca 20,0m)

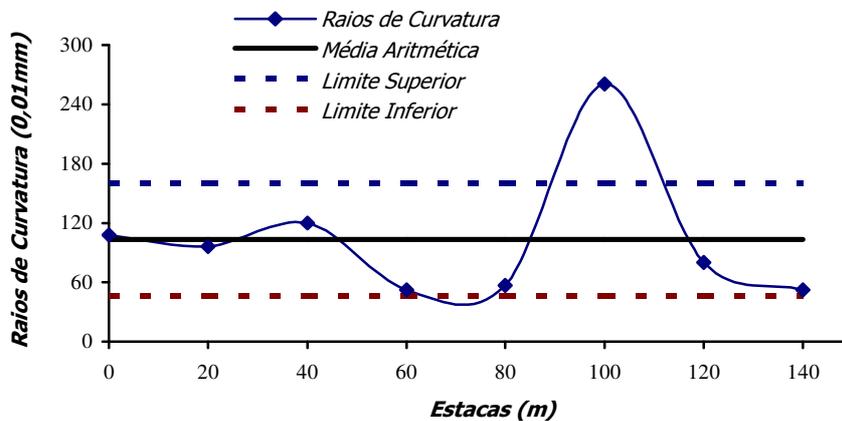


Figura 6.16 – Raios de Curvatura pontuais e média aritmética obtidos para a camada de base

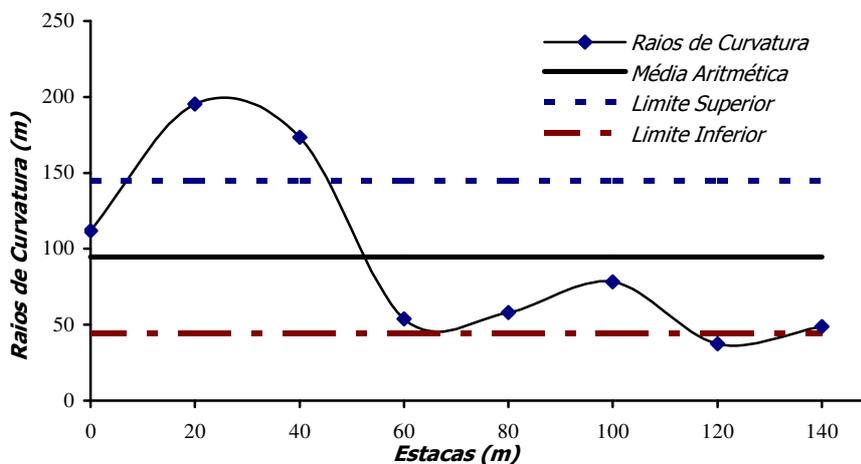


Figura 6.17 – Raios de Curvatura pontuais, média aritmética e intervalo de confiança para os raios de curvatura obtidos para a camada de revestimento

Inicialmente, analisando-se a Figura 6.14 é válido destacar que o alto valor determinado para o raio de curvatura na estaca 1 (0,0m) ressalta o efeito do baixo teor de umidade no enrijecimento do subleito neste ponto de ensaio.

A determinação dos raios de curvatura para as bacias de deflexões possibilita a avaliação do comportamento estrutural de um pavimento. A literatura pertinente ao assunto especifica que para pavimentos os quais as bacias de deflexões da camada de revestimento apresentem raios de curvatura inferiores a 100,0m, é possível inferir a presença de problemas associados à sua estrutura. Dessa forma, é importante atentar-se ao fato de que os raios de curvatura apresentados nas Figuras 6.14 a 6.16 foram calculados a partir das bacias de deflexões obtidas para as camadas de subleito, sub-base e base do pavimento, o que inviabiliza a possibilidade de avaliar as implicações relativas às dimensões físicas destes raios de curvatura sobre o comportamento estrutural do pavimento.

A Figura 6.17 mostra os raios de curvatura das bacias de deformação obtidas a partir de ensaios de viga Benkelman sobre a camada de revestimento do trecho da via L3 Norte. Partindo-se dos raios de curvatura determinados para os 8 pontos de ensaio, é possível verificar que 3 pontos de ensaio têm módulos superiores a 100,0m. No entanto, a média aritmética destes 8 raios de curvatura apresenta-se inferior a 100,0m. Dessa forma, propôs-se uma análise estatística dos raios de curvatura obtidos para a camada de revestimento, o que permitiu delimitar um intervalo para este parâmetro e conseqüentemente prever a sua influência sobre o comportamento estrutural do pavimento da via L3 Norte.

Para a determinação do intervalo de confiança para os raios de curvatura obtidos para a camada de revestimento, optou-se pela utilização da distribuição *t* de *Student*. Ainda, estabeleceu-se um nível de significância para este intervalo igual a 5%. A Figura 6.17 apresenta, além dos raios de curvatura pontuais, os limites superior e inferior para o intervalo de confiança calculado para estes raios de curvatura.

Observando-se a Figura 6.17, é possível verificar que o intervalo de confiança calculado partindo-se dos raios de curvatura obtidos para a camada de revestimento do pavimento está compreendido entre 44m e 145m, o que permite ressaltar que os raios de curvatura formadores deste intervalo de confiança podem ultrapassar o limite de 100m proposto na literatura para avaliação estrutural do pavimento. Dessa maneira, adotando-se a avaliação estatística dos raios de curvatura e a literatura que rege sobre a influência dos raios de

curvatura das bacias de deflexão sobre o comportamento estrutural de um pavimento, é possível considerar que se o raio de curvatura calculado para a camada de revestimento da via L3 Norte ultrapassar o limite de 100m, este pavimento terá grandes chances de apresentar danos de ordem estrutural.

6.2.4. GeoGauge

Ensaio não destrutivo com o equipamento GeoGauge possibilitaram a determinação dos módulos elásticos para as camadas de subleito, sub-base e base que compõem a estrutura do pavimento do trecho da via L3 Norte escolhido para avaliação. Este equipamento trabalha impondo pequenos deslocamentos às camadas do pavimento e efetuando medidas de força a diferentes frequências, o que permite a obtenção da rigidez para estas camadas. Tendo-se este parâmetro e adotando-se um valor para o coeficiente de Poisson, é possível calcular os módulos de elasticidade dos materiais que constituem as camadas do pavimento.

A seguir serão apresentados os valores dos módulos de elasticidade obtidos a partir de ensaios com o equipamento GeoGauge sobre as camadas de subleito, sub-base e base do pavimento estudado. Vale ressaltar que o módulo resiliente do material constituinte da camada do revestimento (CBUQ) não pôde ser determinado a partir de ensaio com o equipamento GeoGauge, uma vez que este equipamento limita-se a determinação de módulos compreendidos até aproximadamente 600MPa.

A Tabela 6.4 apresenta os coeficientes de rigidez e os módulos de elasticidade obtidos para os pontos de ensaio delimitados nas camadas de subleito, sub-base e base do pavimento da via L3 Norte. Ressalta-se que os módulos de elasticidade obtidos a partir dos ensaios com o GeoGauge foram calculados adotando-se coeficientes de Poisson iguais a 0,45 para o subleito e 0,35 para as camadas de sub-base e base. Ainda, é importante afirmar que especificamente para o subleito, além dos ensaios com o equipamento GeoGauge nos pontos demarcados pelas estacas 1 a 8, foram realizados ensaios adicionais nos terços médios compreendidos entre as estacas. Por fim, especifica-se que, assim como para a viga Benkelman, não foi possível a realização de ensaios com o GeoGauge no ponto delimitado pela estaca 2 (20,0m), já que esta subdivisão estava sendo utilizada como área para depósito de material associado à construção da camada de base deste pavimento.

Tabela 6.4 – Módulos de Young determinados a partir do ensaio de GeoGauge no subleito

Ponto de Ensaio	Estaca (m)	Subleito		Camada de Sub-base		Camada de Base	
		Rigidez (MN/m)	Módulo de Young (Mpa)	Rigidez (MN/m)	Módulo de Young (Mpa)	Rigidez (MN/m)	Módulo de Young (Mpa)
1	0	23,3	184,1	43,0	373,1	24,2	209,6
1-2	10,0	26,0	205,2	-	-	-	-
2	20,0	25,4	200,3	-	-	17,5	151,6
2-3	30,0	23,9	188,1	-	-	-	-
3	40,0	23,3	184,0	40,5	351,0	17,5	151,7
3-4	50,0	23,7	187,2	-	-	-	-
4	60,0	21,6	170,2	29,1	252,2	14,7	127,6
4-5	70,0	18,7	147,2	-	-	-	-
5	80,0	21,1	166,4	33,1	286,7	18,5	160,6
5-6	90,0	19,3	152,3	-	-	-	-
6	100,0	16,3	128,3	35,4	307,5	10,7	93,2
6-7	110,0	20,1	158,8	-	-	-	-
7	120,0	24,6	193,7	34,1	295,5	19,0	164,8
7-8	130,0	20,0	157,3	-	-	-	-
8	140,0	23,2	182,7	56,1	486,9	16,4	142,0
Média Aritmética		22,1	174,3	38,7	336,1	17,3	150,1
Desvio Padrão		2,7	21,1	9,0	77,7	3,8	33,1
Limite Superior		23,7	187,2	46,7	405,6	20,5	177,8
Limite Inferior		20,5	161,4	30,7	266,6	14,1	122,4
Coefficiente de Variação (%)		12,2	12,1	23,2	22,9	22,0	22,0

Os resultados obtidos para os módulos de elasticidade, partindo-se dos ensaios com o equipamento GeoGauge, são apresentados graficamente nas Figuras 6.18 a 6.20.

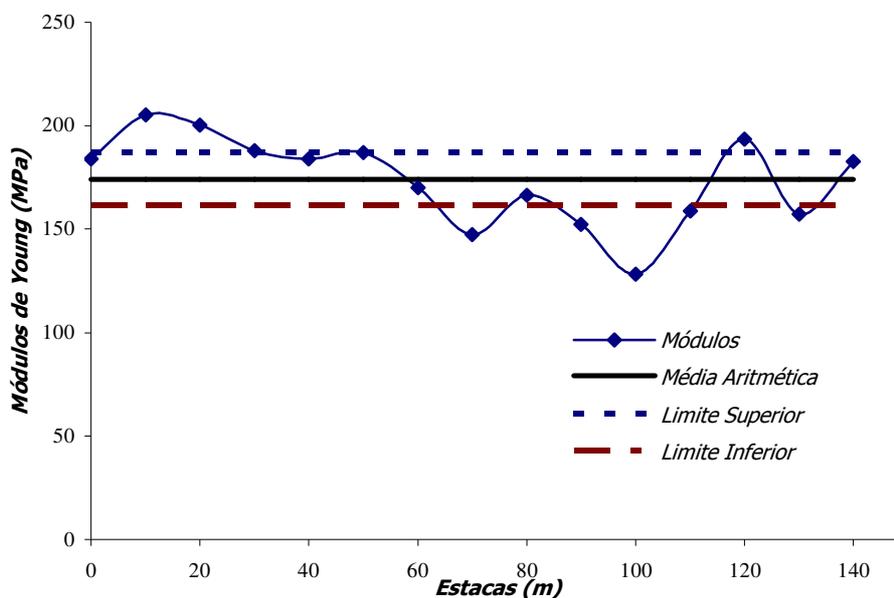


Figura 6.18 – Módulos de elasticidade pontuais e intervalo de confiança obtidos por meio do ensaio de GeoGauge no subleito

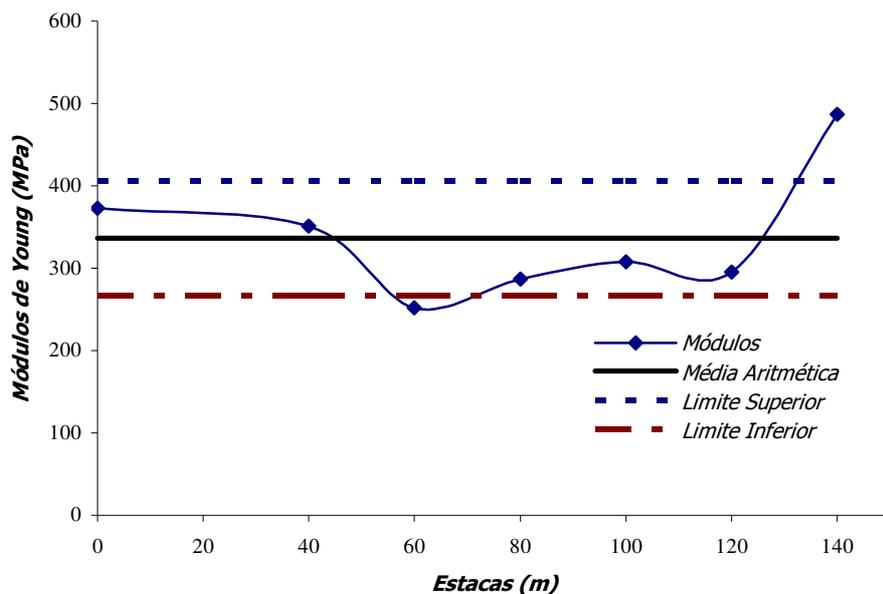


Figura 6.19 – Módulos de elasticidade pontuais e intervalo de confiança obtidos por meio do ensaio de GeoGauge na camada de sub-base

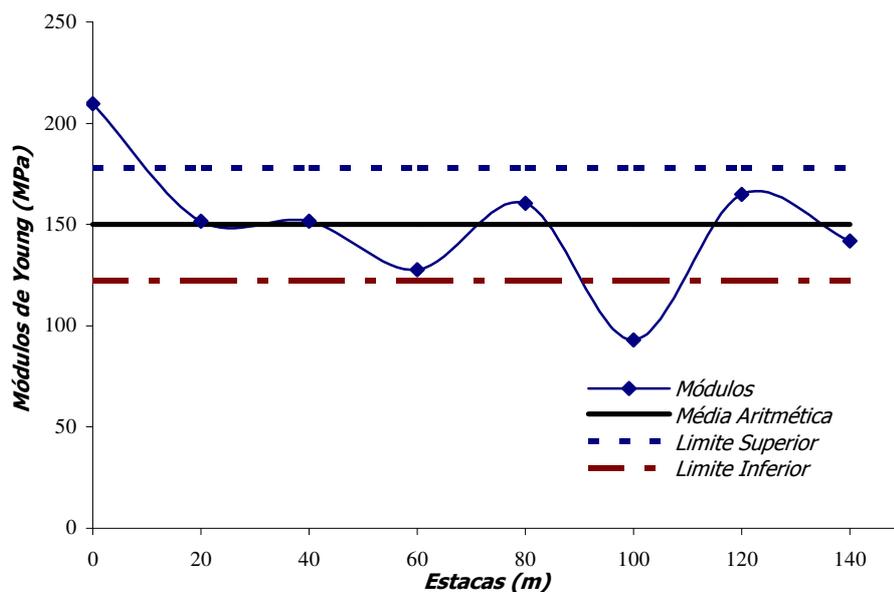


Figura 6.20 – Módulos de elasticidade pontuais e intervalo de confiança obtidos por meio do ensaio de GeoGauge na camada de base

Observando-se as Figuras 6.18 a 6.20 é possível verificar que os módulos obtidos para a camada de sub-base do pavimento da via L3 Norte são superiores aos determinados para o subleito. Esta configuração de rigidez entre camadas consecutivas de um pavimento é desejável. Ainda, estes módulos apresentam-se coerentes com os módulos usualmente determinados a partir de retroanálise encontrados na literatura.

Comparando-se os valores de módulos de elasticidade obtidos a partir de ensaios com o equipamento GeoGauge nas camadas de base e sub-base do pavimento da via L3 Norte, constata-se que os módulos obtidos para os materiais da camada de sub-base são superiores aos determinados para os materiais da camada de base. Além disso, os coeficientes de rigidez, os quais sofrem influência dos módulos dos materiais constitutivos e das dimensões físicas das camadas, também se apresentaram inferiores para a camada de base do pavimento. Estes resultados de módulos maiores para a camada de sub-base, se comparados aos módulos da camada de base, os quais foram obtidos por meio de ensaios de campo com o equipamento GeoGauge, corroboram com os valores de deflexão máxima determinados partindo-se dos ensaios também em campo com a viga Benkelman.

Sabe-se que um arranjo coerente entre as camadas do pavimento apresenta, partindo-se do subleito, coeficientes de rigidez crescentes até que se atinja a camada de revestimento. Ainda, a diferença entre esses coeficientes de rigidez não deve mostrar-se muito elevada entre camadas consecutivas do pavimento. Dessa maneira, a presença de uma camada de base menos rígida entre duas camadas com rigidez mais elevada não é desejável.

Avaliando-se os baixos módulos apresentados pela camada de base, quando comparados aos módulos geralmente determinados para camadas de revestimentos em CBUQ, pode-se afirmar que estes módulos induzem o desenvolvimento de maiores tensões de tração na fibra inferior da camada de revestimento. Estas tensões, associadas aos deslocamentos induzidos pela ação do tráfego, facilitam o desenvolvimento de trincas no pavimento.

Ainda, as variações observadas entre os módulos de elasticidade obtidos para as várias estacas delimitadas sobre uma mesma camada do pavimento podem ser associadas à sensibilidade do equipamento ao teor de umidade e ao grau de compactação das camadas ensaiadas. Dessa forma, propôs-se uma análise estatística para estes módulos de deformabilidade a qual permitirá limitar um intervalo de confiança para representar os módulos destas camadas. Adotou-se, assim como para os demais parâmetros avaliados estatisticamente, a distribuição *t* de *Student* com um nível de significância igual a 5%.

As Figuras 6.18 a 6.20 apresentam, além dos módulos pontuais obtidos em cada camada e média aritmética destes módulos, os limites superior e inferior do intervalo os quais podem ser extrapolados para simular o módulo médio das camadas que formam o pavimento da via L3 Norte. De acordo com estas figuras, os intervalos de confiança calculados para os

módulos de elasticidade das camadas do pavimento da via L3 Norte estão, com uma percentagem de certeza equivalente a 95%, entre 187,2MPa e 161,4MPa para o subleito, 405,6 e 266,6MPa para a camada de sub-base e finalmente entre 177,8MPa e 122MPa para a camada de base. Dessa forma, os valores de módulos de elasticidade compreendidos entre cada um destes intervalos podem ser extrapolados para representar o módulo médio da camada a qual o intervalo está associado.

Por fim, correlacionou-se a sucção dos solos aos módulos de deformabilidade determinados para os solos do subleito utilizando-se o equipamento GeoGauge.

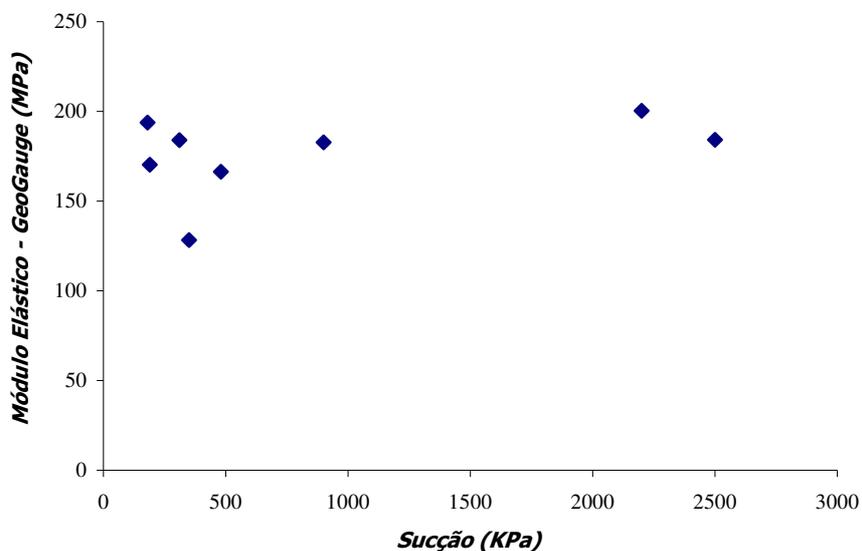


Figura 6.21 – Sucção versus módulo elástico determinado a partir do ensaio com o equipamento GeoGauge

Observando-se a Figura 6.21, pode-se verificar que os pontos de correlação entre os parâmetros sucção e módulo elástico apresentam-se bastante dispersos. Dessa forma, não é possível associar aos resultados obtidos para o trecho da via L3 Norte com o equipamento GeoGauge nenhuma relação de dependência satisfatória aos valores de sucção determinados para o subleito da via. Isso é explicado a partir das propriedades dos solos ensaiados, uma vez que enquanto os solos com características arenosas são influenciados pela tensão confinante, os solos argilosos sofrem uma dependência da tensão desvio, ao passo que são pouco influenciados pelo confinamento e conseqüentemente pela sucção.

6.2.5. PANDA

Partindo-se do subleito do pavimento da via L3 Norte, foram realizados ensaios de penetração dinâmica de cone com o equipamento PANDA. Os resultados obtidos a partir dos ensaios efetuados com este equipamento possibilitaram a delimitação de um perfil de resistência à penetração para o subleito sobre a qual está assente a estrutura do pavimento da via L3 Norte (Figura 6.22).

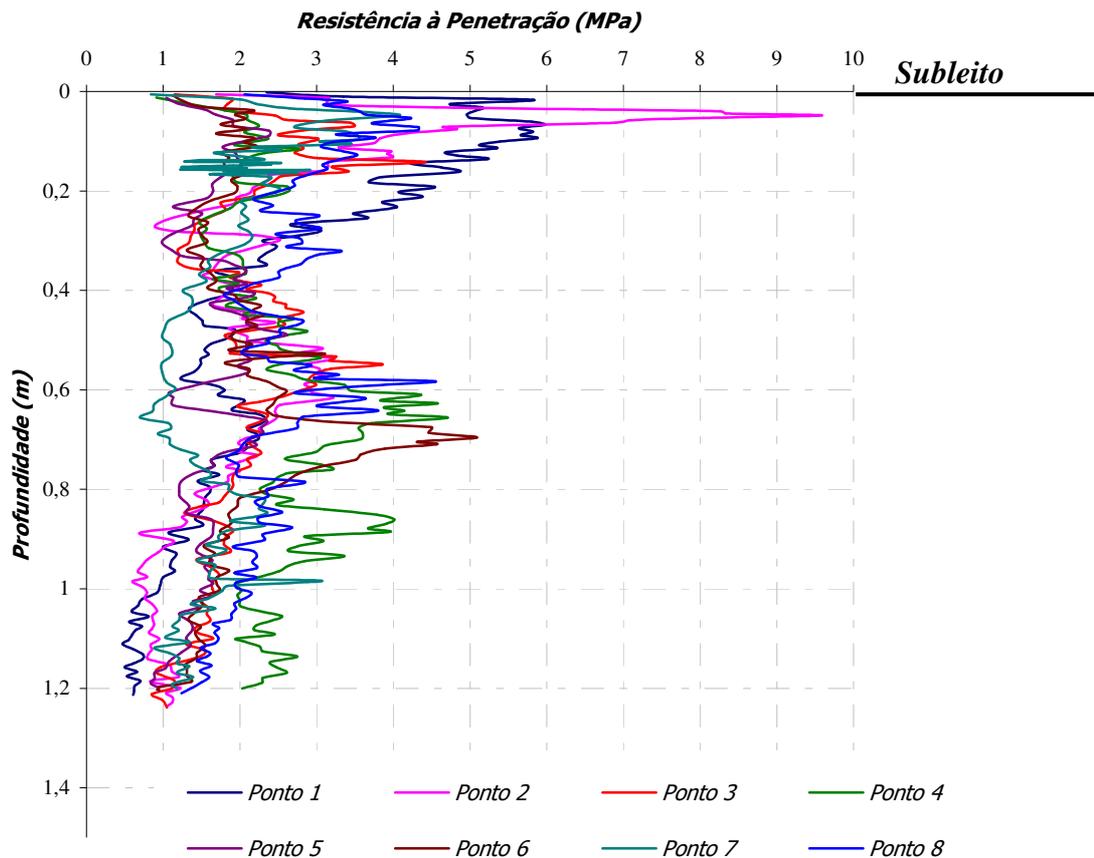


Figura 6.22 – Perfis de Resistência obtidos para os oito pontos de ensaio

Ressalta-se, inicialmente, que diante da facilidade em se retirar o conjunto de hastes do solo, a resistência lateral oferecida pelo solo à haste foi desprezada na interpretação dos resultados obtidos com o equipamento PANDA. Analisando-se os perfis de resistência à penetração dos solos, quanto à forma, é possível verificar que nenhum destes perfis apresenta-se com um comportamento distinto quando comparado aos demais. Ainda, descartando-se os primeiros 5 centímetros dos perfis (zona de ressecamento), nota-se que as resistências obtidas nas diversas profundidades encontram-se dentro de uma mesma faixa da grandeza.

Visando avaliar, a partir do subleito do pavimento da via L3 Norte, a existência de camadas de fundação com comportamentos diferentes, propôs-se a adequação dos perfis de penetração obtidos com o penetrômetro PANDA ao exemplo apresentado na Figura 3.7. As Figuras 6.23 e 6.24 apresentam graficamente a distinção entre camadas obtidas para os penetrogramas dos pontos de ensaio 1 (0,0m) e 2 (20,0m). Ressalta-se que a opção pela apresentação de somente dois penetrogramas está associada ao aspecto análogo atribuído aos perfis de resistência à penetração determinados para o trecho estudado.

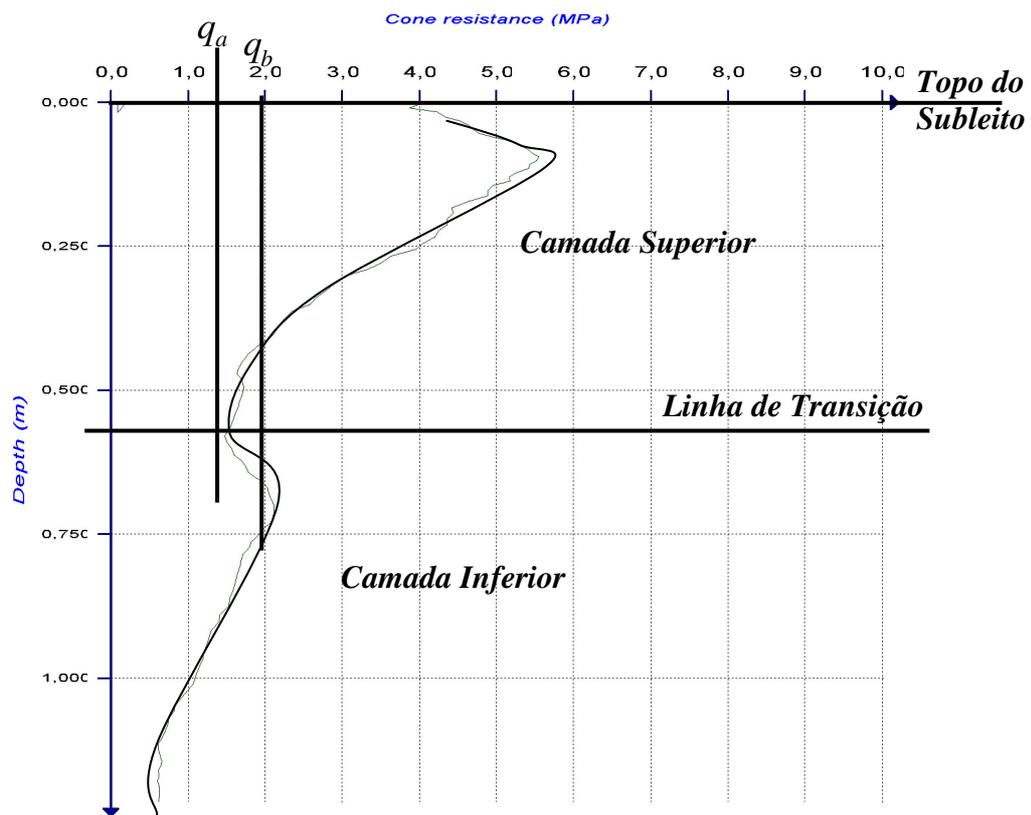


Figura 6.23 – Diferenciação entre camadas para o ponto de ensaio 1

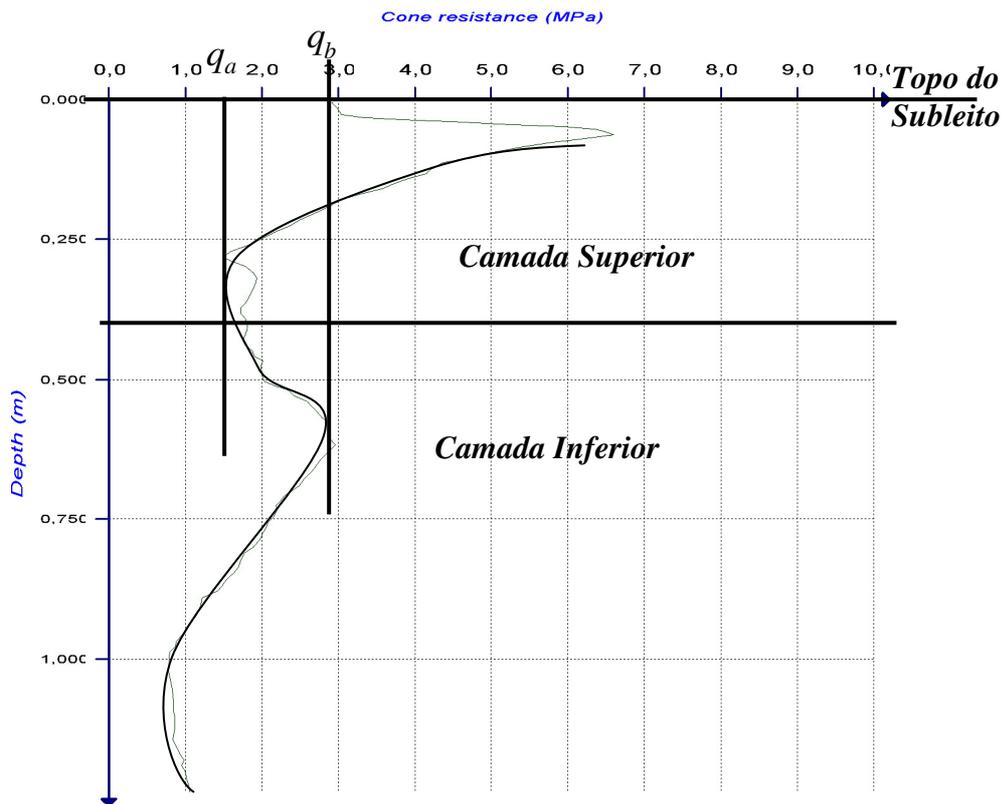


Figura 6.24 – Diferenciação entre camadas para o ponto de ensaio 2

Observando-se as Figuras 6.23 e 6.24, e extrapolando-as para todo o trecho da via L3 Norte sob estudo, é possível admitir a existência de duas camadas distintas de solos até a profundidade de 1,4m. Ainda, estas figuras permitem verificar que a faixa de variação entre as duas camadas consecutivas está aproximadamente compreendida entre 0,37 e 0,55 metros. Dessa forma, é possível associar a existência de duas camadas para este perfil de solo ao processo de revolvimento e compactação de uma faixa inicial do subleito, o qual determinou características diferenciadas a esta faixa.

A Figura 6.25 apresenta o perfil de resistência à penetração e as linhas de referência determinadas para o ponto de ensaio 2 (20,0m).

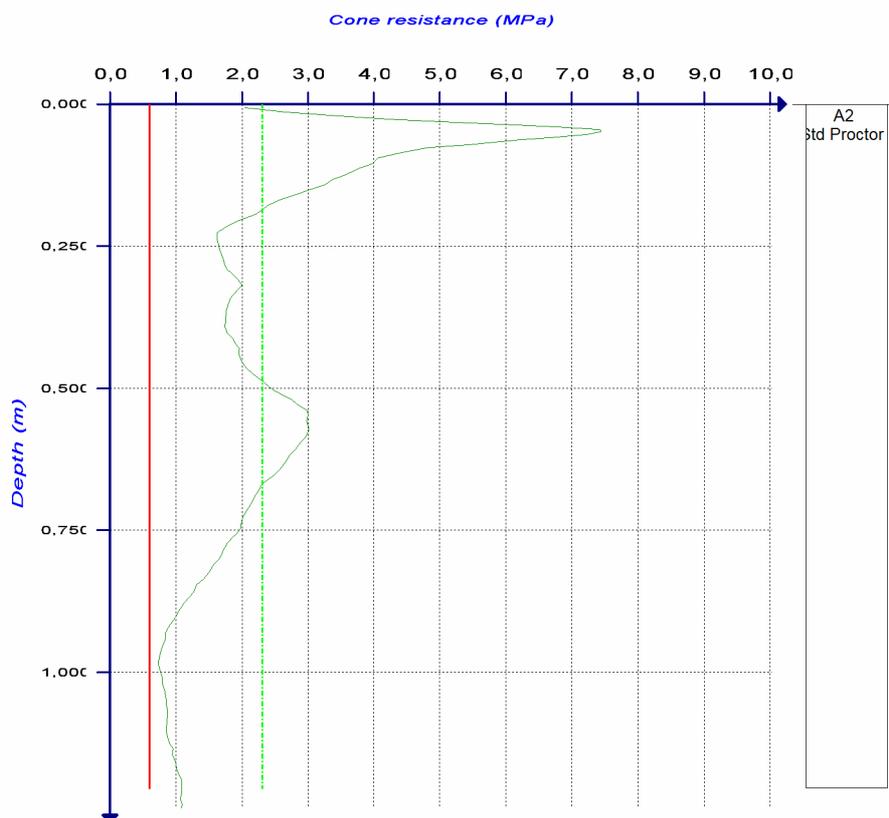


Figura 6.25 – Exemplo típico de penetrograma ao qual se pode associar problemas no processo de compactação em campo

Observando-se a Figura 6.25, obtida a partir do tratamento dos dados gerados pelo equipamento de penetração dinâmica PANDA, é possível verificar que o penetrograma determinado para o ponto de ensaio 2 (20,0m) apresenta-se à direita da linha de resistência limite obtida considerando-se as especificações determinadas para os solos do subleito as quais são propostas pelo software do equipamento. Dessa forma, é possível considerar, segundo as orientações deste software, que o processo de compactação deste ponto de ensaio apresenta-se sem anomalias.

A Figura 6.26 apresenta a resistência e profundidade crítica associadas ao penetrograma obtido a partir do ensaio com o equipamento PANDA para os solos da estaca 1 (0,0m) no subleito do trecho da via L3 Norte. A opção por expor apenas um penetrograma se justifica pela repetibilidade observada quando da adequação das classificações AASHTO dos solos do subleito para a metodologia de classificação francesa GRT. Dessa forma, sabendo-se que a determinação da profundidade e da resistência à penetração crítica é função da classificação dos solos e da característica do material penetração, foi possível verificar que para todos os pontos de ensaio com o equipamento sobre o trecho da via L3 Norte estes parâmetros se repetiram.

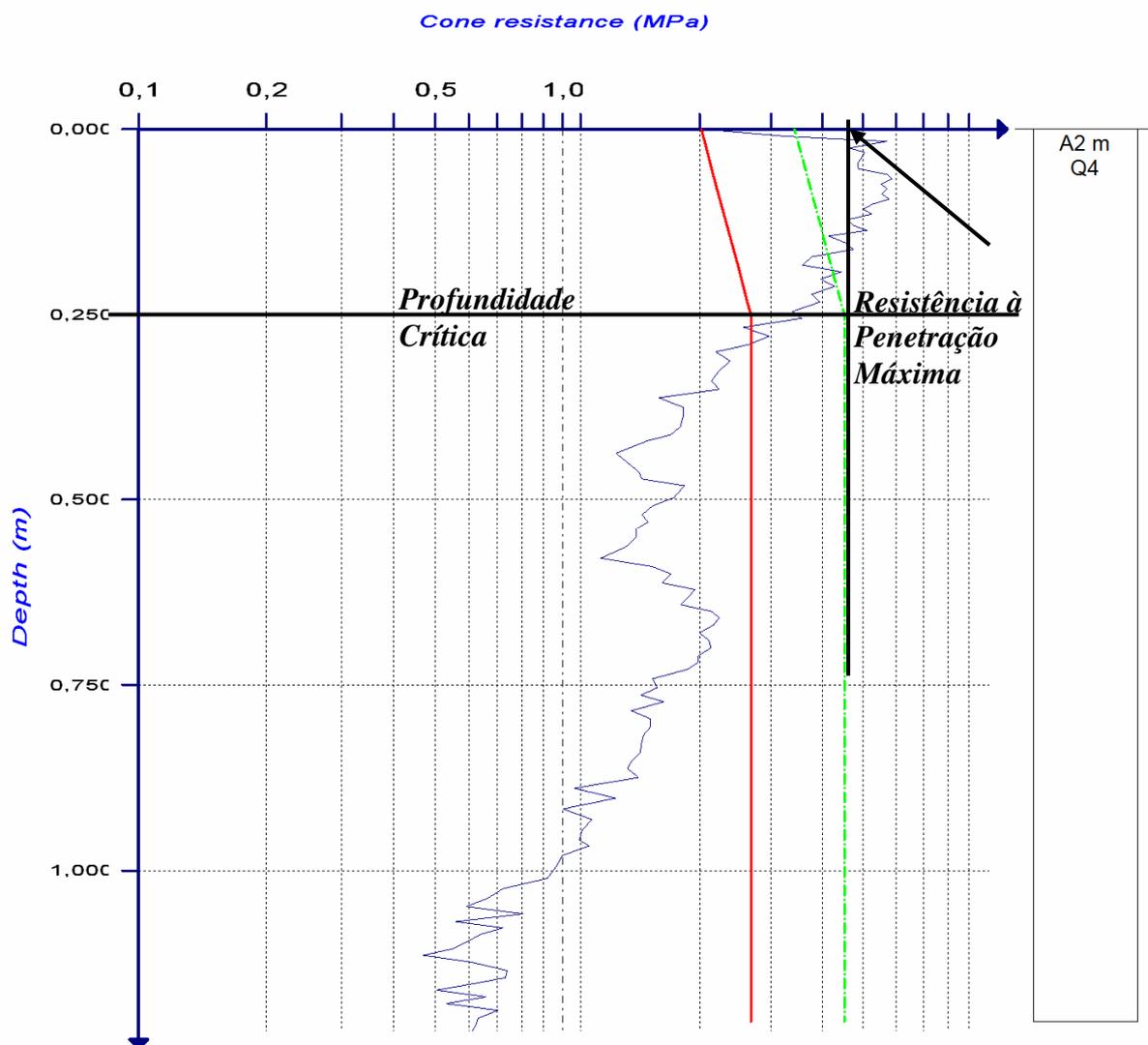


Figura 6.26 – Linhas de resistência, profundidade e resistência limite associadas ao penetrograma obtido para o ponto de ensaio 1 (0,0m)

A Figura 6.26 mostra que a resistência à penetração e a profundidade crítica obtidas para os solos do subleito no ponto de ensaio 1 (0,0m), as quais podem ser extrapoladas para representar todo o subleito da via L3 Norte, são, respectivamente, iguais a 4,8MPa e 0,25m.

Partindo-se de correlações apresentadas na literatura, os resultados obtidos quando da avaliação penetrogramas gerados a partir dos ensaios com o equipamento PANDA permitem a estimativa de algumas propriedades dos solos. Dessa forma, utilizando-se destas correlações, foi possível a determinação do módulo oedométrico para os solos do subleito do trecho da via L3 Norte (Equação 5.3). Ainda, partindo-se do módulo oedométrico

determinado por meio do ensaio com o equipamento PANDA, é possível estimar o módulo de deformabilidade para os solos constituintes do subleito da via L3 Norte (Equação 5.4).

$$1 \leq \frac{E_{oed}}{q_D} \leq 6, \text{ onde o valor médio é aproximadamente igual a } 3,5 \quad (5.3)$$

$$E_{oed} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (5.4)$$

Adotando-se o valor médio para a relação entre o módulo e a resistência igual a 3,5, o valor de resistência à penetração (q_{d1}) obtido na profundidade crítica do penetrograma e ainda o coeficiente de Poisson igual a 0,45, a Tabela 6.5 apresenta os resultados calculados para os módulos oedométrico e de deformabilidade do subleito do pavimento.

Tabela 6.5 – Módulos obtidos para o subleito partindo-se de correlações com os resultados de resistência crítica

q_{d1} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E (MPa)
4,8	16,80	4,4

Objetivando-se, finalmente, comparar os resultados obtidos a partir de diferentes técnicas de ensaio para investigação do comportamento dos solos no campo, propôs-se a realização de ensaios com os equipamentos PANDA e Pressiômetro Pencil. Para tanto, foram escolhidos 4 dentre os 8 pontos delimitados no trecho da via, os quais foram ensaiados para os dois equipamentos num mesmo dia. Ressalta-se ainda que os ensaios foram executados partindo-se da camada de base do pavimento. A Figura 6.31 apresenta os resultados obtidos para os ensaios com o equipamento PANDA.

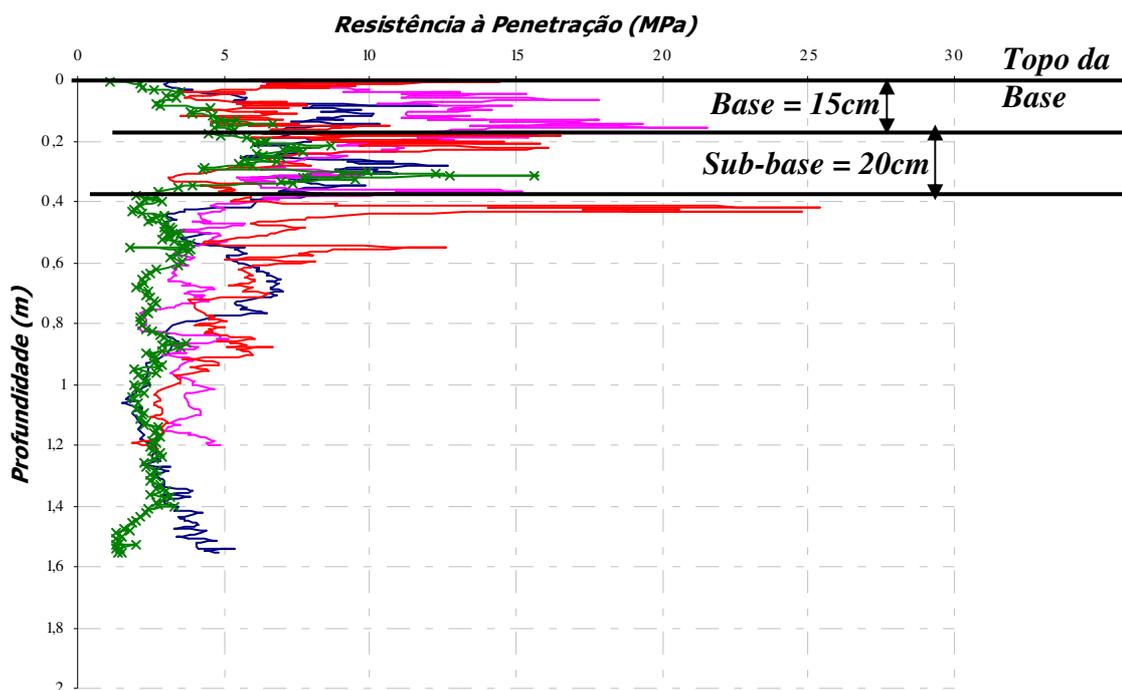


Figura 6.27 – Perfis de Penetração obtidos a partir de ensaios com o equipamento PANDA

É importante destacar que as resistências à penetração obtidas a partir destes ensaios são superiores às determinadas quando da realização de ensaios com o equipamento PANDA no subleito da via. Estas maiores resistências à penetração são atribuídas às camadas de sub-base e base, as quais perfazem uma espessura média de 35cm.

Propôs-se, a partir dos ensaios realizados com o equipamento PANDA iniciados sobre a camada de base do pavimento da via L3 Norte, verificar a aplicabilidade da função A de avaliação dos penetrogramas fornecidos por este equipamento, a qual possibilita a estratificação do perfil do pavimento em suas camadas constituintes. Para tanto, optou-se pela representação de somente um dos quatro penetrogramas, o que se justifica pelo aspecto análogo observado para estes perfis (Figura 6.31). A Figura 6.32 apresenta graficamente a distinção entre camadas obtidas para o penetrograma do ponto de ensaio 1 (0,0m).

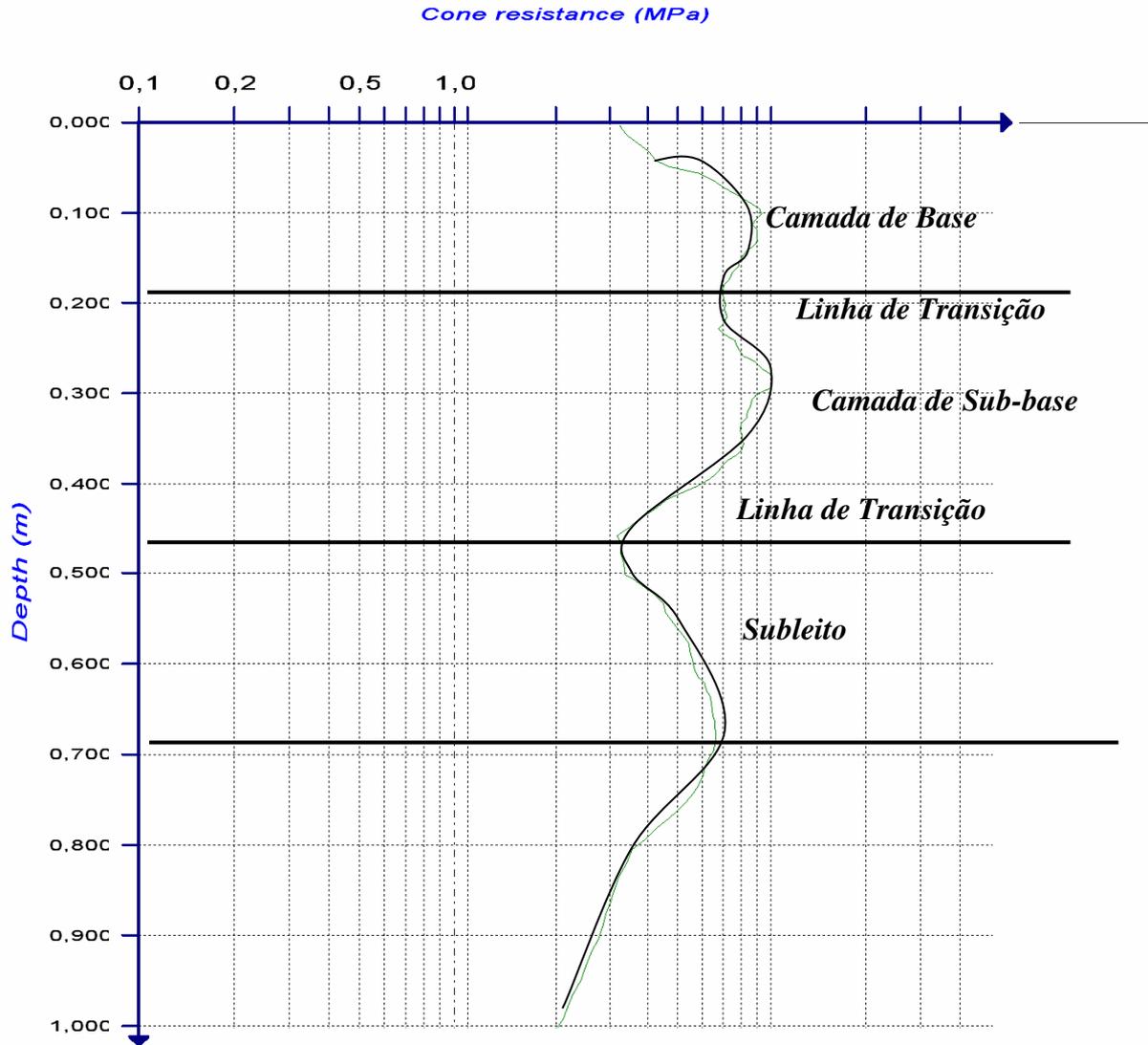


Figura 6.28 – Diferenciação entre camadas para o perfil de penetração obtido a partir do ensaio com o equipamento PANDA no ponto de ensaio 1 (0,0m)

A Figura 6.28 mostra que as espessuras apresentadas pelas camadas de base e sub-base são aproximadamente iguais a 18cm e 27cm. Dessa forma, estas profundidades estão coerentes com as espessuras especificadas para a execução das referidas camadas, o que permite comprovar a validade da função A de avaliação de penetrogramas obtidos a partir de ensaios com o equipamento PANDA na diferenciação entre camadas.

Buscando avaliar a aplicabilidade da função C de avaliação dos penetrogramas, deve-se atentar ao fato de que os perfis de penetração são formados por diferentes materiais. Dessa forma, interpretando-se os resultados obtidos para os ensaios com o equipamento PANDA, foi possível identificar as resistências (q_{d1}) associadas às três profundidades críticas obtidas em cada uma das camadas do pavimento sob estudo. A Figura 6.33 mostra graficamente os

resultados obtidos para estas resistências críticas no ponto de ensaio 1 (0,0m). Assim como exposto para os penetrogramas obtidos a partir dos ensaios com o equipamento PANDA iniciados sobre o subleito do pavimento, é importante ressaltar que a opção por apresentar apenas um dos quatro penetrogramas gerados a partir de ensaios iniciados sobre a camada de base do pavimento é justificada pelas características similares dos materiais constituintes das camadas do pavimento nos quatro pontos de ensaio. Dessa forma, sabendo-se que os parâmetros profundidade e resistência à penetração crítica são função apenas das características dos materiais constituintes do pavimento, estes parâmetros se repetem para os quatro pontos de ensaio.

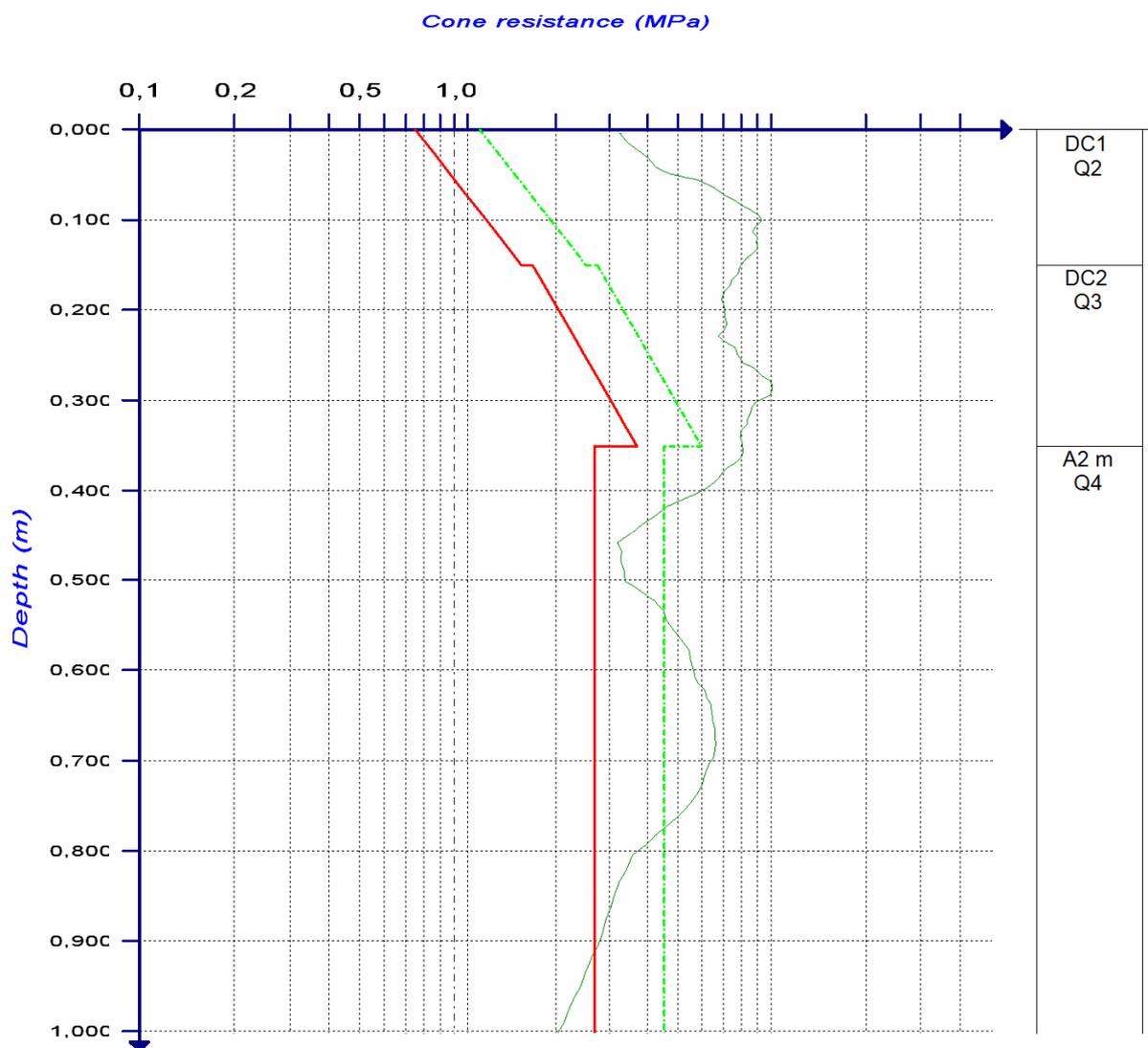


Figura 6.29 – Linhas de resistência, profundidade e resistência limite associadas ao penetrograma obtido para o ponto de ensaio 1 (0,0m)

A Figura 6.33 mostra que as resistências à penetração críticas obtidas a partir do tratamento dos penetrogramas fornecidos pelo equipamento PANDA são iguais a 7,0 na interface entre as

camadas de sub-base e subleito e 3,8 na interface entre as camadas de base e sub-base. Dessa forma, partindo-se destas resistências críticas ($q_{d's}$) é possível calcular os módulos oedométricos para estas camadas do pavimento da via L3 Norte. Ainda, adotando-se um coeficiente de Poisson igual a 0,35, os módulos de deformabilidade destas camadas são também determinados (Tabela 6.6).

Tabela 6.6 – Módulos obtidos para as camadas de sub-base e base partindo-se de correlações com os resultados de resistência crítica

<i>Camada</i>	q_{d1} (MPa)	E_{oed} (MPa)	E (MPa)
<i>Sub-base</i>	7,0	24,5	15,3
<i>Base</i>	3,8	13,3	8,3

Observando-se a Tabela 6.6 é possível verificar que, partindo-se de correlações propostas para os penetrogramas gerados pelo equipamento PANDA, o módulo de deformabilidade determinado para a camada de base é inferior ao módulo determinado para a camada de sub-base. Dessa forma, estes resultados vêm confirmar os resultados já obtidos para os módulos de deformabilidade das camadas de base e sub-base gerados pelo equipamento GeoGauge, os quais se apresentam maiores para a camada de sub-base.

Ainda, os baixos módulos obtidos para as correlações com perfis de resistência a penetração gerados pelo equipamento PANDA, se comparados com os módulos determinados a partir dos ensaios com o GeoGauge, podem ser associados ao diagrama tensão-deformação dos materiais constituintes do pavimento. Dessa forma, enquanto os módulos fornecidos pelo equipamento GeoGauge correspondem à fase cíclica do diagrama tensão-deformação, os módulos correlacionados com o PANDA podem ser associados ao trecho inicial do diagrama tensão-deformação, onde os solos apresentam módulos cerca de 2 a 10 vezes menores que os módulos obtidos na fase cíclica do diagrama tensão-deformação.

6.2.6. Pressiômetro Pencil

Os ensaios pressiométricos foram realizados nos locais previamente perfurados para a realização dos ensaios com o equipamento PANDA. É importante considerar que os ensaios pressiométricos, diferentemente dos ensaios com o equipamento PANDA, solicitam os solos em direção horizontal, ao longo de uma extensão igual ao comprimento inflável da sonda do ensaio, que é de 23,0cm. Ainda, deve-se atentar ao fato de que o equipamento pressiômetro solicita o solo estaticamente, a partir de incrementos de volume.

A Tabela 6.7 apresenta os resultados obtidos para os ensaios com o equipamento Pressiômetro Pencil sobre as camadas de subleito, sub-base e base do pavimento. Ressalta-se que as profundidades aproximadas apresentadas nas tabelas correspondem à distância entre o centro inflável da sonda e a superfície da camada ensaiada. Ainda, os resultados obtidos são representados graficamente nas Figuras 6.34 a 6.36.

As simbologias utilizadas para apresentação dos resultados são assim definidas:

h = profundidade entre o centro da sonda e o topo da camada de base do pavimento (m);

w = teor de umidade (%);

E_p = módulo pressiométrico obtido para a fase de carregamento do ensaio (MPa);

E_r = módulo pressiométrico obtido para a fase de recarregamento do ensaio (MPa);

P_L = Pressão Limite (MPa).

Tabela 6.7 – Resultados obtidos para os ensaios com o equipamento Pressiômetro Pencil nas camadas de subleito, sub-base e base do pavimento da via L3 Norte

Ponto de Ensaio	Estaca (m)	Subleito					Camada de Sub-base					Camada de Base				
		h	w	E_p	E_r	P_L	h	w	E_p	E_r	P_L	h	w	E_p	E_r	P_L
1	0,0	0,6	27,8	9	73	0,6	0,3	13,1	31	171	1,0	0,1	3,3	23	112	1,5
2	40,0	0,6	26,9	20	139	1,2	0,3	16,5	13	105	1,1	0,1	9,8	30	130	1,6
3	80,0	0,6	20,0	8	118	0,8	0,3	11,7	19	97	1,0	0,1	3,0	14	104	1,0
4	140,0	0,6	20,5	12	164	1,0	0,3	11,3	13	135	1,0	0,1	2,0	6	45	0,47
Média Aritmética				12,3	120,5	0,9			19,0	127,0	1,0			18,3	97,8	1,2
Desvio Padrão				5,4	43,9	0,3			8,5	33,6	0,1			10,8	36,8	0,5
Coefficiente de Variação (%)				43,9	36,4	33,3			44,7	26,4	10,0			59,0	37,6	41,7

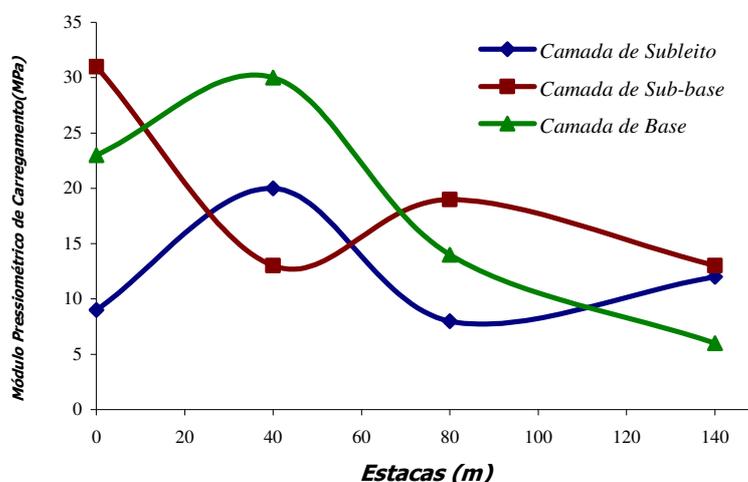


Figura 6.30 – Módulos pressiométricos obtidos na fase de carregamento do ensaio

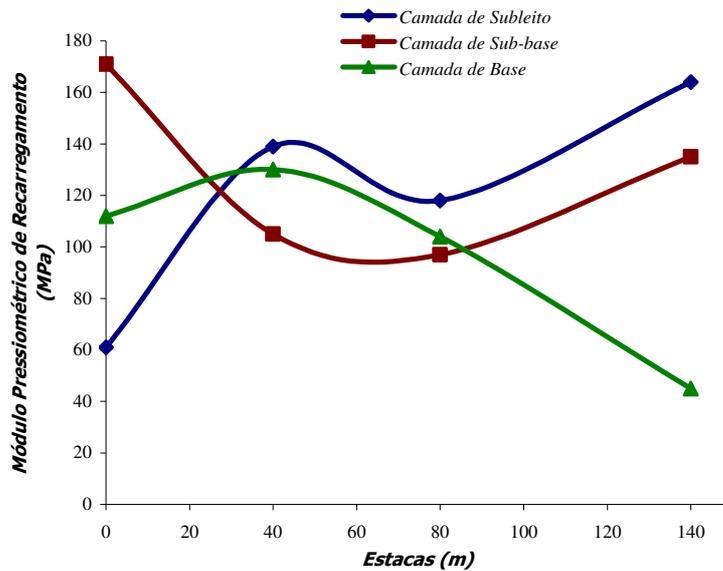


Figura 6.31 – Módulos pressiométricos obtidos na fase de recarregamento do ensaio

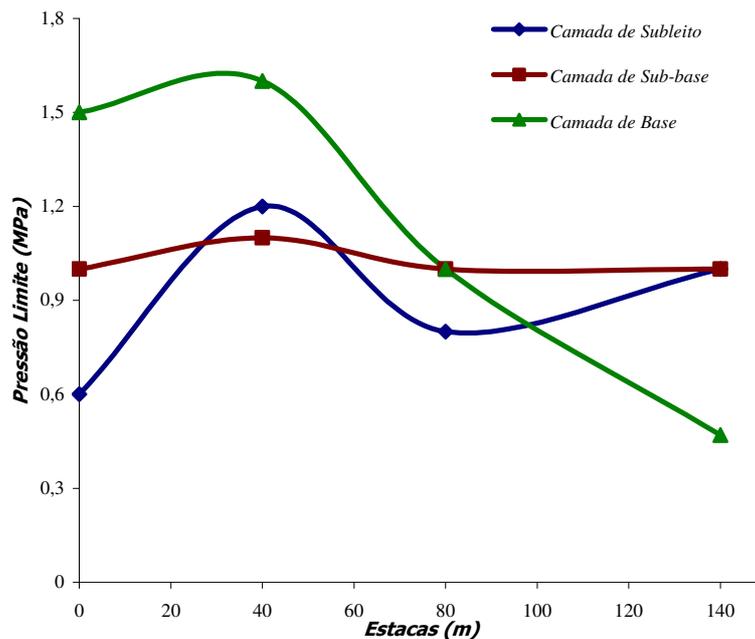


Figura 6.32 – Pressões limites obtidas para as camadas do pavimento

Inicialmente, é importante destacar que sendo o comprimento inflável da sonda do equipamento aproximadamente igual a 23cm, os ensaios realizados nas camadas de base e sub-base, as quais apresentam, respectivamente, 15cm e 20cm, não perfazem somente a camada ensaiada. Dessa maneira, o que se determina a partir de ensaios com o pressiómetro Pencil nas camadas de base e sub-base são módulos médios para as configurações destas camadas a diferentes profundidades.

Considerando-se as médias aritméticas calculadas para os diferentes parâmetros determinados nos ensaios pressiométricos, pode-se afirmar que a configuração formada pelas camadas de base e sub-base na profundidade equivalente a 0,3m apresenta os maiores módulos pressiométricos, sendo seguidos por esta mesma configuração na profundidade de 0,1m e finalmente pelo subleito. Ainda, a média aritmética calculada para as pressões limites obtidas na profundidade mais superficial tem o maior valor dentre as três profundidades. Dessa forma, foi possível comprovar para a estrutura da via L3 Norte que os módulos dos materiais constituintes das camadas de base e sub-base do pavimento da via L3 Norte apresentam-se superiores aos módulos obtidos para o subleito.

Buscando correlacionar os efeitos da aplicação de cargas sucessivas sobre os materiais constituintes de um pavimento, propôs-se comparar os resultados de módulos obtidos nas fases de carregamento e descarregamento do ensaio pressiométrico para cada uma das camadas do pavimento do trecho sob estudo (Figuras 6.37 a 6.39).

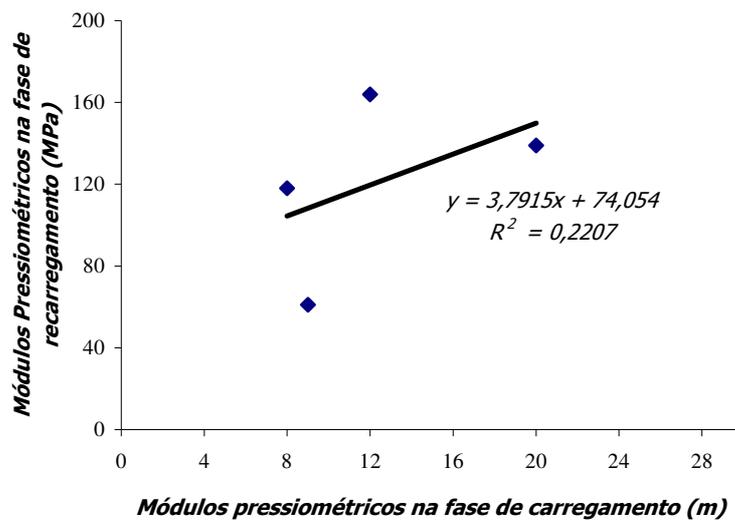


Figura 6.33 – Correlação entre módulos pressiométricos obtidos nas fases de carregamento e descarregamento para o subleito

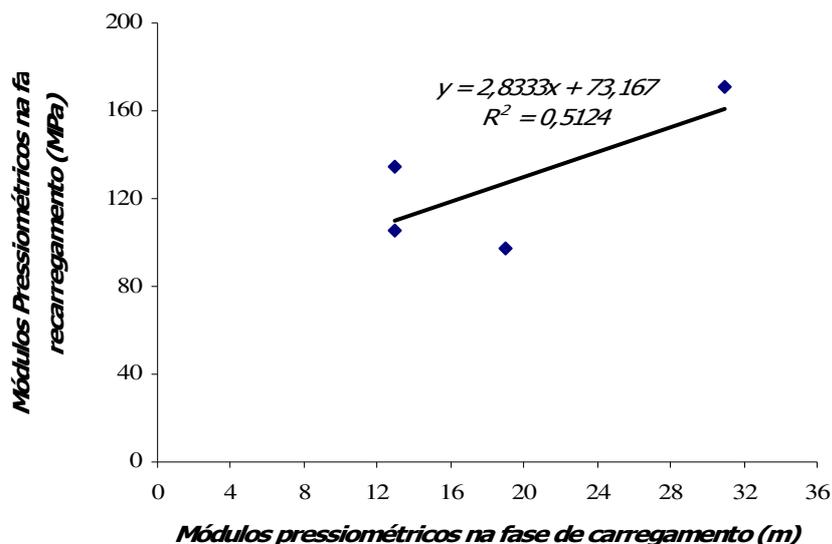


Figura 6.34 – Correlação entre módulos pressiométricos obtidos nas fases de carregamento e descarregamento para a camada de sub-base

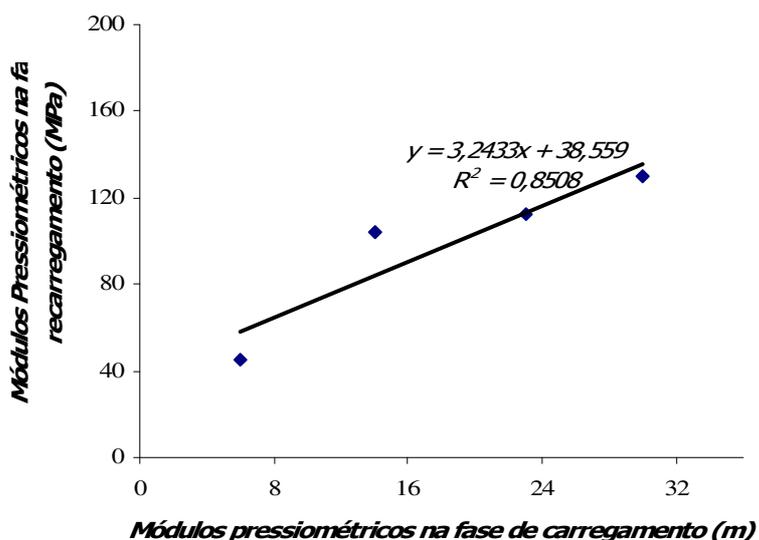


Figura 6.35 – Correlação entre módulos pressiométricos obtidos nas fases de carregamento e descarregamento para a camada de base

Analisando-se as Figuras 6.37 a 6.39, pode-se inferir que das correlações obtidas entre os módulos nas fases de carregamento e recarregamento do ensaio pressiométrico, as mais satisfatórias foram apresentadas pelas camadas de sub-base e base do pavimento as quais não sofrem tanta influência da umidade. Nota-se ainda que os módulos pressiométricos determinados para as camadas de subleito, sub-base e base na fase de recarregamento são, respectivamente, superiores em cerca de 9,8, 6,7 e 5,3 vezes aos módulos iniciais calculados para a fase de carregamento do ensaio pressiométrico.

Comparou-se os resultados de módulos pressiométricos obtidos para os ensaios com o equipamento pressiômetro Pencil nas fases de carregamento e recarregamento aos resultados de módulos de deformabilidade gerados tanto por meio de correlações propostas partindo-se dos ensaios com o penetrômetro PANDA quanto para os ensaios com o equipamento GeoGauge (Figura 6.40 e 6.41).

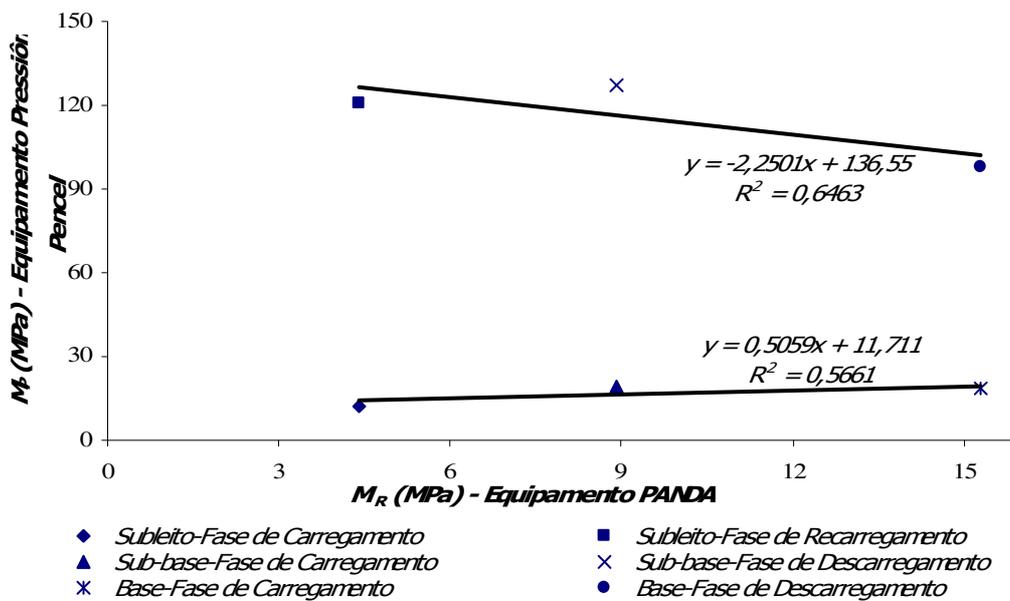


Figura 6.36 – Correlação entre módulos de deformabilidade determinados a partir do equipamento PANDA e os módulos pressiométricos

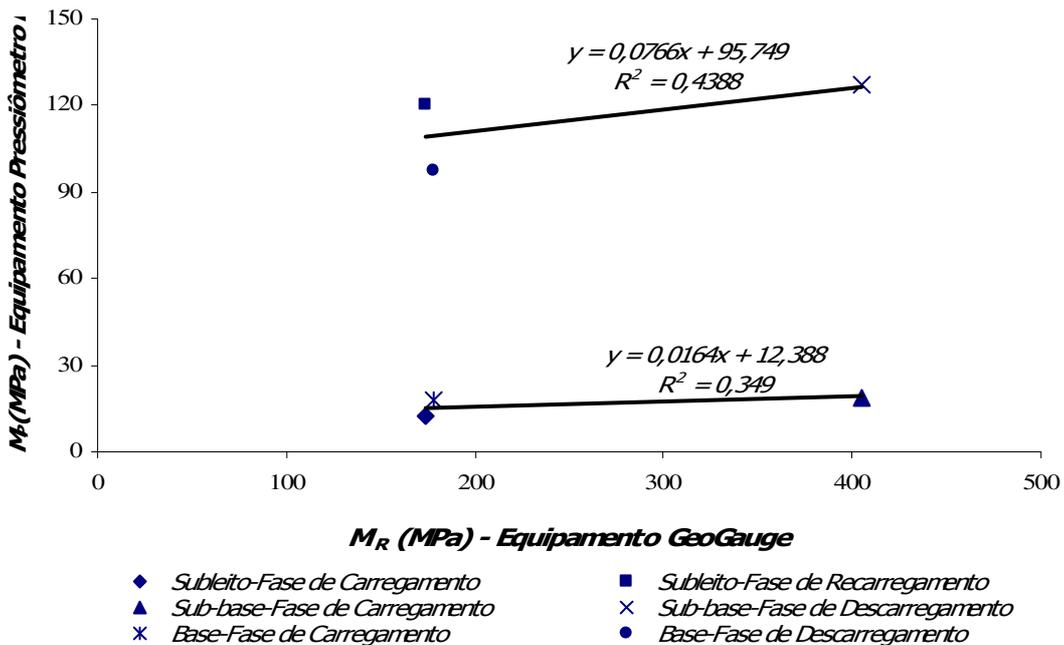


Figura 6.37 – Correlação entre módulos de deformabilidade determinados a partir do equipamento GeoGauge e os módulos pressiométricos

Por fim, é importante destacar que os ensaios com os equipamentos Pressiômetro Pencil e PANDA solicitam os solos de maneiras diferenciadas. Enquanto o primeiro solicita os solos estaticamente, em direção horizontal à do furo, o segundo solicita os solos de modo dinâmico e continuamente na direção vertical que passa pelo furo. Dessa maneira, os ensaios com estes equipamentos não podem ser julgados excludentes, uma vez que o uso conjugado destes ensaios permite avaliar aspectos relativos às características dos solos em diferentes direções.

CAPÍTULO 7

Retroanálise de Bacias de Deflexões

7.1. INTRODUÇÃO

A determinação de parâmetros de deformabilidade para os materiais que constituem um pavimento é condição essencial à avaliação mecânica de sua estrutura. No entanto, os custos elevados relacionados aos ensaios laboratoriais de cargas repetidas viabilizam a utilização de métodos de análise de dados obtidos a partir de ensaios não-destrutivos e de baixos custos agregados, como a Viga Benkelman.

Neste capítulo serão apresentados os resultados de módulos de deformabilidade obtidos para os materiais constituintes do pavimento da via L3 Norte, partindo-se da retroanálise das bacias de deflexões por diferentes métodos.

7.2. RETROANÁLISE SIMPLIFICADA

Visando correlacionar os módulos elásticos determinados a partir de diferentes metodologias de retroanálise, calculou-se estes módulos por meio de métodos simplificados de retroanálise, os quais utilizam basicamente gráficos, tabelas e equações da Teoria da Elasticidade.

7.2.1. Método de Fabrício et al.(1994)

Considerando-se a metodologia de retroanálise de bacias de deflexões desenvolvida por Fabrício et al. (1994) e utilizando-se as Equações 7.1 a 7.5, propostas pelos autores, foi possível retroanálise de bacias de deflexões obtidas a partir do ensaio de viga Benkelman.

$$H_{EQ} = 15,409 - 123,572 \cdot \left(\frac{D_{60}}{D_0}\right) + 823,149 \cdot \left(\frac{D_{60}}{D_0}\right)^2 - 1.493,36 \cdot \left(\frac{D_{60}}{D_0}\right)^3 + 959,866 \cdot \left(\frac{D_{60}}{D_0}\right)^4 \quad (7.1)$$

$$E_{SL} \cdot D_0 = 71,560 - 1,824 \cdot H_{EQ} + 0,199 \cdot 10^{-1} \cdot H_{EQ}^2 - 7,844 \cdot 10^{-5} \cdot H_{EQ}^3 \quad (7.2)$$

$$E_{EQ} = 6,18E_{SL} \quad (7.3)$$

$$\sigma_z = 2,128 - 8,307 \times 10^{-2} H_{EQ} + 1,277 \times 10^{-3} H_{EQ}^2 - 7,079 \times 10^{-6} H_{EQ}^3 \quad (7.4)$$

$$\varepsilon_z E_{SL} = 1,059 - 6,656 \times 10^{-3} H_{EQ} - 5,299 \times 10^{-4} H_{EQ}^2 + 6,741 \times 10^{-6} H_{EQ}^3 \quad (7.5)$$

onde:

H_{EQ} = espessura do pavimento equivalente (cm);

D_0 = deflexão no ponto de aplicação da carga (cm);

D_{60} = deflexão a 60 centímetros do ponto de aplicação da carga (cm);

E_{SL} = módulo de deformação do subleito (kgf/cm²);

E_{EQ} = módulo de deformação efetivo do pavimento (kgf/cm²);

σ_z = esforço vertical no topo do subleito (kgf/cm²);

ε_z = deformação específica no topo do subleito (cm).

Inicialmente, determinou-se o quociente entre as deflexões medidas a 60cm do ponto de aplicação da carga (D_{60}) e as deflexões máximas (D_0) para os 8 pontos de ensaios na camada de base do pavimento. A opção por adotar a retroanálise das bacias de deflexões determinada para esta camada associa-se à possibilidade de comparar os módulos do subleito e do pavimento equivalente obtidos por esta metodologia aos módulos determinados por meio de

ensaios com o equipamento GeoGauge, o qual se restringe às camadas de subleito, sub-base e base de um pavimento.

Ainda, sabendo-se que as deflexões no ensaio de viga não foram determinadas para a distância especificada pela metodologia (60cm), adotou-se para efeitos de cálculo a correlação entre as deflexões medidas a 50cm e 75cm (Tabela 7.1).

Tabela 7.1. Relações D_{60}/D_0 determinadas a partir do ensaio de Viga Benkelman

Ponto de Ensaio	Estaca (m)	Camada de Base				
		D_0 (0,01cm)	D_{50} (0,01cm)	D_{75} (0,01cm)	D_{60} (0,01cm)	D_{60}/D_0
1	0,0	74	26	20	23,6	0,32
2	20,0	76	26	24	25,2	0,33
3	40,0	74	32	22	28,0	0,38
4	60,0	152	32	18	26,4	0,17
5	80,0	109	34	22	29,2	0,27
6	100,0	138	74	30	56,4	0,41
7	120,0	134	43	31	38,2	0,29
8	140,0	112	34	19	28,0	0,25

A partir destas relações foi possível calcular os parâmetros espessura do pavimento equivalente (E_{SL}), módulos de deformação do subleito (E_{SL}) e do pavimento equivalente (H_{EQ}), esforço vertical no topo do subleito e deformação específica no topo do subleito, os quais são apresentados na Tabela 7.2.

Tabela 7.2. Parâmetros determinados a partir da retroanálise simplificada utilizando-se o método de Fabrício et al. (1994)

Ponto de Ensaio	Estaca (m)	Parâmetros retroanalizados				
		H_{EQ}	E_{SL} (MPa)	E_{EQ} (MPa)	σ_z (kPa)	ϵ_z (cm)
1	0,0	21,2	55,5	343,0	87,3	0,001340
2	20,0	22,1	52,8	326,3	84,0	0,001375
3	40,0	25,3	49,9	308,2	73,0	0,001326
4	60,0	52,6	34,6	214,0	26,1	0,000645
5	80,0	17,6	41,4	256,2	102,2	0,001964
6	100,0	27,2	25,4	157,0	67,0	0,002444
7	120,0	18,8	32,7	201,8	97,0	0,002422
8	140,0	16,4	41,7	257,6	108,0	0,002009
Média Aritmética		25,2	41,8	258,0	80,6	0,001691
Desvio Padrão		11,7	10,5	65,1	26,1	0,000624
Limite Superior		34,9	50,6	312,5	102,4	0,002213
Limite Inferior		15,4	32,9	203,5	58,8	0,001169
Coefficiente de Variação (%)		46,4	25,1	25,2	32,4	36,9

A análise estatística dos parâmetros obtidos a partir da retroanálise simplificada utilizando-se o método de Fabrício et al. (1994) possibilita calcular os limites máximo e mínimo dos

intervalos de confiança para estes parâmetros os quais podem associá-los ao trecho da via L3 Norte. Ainda, pode-se afirmar que os resultados obtidos para os parâmetros módulos de deformação do subleito, módulo de deformação do pavimento equivalente, esforço vertical no topo do subleito e deformação específica no topo do subleito apresentam-se coerentes aos valores observados na literatura para retroanálises de pavimentos com características similares considerando-se esta metodologia.

7.2.2. Metodologia de Retroanálise baseada na teoria do Ponto Inerte e na Regressão Múltipla

Utilizando-se a metodologia de retroanálise de bacias de deflexões desenvolvida por Zhang e Sun (2003), a qual considera a existência de um ponto no sistema de coordenadas distâncias-deflexões onde ocorre a convergência das bacias de deflexões, e utilizando-se as adaptações propostas por Pereira e Fabbri (2006), foi possível calcular os módulos de deformabilidade para o subleito e para o pavimento equivalente do trecho da via L3 Norte. Dessa forma, partindo-se das Equações 7.6 e 7.7 procedeu-se, inicialmente, à construção de um ábaco o qual relaciona distâncias, deflexões, altura acima do subleito e módulo de deformabilidade do subleito.

$$R_c = \left[-92,9053 + 103,526 \left(\frac{H}{E} \right)^{0,0167} \right] (H)^{0,818} (E)^{-0,176} \quad (7.6)$$

$$D_c = \left[11967,91 + 99,2 \left(\frac{H}{E} \right)^{-0,000007} \right] (H)^{-0,966} (E)^{-0,696} \quad (7.7)$$

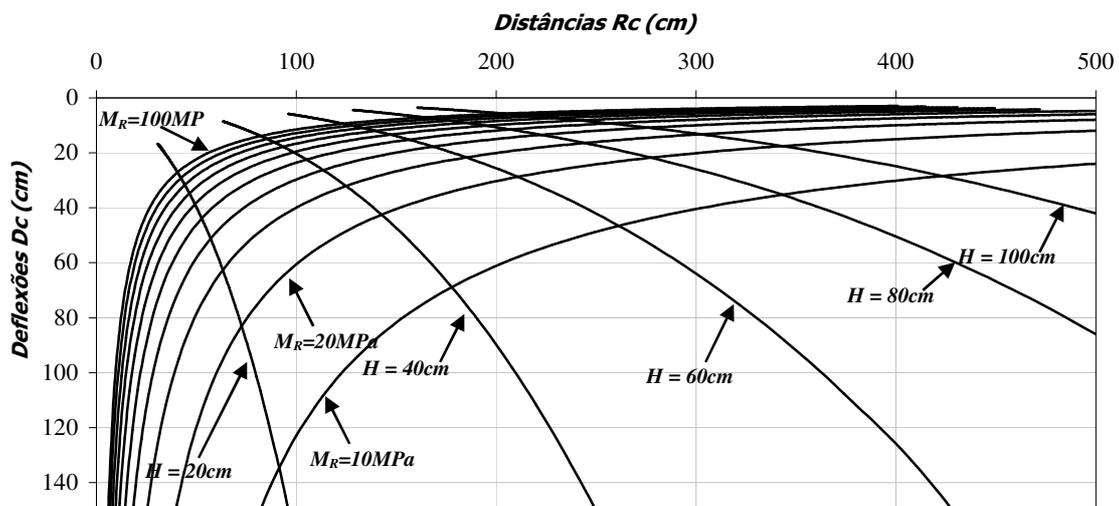


Figura 7.1. Ábaco para determinação do módulo de resiliência do subleito

Partindo-se das 8 bacias de deflexão obtidas por meio do ensaio de viga Benkelman sobre a camada de base do pavimento da via L3 Norte, propôs-se o cálculo estatístico da bacia de deflexão média da camada de base deste pavimento. Ainda, utilizando-se a distribuição t de Student, foi possível calcular as bacias de deflexão limites associadas a esta camada (Tabela 7.3). Ressalta-se que, assim como nas outras metodologias de retroanálise, optou-se pela utilização das bacias de deflexão determinadas para a camada de base do pavimento, o que viabilizou a análise comparativa dos módulos retroanalizados partindo-se de diferentes métodos.

Tabela 7.3. Bacias de Deflexão média, superior e inferior determinadas para a camada de base do pavimento da via L3 Norte

<i>Bacia de Deflexão Média</i>	R_C (cm)	0	25	50	75	100	150	200	300	500	700	1000
	D_C (0,01cm)	95,8	69,4	37,7	23,3	17,2	8,6	4,1	1,6	0,1	0	0
<i>Bacia de Deflexão Superior</i>	R_C (cm)	0	25	50	75	100	150	200	300	500	700	1000
	D_C (0,01cm)	122,0	95,2	50,7	27,3	20,5	12,1	6,4	3,7	0,4	0	0
<i>Bacia de Deflexão Inferior</i>	R_C (cm)	0	25	50	75	100	150	200	300	500	700	1000
	D_C (0,01cm)	69,6	43,7	24,6	19,3	13,9	5,0	1,7	0	0	0	0

Utilizando-se o ábaco apresentado na Figura 7.1, foi possível determinar o módulo resiliente do subleito do pavimento da via L3 Norte. Dessa forma, lançou-se no ábaco as bacias de deflexão média, superior e inferior calculadas para a camada de base, as quais foram apresentadas na Tabela 7.3. A interseção destas bacias de deflexão com a curva correspondente à altura do pavimento igual a 35cm, que equivale ao somatório das espessuras das camadas de sub-base e base, permite a determinação aproximada dos módulos resilientes médio, superior e inferior associados ao subleito da via L3 Norte, os quais são apresentados na Tabela 7.4.

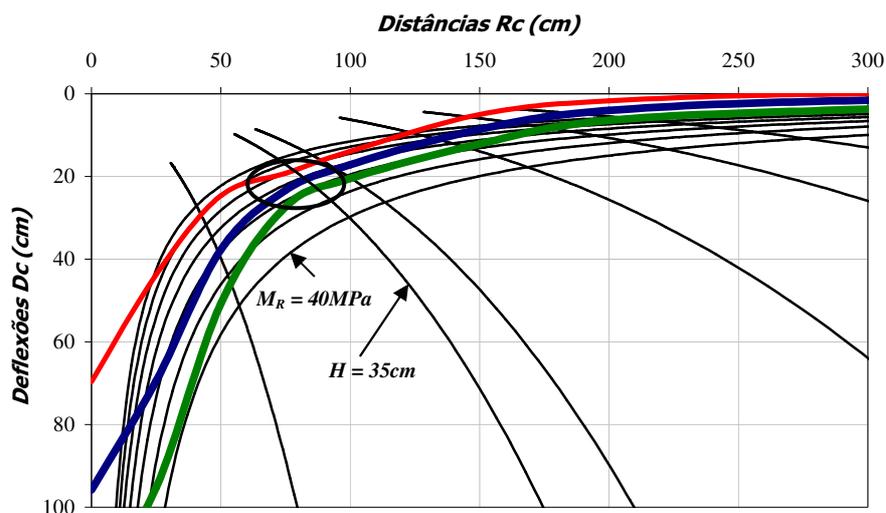


Figura 7.2. Inserção das bacias de deflexão no ábaco para determinação do módulo de resiliência do subleito

Tabela 7.4. Módulos resilientes médio, superior e inferior obtidos para o subleito do pavimento

<i>Módulo Resiliente Médio</i> ($M_{R-MÉDIO}$)	68 MPa
<i>Módulo Resiliente Superior</i> ($M_{R-SUPERIOR}$)	80 MPa
<i>Módulo Resiliente Inferior</i> ($M_{R-INFERIOR}$)	60 MPa

Baseando-se nas bacias de deflexão média e limites, calculadas estatisticamente, o método de Pereira e Fabbri (2006) determina que o módulo resiliente do subleito do trecho da via L3 Norte está compreendido entre 60 MPa e 80 MPa. Ainda, é importante ressaltar que os módulos resilientes superior e inferior foram obtidos, respectivamente, a partir da interseção das bacias de deflexão inferior e superior.

Após a determinação de um intervalo para o módulo resiliente do subleito, procedeu-se ao cálculo do módulo do pavimento equivalente. Para tanto, utilizou-se a equação 7.8, a qual é apropriada para a obtenção de módulos para pavimentos com altura entre 30 cm e 40 cm.

$$\begin{aligned} \text{Log}(M_{EQ}) = & 11,267 - 0,030 \cdot (H) - 1,573 \cdot \text{Log}(M_R) + 1,120 \cdot \text{Log}(D_0) \\ & - 11,311 \cdot \text{Log}(D_{25}) + 7,627 \cdot \text{Log}(D_{40}) \end{aligned} \quad (7.8)$$

Utilizando-se os módulos apresentados na Tabela 7.4 e as deflexões D_0 , D_{25} e D_{40} determinadas para cada uma das três bacias de deflexão associadas à camada de base do pavimento, calculou-se os módulos equivalente médio, superior e inferior correspondente às camadas de sub-base e base do pavimento da via L3 Norte. Ainda, é importante destacar que,

assim como verificado para os módulos de deformabilidade do subleito, os módulos superior e inferior obtidos para o pavimento equivalente foram calculados, respectivamente, utilizando-se as bacias de deflexão inferior e superior determinadas para a camada de base do pavimento da via L3 Norte. A Tabela 7.5 apresenta estes módulos equivalentes obtidos com o auxílio da Equação 7.8.

Tabela 7.5. Módulos equivalentes médio, superior e inferior obtidos para o conjunto formado pelas camadas de sub-base e base do pavimento da via L3 Norte

<i>Módulo Equivalente Médio</i> ($M_{EQ-MÉDIO}$)	51,1 MPa
<i>Módulo Equivalente Superior</i> ($M_{EQ-SUPERIOR}$)	172,0 MPa
<i>Módulo Equivalente Inferior</i> ($M_{EQ-INFERIOR}$)	23,9 MPa

Propôs-se ainda comparar os módulos de deformabilidade do subleito e do pavimento equivalente obtidos seguindo esta metodologia de retroanálise aos módulos obtidos segundo a metodologia de Fabrício et al. (1994). Estas correlações são apresentadas nas Figuras 7.3 e 7.4.

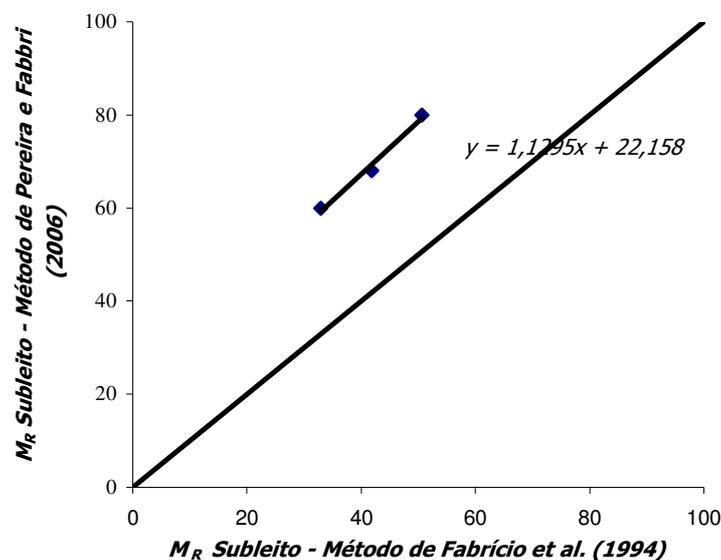


Figura 7.3. Correlações entre os módulos de deformabilidade retroanalizados para o subleito seguindo métodos simplificados

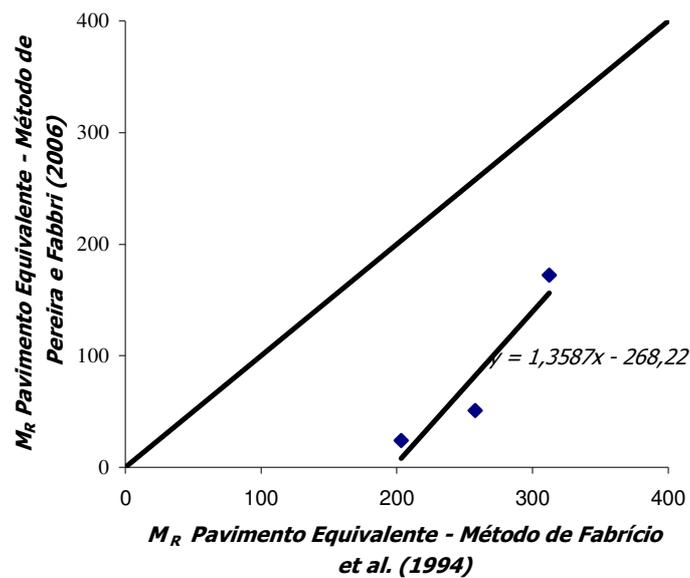


Figura 7.4. Correlações entre os módulos de deformabilidade retroanalizados para a camada do pavimento equivalente seguindo métodos simplificados

A Figura 7.3 permite verificar que os módulos de deformabilidade obtidos para o subleito do pavimento da via L3 Norte utilizando-se a metodologia de retroanálise simplificada proposta por Pereira e Fabbri (2006) apresentam-se, em média, 1,6 vezes superiores aos módulos retroanalizados para esta camada adotando-se o método de Fabrício et al. (1994). No entanto, diferentemente do observado para o subleito, os módulos retroanalizados para a camada do pavimento equivalente (Figura 7.4) considerando-se a metodologia de retroanálise desenvolvida por Pereira e Fabbri (2006) mostram-se, em média, 3 vezes superiores aos módulos retroanalizados para o pavimento equivalente utilizando-se o método desenvolvido por Fabrício et al. (1994).

Conforme já explanado no Capítulo 3, é fundamental considerar que quando da fixação das condições de contorno, tais como a intensidade, duração e frequência da aplicação do carregamento sobre um pavimento, a resposta estrutural deste pavimento é única. No entanto, quando se trata do processo inverso adotado na retroanálise, o qual considera a determinação das características de um pavimento a partir de sua resposta estrutural, que é função das propriedades dos materiais que o constituem e ainda das suas condições de contorno, é freqüente observar dispersão nos resultados calculados. Dessa forma, as dispersões observadas entre os resultados retroanalizados considerando-se as metodologias de Fabrício et al. (1994) e Pereira e Fabbri (2006) podem estar associadas tanto às simplificações que se adotam nos modelos de retroanálise quanto na restrição da unicidade de soluções.

7.3. RETROANÁLISE ITERATIVA

Para retroanalisar as bacias de deflexões a partir de métodos iterativos, os quais consideram o pavimento um sistema de múltiplas camadas, utilizou-se o programa computacional KENLAYER. A opção por adotar este programa de retroanálise é justificada por seu baixo tempo de processamento e por sua fácil operacionalização.

Vale ressaltar que os ensaios de Viga Benkelman foram executados diretamente sobre a superfície de todas as camadas que formam o pavimento proposto para estudo, o que possibilitou delinear as bacias de deflexões considerando-se as diversas etapas de execução da estrutura do pavimento. No entanto, visando comparar os módulos retroanalizados aos módulos obtidos para as camadas de subleito, sub-base e base em campo, a partir do equipamento GeoGauge, optou-se por retroanalisar somente as bacias de deflexão determinadas para estas camadas.

A metodologia de retroanálise adotada por este programa computacional considera inicialmente a estimativa dos módulos para as camadas do pavimento. Visando diminuir a influência da indeterminação dos parâmetros estimados sobre o processo de retroanálise, optou-se por utilizar inicialmente os módulos das camadas constituintes do pavimento obtidos considerando-se os ensaios com o equipamento GeoGauge.

A inserção dos dados de entrada (Tabela 7.6), necessários à utilização do programa, e a estimativa de módulos para as camadas que constituem o pavimento possibilitaram delinear diferentes bacias de deflexões, as quais foram comparadas à bacia de deflexão obtida a partir do ensaio de viga Benkelman.

Tabela 7.6. Parâmetros de entrada do programa computacional Kenlayer

PARÂMETROS DE ENTRADA – PROGRAMA KENLAYER					
<i>Pontos de Leitura do Ensaio de Viga Benkelman (metros)</i>	0	0,25	0,50	0,75	1,0
	1,5	2,0	3,0	5,0	7,0
<i>Espessuras das camadas (m)</i>	Subleito	-			
	Sub-base	0,20			
	Base	0,15			
	Revestimento	0,05			
<i>Coefficientes de Poisson</i>	0,35 (camadas de base e sub-base)				
	0,45 (subleito)				

Como critério de correlação entre as bacias medidas e retroanalizadas, e buscando limitar a diferença entre as deflexões medidas e calculadas, determinou-se a variação entre as deflexões

utilizando-se do somatório dos valores destas diferenças para as diversas combinações de módulos estimados e elevando-o ao quadrado (Equação 3.15).

É importante afirmar que tendo sido realizados, em cada camada, ensaios nas oito subdivisões do trecho da via L3 Norte, se optou pela retroanálise das bacias de deflexão médias, superior e inferior calculadas estatisticamente para cada uma destas camadas. Ainda, vale ressaltar que se adotou a retroanálise progressiva das camadas do pavimento da via L3 Norte. Dessa forma, utilizando-se o programa de retroanálise KENLAYER e considerando-se as bacias de deflexão obtidas para o subleito, foi possível estimar o módulo de deformabilidade para o subleito do pavimento. Este módulo do subleito foi então fixado na retroanálise das bacias de deflexão obtidas para a camada de sub-base, a qual determinou um módulo para a camada de sub-base. Finalmente, quando da retroanálise das bacias de deflexão calculadas para a camada de base, os módulos do subleito e da sub-base já haviam sido determinados nas retroanálises anteriores e não foram alterados, o que permitiu a delimitação de um conjunto de módulos considerando-se todas as etapas da constituição da estrutura do pavimento da via L3 Norte.

As Tabelas 7.7 e 7.8 apresentam, respectivamente, as bacias de deflexão média, superior e inferior utilizadas na retroanálise dos módulos e as três combinações de módulos estimadas para as camadas de subleito, sub-base e base do pavimento partindo-se da retroanálise das bacias de deflexão destas camadas.

As Figuras 7.5 a 7.7 correlacionam as bacias de deflexões médias de campo, as quais foram utilizadas na retroanálise, e as bacias de deflexões retroanalisadas para cada uma das camadas do pavimento da via L3 Norte. Nota-se uma boa concordância entre as bacias de campo e as calculadas para as camadas de sub-base e base (Figuras 7.6 e 7.7). Entretanto, a concordância não é muito boa para o subleito (Figura 7.5). Para aproximar estas curvas seria necessário reduzir os módulos retroanalisados do subleito a valores pouco realistas. Caso se adote esta estratégia, termina-se obtendo valores muito elevados e irrealistas para o módulo da camada de sub-base de modo a aproximar as curvas medida e calculada para esta camada. Este erro tende a se propagar também para a camada de base. Portanto, decidiu-se por limitar os módulos retroanalisados do subleito dentro de uma faixa tida como aceitável. Isto também se justifica pelo fato de que o subleito não é homogêneo, podendo-se distinguir duas camadas, sendo os primeiros 40 cm mais rígidos como identificado com o equipamento Panda e ilustrado nas Figuras 5.23 e 5.24.

Tabela 7.7. Bacias de deflexão média, superior e inferior utilizadas na retroanálise para obtenção dos módulos de deformabilidade das camadas do pavimento da via L3 Norte

		<i>Bacia de Deflexão</i>											
		R_C (cm)	0	25	50	75	100	150	200	300	500	700	1000
<i>Subleito</i>	D_C médio (0,01cm)	276	132	58	36	25	15	10	4	2	1	0	0
	D_C superior (0,01cm)	368,1	164,1	65,5	42,8	28,8	18,3	12,4	7,3	4,2	1,7	0	0
	D_C inferior (0,01cm)	184,7	100,2	49,5	29,3	21,0	11,2	7,2	1,2	0	0	0	0
<i>Camada de Sub-Base</i>	R_C (cm)	0	25	50	75	100	150	200	300	500	700	1000	
	D_C médio (0,01cm)	85	55	30	17	9	6	2	1	1	0	0	0
	D_C superior (0,01cm)	108,1	64,9	36,3	20,1	12,5	8,6	3,9	2,4	1,4	0	0	0
	D_C inferior (0,01cm)	61,8	45,5	23,4	14,3	6,3	2,9	0	0	0	0	0	0
<i>Camada de Base</i>	R_C (cm)	0	25	50	75	100	150	200	300	500	700	1000	
	D_C médio (0,01cm)	95,8	69,4	37,7	23,3	17,2	8,6	4,1	1,6	0,1	0	0	0
	D_C superior (0,01cm)	122,0	95,2	50,7	27,3	20,5	12,1	6,4	3,7	0,4	0	0	0
	D_C inferior (0,01cm)	69,6	43,7	24,6	19,3	13,9	5,0	1,7	0	0	0	0	0

Tabela 7.8. Módulos de deformabilidade para as camadas do trecho do pavimento da via L3 Norte retroanalizadas a partir do programa computacional KENLAYER

<i>Camada</i>	<i>Módulo Retroanalizado (MPa)</i>		
	<i>Inferior</i>	<i>Médio</i>	<i>Superior</i>
<i>Subleito</i>	100	120	130
<i>Sub-Base</i>	250	300	350
<i>Base</i>	70	100	120

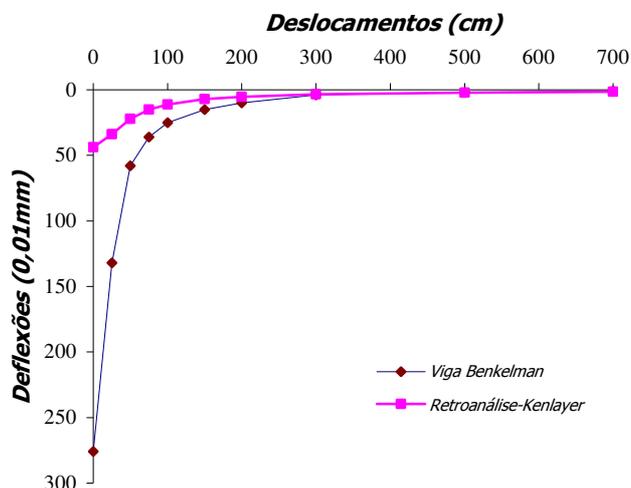


Figura 7.5 – Correlação entre a bacia de deflexão média de campo e a bacia média retroanalizada para o subleito.

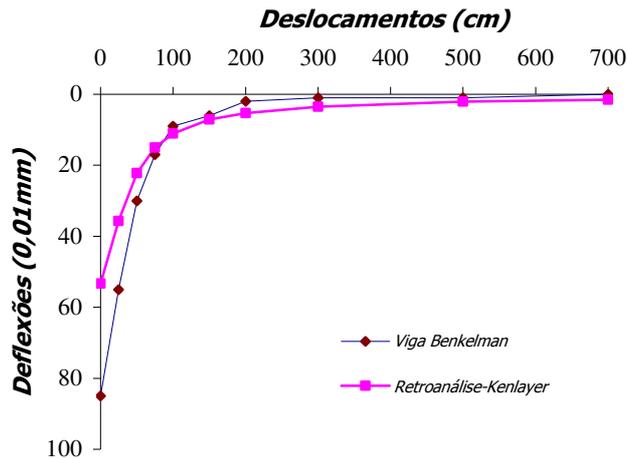


Figura 7.6 – Correlação entre a bacia de deflexão média de campo e a bacia média retroanalizada para a camada de sub-base

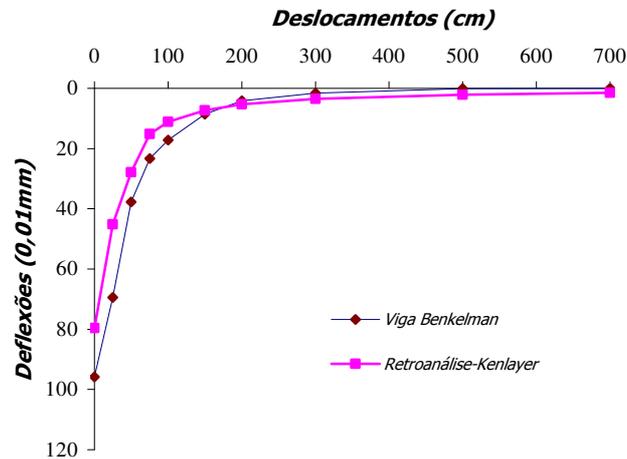


Figura 7.7 – Correlação entre a bacia de deflexão média de campo e a bacia média retroanalizada para a camada de base

A Tabela 7.8 apresenta três combinações diferentes de módulos obtidas a partir da retroanálise iterativa das bacias de deflexão média e limites resultantes dos ensaios de viga Benkelman no trecho da via L3 Norte. Dessa forma, enquanto para o subleito os módulos retroanalizados variam entre 100MPa e 130MPa, nas camadas de sub-base e base os módulos estão compreendidos, respectivamente, entre 250MPa e 350MPa e 70MPa e 120MPa. Os módulos maiores obtidos para a camada de sub-base, quando comparados aos módulos determinados para a camada de base do pavimento, são associados às menores deflexões observadas na camada de base e corroboram para a confirmação dos módulos gerados para esta camada, diretamente em campo, por meio dos ensaios com o equipamento GeoGauge.

Observando-se as Figuras 7.5 a 7.7, as quais correlacionam as bacias médias de campo e as bacias determinadas quando da retroanálise adotando-se os módulos médios, é possível verificar que o subleito apresenta os maiores erros relativos entre as deflexões de campo e as deflexões retroanalizadas. Os maiores erros relativos entre as deflexões apresentados pelo subleito podem ser associados aos ajustes propostos para o módulo desta camada, o que repercutiu nos módulos das camadas subjacentes e viabilizou uma composição mais coerente para os módulos das camadas constituintes do pavimento da via L3 Norte.

Propôs-se avaliar comparativamente os módulos obtidos por meio da retroanálise iterativa com a utilização do programa computacional Kenlayer e os módulos determinados a partir das diferentes metodologias de retroanálise simplificada. No entanto, sabendo-se que o processo de retroanálise simplificada não permite, a não ser para o subleito, a individualização dos módulos das camadas constitutivas de um pavimento, foi possível comparar a partir dos diferentes métodos de retroanálise somente os módulos gerados para o subleito da via L3 Norte (Figura 7.8).

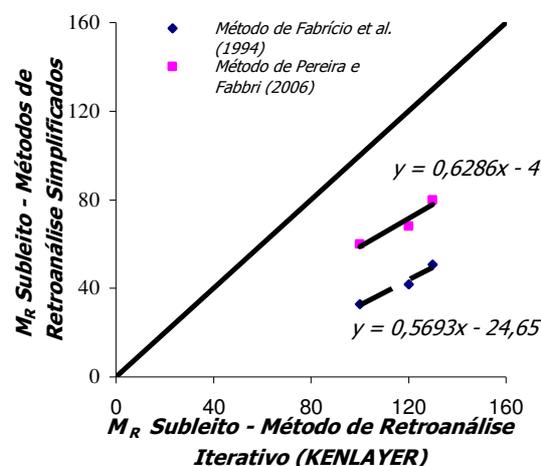


Figura 7.8. Correlações entre os módulos de deformabilidade retroanalizados para o subleito seguindo métodos de retroanálise simplificado e iterativo

A Figura 7.8 mostra que os módulos determinados para o subleito quando da retroanálise iterativa utilizando-se o programa computacional Kenlayer são superiores aos módulos obtidos para esta mesma camada considerando as retroanálises simplificadas propostas pelas metodologias de Fabrício et al. (1994) e de Pereira e Fabbri (2006). Calculando-se estatisticamente a média dos módulos retroanalizados, é possível verificar que os módulos retroanalizados iterativamente são, respectivamente, cerca de 2,8 vezes e 1,7 vezes maiores que os módulos gerados a partir das formulações de Fabrício et al. e Pereira e Fabbri.

Finalmente, os módulos calculados por meio da metodologia de retroanálise iterativa, a qual considera todas as camadas do pavimento, foram comparados aos módulos de deformabilidade obtidos por meio do equipamento GeoGauge (Figuras 7.10 a 7.12).

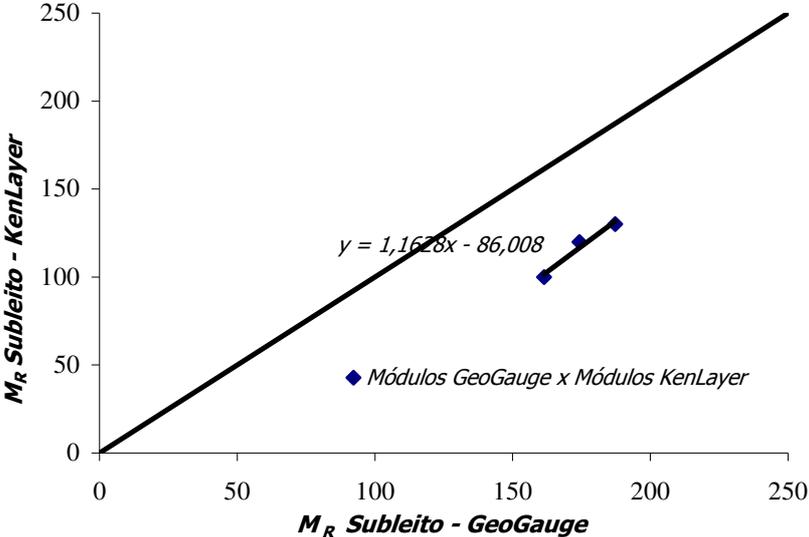


Figura 7.9. Correlação entre os módulos retroanalizados e determinados por meio do equipamento GeoGauge os quais foram obtidos para o subleito do pavimento da via L3 Norte

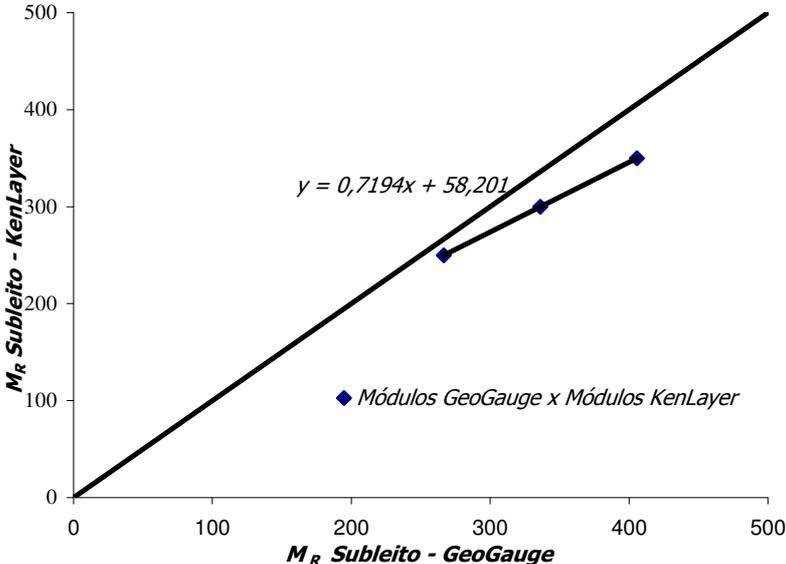


Figura 7.10. Correlação entre os módulos retroanalizados e determinados por meio do equipamento GeoGauge os quais foram obtidos para a camada de sub-base do pavimento da via L3 Norte

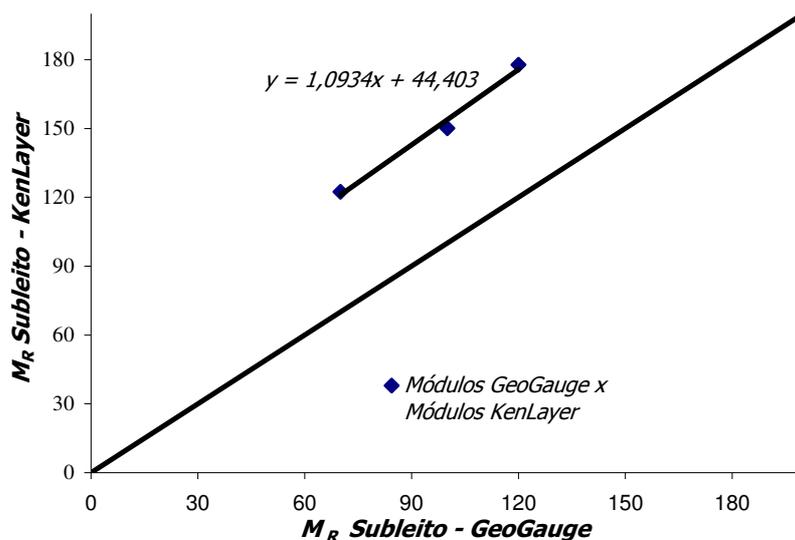


Figura 7.11. Correlação entre os módulos retroanalizados e determinados por meio do equipamento GeoGauge os quais foram obtidos para a camada de base do pavimento da via L3 Norte

A análise comparativa entre os módulos de deformabilidade retroanalizados por meio do programa Kenlayer e os obtidos em campo com o auxílio do equipamento GeoGauge possibilita determinar que para o subleito os módulos obtidos em campo são, em média, cerca 1,5 vezes superiores aos módulos retroanalizados. Da mesma forma, para a camada de base, os módulos obtidos com o equipamento GeoGauge são aproximadamente 1,1 vezes maiores que os módulos retroanalizados iterativamente. No entanto, diferentemente das relações anteriormente apresentadas, os módulos retroanalizados obtidos para a camada de sub-base são maiores em cerca 1,5 vezes os módulos obtidos com o equipamento GeoGauge.

A dispersão observada entre os resultados obtidos para os módulos das camadas do pavimento da via L3 Norte por meio da retroanálise iterativa e os módulos medidos em campo pode estar associada aos seguintes fatores específicos:

- Variabilidade dos ensaios com o equipamento viga Benkelman, o que conseqüentemente possibilita a propagação dos erros gerados quando da avaliação do módulo de deformabilidade do subleito para os módulos das camadas superiores.
- Diferenças na forma de solicitação dos materiais por parte dos equipamentos, já que a viga Benkelman solicita os materiais estaticamente e o GeoGauge os solicita de forma cíclica e vibratória.

- Influência dos bulbos de tensões gerados nos ensaios com os equipamentos viga Benkelman e GeoGauge. Inicialmente a área de contato das duas rodas do eixo simples padrão usado na viga Benkelman ($2 \times D \cong 20 \text{ cm}$) é bem superior à área de contato no Geogauge ($1 \times D \cong 12 \text{ cm}$). Em segundo lugar, o nível de carga do eixo padrão ($p \cong 560 \text{ kPa}$) é bem superior ao do Geogauge ($p \cong 9 \text{ kPa}$), podendo inclusive levar à plastificação do solo no subleito. Desta forma, o ensaio de viga Benkelman solicita mais de uma camada simultaneamente, enquanto que o Geogauge tem uma ação mais localizada e dentro do regime elástico (Figura 7.13).

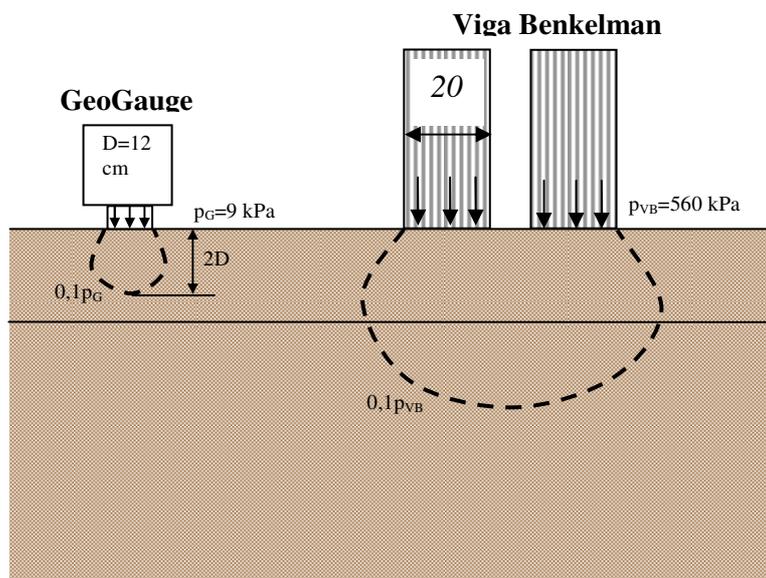


Figura 7.13. Influência do bulbo de tensões para os ensaios com os equipamentos GeoGauge e viga Benkelman

CAPÍTULO 8

Conclusões

8.1. INTRODUÇÃO

Esta dissertação buscou avaliar as características de deformabilidade, sob a ação de cargas repetidas, dos materiais constituintes das camadas de um pavimento executado no Distrito Federal no ano 2006 (duplicação da via L3 Norte). Para tanto, adotou-se diferentes metodologias de investigação tanto em campo quanto em laboratório, as quais permitiram, direta ou indiretamente, aliar o estudo das potencialidades dos solos típicos de países com clima tropical à possibilidade de uma abordagem mecânica dos pavimentos.

Apresenta-se neste capítulo as principais observações acerca dos resultados obtidos tanto para os ensaios realizados nas camadas do pavimento da via L3 Norte quanto para os ensaios efetuados em laboratório a partir de amostras de solos coletados no subleito da referida via. Ainda, comenta-se no capítulo os resultados obtidos partindo-se de diferentes metodologias de retroanálises de ensaios de campo, assim como as principais correlações propostas entre os resultados fornecidos por diferentes métodos de ensaio e de retroanálise.

8.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Utilizando-se dos ensaios realizados a partir de amostras de solos coletadas no subleito do trecho da via L3 Norte pode-se concluir que:

- Os solos do subleito da via L3 Norte são genericamente classificados, seguindo a metodologia de caracterização expedita MCT, como solos de comportamento não laterítico.

- As curvas de sucção obtidas para os solos do subleito do trecho da via L3 Norte, as quais correlacionam o grau de saturação e a sucção dos solos, possibilitam avaliar comparativamente a sucção destes solos com os módulos elásticos determinados utilizando-se o equipamento GeoGauge. No entanto, especificamente para os solos do subleito do trecho da via L3 Norte não foi possível associar nenhuma relação satisfatória entre o grau de saturação e a sucção.
- Partindo-se dos ensaios de Mini-CBR, os resultados obtidos para a capacidade de suporte dos solos do subleito da via L3 Norte apresentam-se, em sua grande maioria, inferiores a 4%, caracterizando-os como solos de baixa capacidade de suporte no gráfico da classificação MCT.

8.3. ENSAIOS DE CAMPO

A partir dos diferentes ensaios realizados sobre as camadas do pavimento da via L3 Norte é possível inferir que:

- O grau de compactação dos solos do subleito da via L3 Norte, o qual foi determinado a partir de correlações entre as massas específicas aparentes secas de campo e de laboratório, apresentou-se superior a 100%, o que implica numa sobre-compactação que não é desejada, uma vez que induz o colapso da estrutura do subleito, e pode ser associado à negligência no controle de compactação dos solos em campo. Ainda, sendo a média aritmética das umidades dos solos do subleito em campo inferior à média das umidades ótimas obtidas a partir de ensaios laboratoriais de compactação, as umidades dos solos no campo encontram-se no ramo seco da curva de compactação. É prática comum tentar compensar a falta de controle da umidade de compactação com o aumento do número de passadas dos rolos compactadores. Isto nem sempre produz a melhor estrutura do ponto de vista da engenharia, além de acarretar custos adicionais. Ainda, solos compactados no ramo seco podem criar estruturas meta-estáveis e colapsíveis quando sujeitas à saturação.
- As deflexões máximas obtidas para a camada de base do pavimento da via L3 Norte são superiores às determinadas para a camada de sub-base deste pavimento.
- O intervalo de confiança calculado para os raios de curvatura da camada de revestimento, o qual está compreendido entre 44m e 145m, permite verificar que estes raios de curvatura podem ultrapassar o limite de 100,0m proposto na literatura para avaliação estrutural do

pavimento. Dessa maneira, considerando-se a possibilidade de os raios de curvatura obtidos para a camada de revestimento do trecho da via L3 Norte excederem o limite de 100,0m e respeitando-se a correlação normalizada para este limite, é possível que este pavimento apresente danos de ordem estrutural.

- Os módulos de deformabilidade obtidos a partir dos ensaios com o equipamento GeoGauge sobre a camada de base do pavimento da via L3 Norte, apresentando-se inferiores aos módulos determinados para a camada de sub-base deste pavimento, o que corrobora com os resultados de deflexões máximas obtidas para estas camadas por meio dos ensaios com a viga Benkelman. Ainda, os coeficientes de rigidez, os quais sofrem influência dos módulos dos materiais constitutivos e das dimensões físicas das camadas, também se apresentaram inferiores para a camada de base do pavimento. Dessa forma, sabendo-se que um arranjo coerente entre as camadas de um pavimento apresenta, partindo-se do subleito, coeficientes de rigidez crescentes até que se atinja a camada de revestimento e, ainda, que a diferença entre esses coeficientes de rigidez não deve mostrar-se muito elevada entre camadas consecutivas do pavimento, a presença de uma camada de base menos rígida entre duas camadas com rigidez mais elevada não é desejável.
- Os resultados de módulos obtidos para a camada de base, partindo-se das correlações com os penetrogramas gerados no ensaio com o equipamento PANDA, apresentam-se inferiores aos módulos calculados para a camada de sub-base do pavimento utilizando-se o mesmo equipamento. Dessa forma, estes módulos menores determinados para a camada de base vêm reforçar os resultados obtidos para estes módulos quando da realização dos ensaios com o equipamento GeoGauge.
- Assim como verificado partindo-se dos ensaios com os equipamentos GeoGauge e PANDA, os módulos médios obtidos nos ensaios com o equipamento pressiômetro Pencil, os quais solicitam os solos estatisticamente na direção horizontal à do furo, apresentam-se superiores na profundidade intermediária igual a 0,3m, se comparados aos módulos gerados por esta mesma configuração de camadas na profundidade mais superficial e igual a 0,1m.

- Os módulos pressiométricos determinados na fase de recarregamento do ensaio com o equipamento pressiômetro Pencil são, em média, 7,3 vezes superiores aos módulos obtidos para a fase de carregamento do ensaio pressiométrico.
- Analisando-se comparativamente os resultados de módulos, gerados a partir de diferentes técnicas de ensaio para investigação do comportamento dos solos no campo, é possível verificar que os módulos de deformabilidade obtidos a partir de correlações com os resultados de resistência à penetração fornecidos pelo equipamento PANDA, apresentam-se com valores mais baixos. Dessa forma, enquanto os módulos fornecidos pelo equipamento GeoGauge correspondem à fase cíclica do diagrama tensão-deformação dos materiais constituintes do pavimento, os módulos correlacionados com os perfis de resistência a penetração gerados pelo equipamento PANDA podem ser associados ao trecho inicial do diagrama tensão-deformação, onde os solos apresentam módulos cerca de 2 a 10 vezes menores que os módulos obtidos na fase cíclica do diagrama tensão-deformação.
- Os ensaios com os equipamentos Pressiômetro Pencil e PANDA, solicitando os solos de maneira e em direções diferenciadas, devem ser avaliados conjuntamente, o que permite considerar aspectos relativos à anisotropia na deformabilidade dos solos compactados.

8.4. RETROANÁLISE DE BACIAS DE DEFLEXÕES

Propondo-se a retroanálise das bacias de deflexões obtidas por meio de ensaios de viga Benkelman sobre as camadas de base, sub-base e subleito do trecho da via L3 Norte, é possível verificar que:

- As metodologias de retroanálise simplificadas propostas por Fabrício et al. (1994) e Pereira e Fabbri (2006) originam baixos módulos de deformabilidade para o subleito, se comparados ao módulo de deformabilidade do subleito determinado em campo a partir do ensaio com o equipamento GeoGauge.
- Dentre as metodologias utilizadas para a retroanálise das bacias de deflexão, a metodologia de retroanálise iterativa, utilizando-se o programa computacional Kenlayer, apresenta os valores de módulos de deformabilidade mais próximos dos valores obtidos para os módulos de deformabilidade, diretamente em campo, por meio dos ensaios com o equipamento GeoGauge.

- A diferença observada entre os módulos retroanalisados iterativamente, utilizando-se o programa computacional Kenlayer, e os módulos determinados em campo, com o auxílio do equipamento GeoGauge, pode ser creditada a alguns fatores específicos, sendo eles: a variabilidade associada ao ensaio de viga Benkelman, com conseqüente propagação dos erros gerados na avaliação do módulo do subleito para as camadas sobreadjacentes; as formas de solicitação dos materiais constituintes do pavimento propostas pelos ensaios, uma vez que enquanto a viga Benkelman os solicita estaticamente, o equipamento Geogauge solicita os materiais de forma cíclica e vibratória; e finalmente a influência dos bulbos de tensões resultantes de ambos os ensaios, os quais solicitam mais de uma camada simultaneamente.
- O equipamento GeoGauge, determinando os módulos de deformabilidade dos materiais constituintes das camadas de um pavimento em campo, apresenta-se como uma alternativa bastante eficaz na avaliação estrutural dos pavimentos. Trata-se de um equipamento com baixo custo de aquisição (aproximadamente R\$ 30.000,00), fácil manuseio, alto potencial para armazenamento de dados e rapidez na execução de ensaios. Ainda, o equipamento GeoGauge permite o controle e interferência no processo de compactação das obras de engenharia em tempo real, evitando posteriores intervenções corretivas.

8.5. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Destaca-se como sugestões para pesquisas futuras:

- Realizar ensaios com o equipamento triaxial cíclico em laboratório, utilizando-se amostras indeformadas de solos coletadas de locais onde tenham sido realizados ensaios de campo com o equipamento GeoGauge, de modo a correlacionar os resultados obtidos com estes equipamentos.
- Comparar módulos de elasticidade obtidos em campo diretamente com o aparelho Geogauge com aqueles obtidos por retroanálise de bacias de deflexões obtidas com defletômetros de impacto (FWD).
- Calibrar o equipamento PANDA para os solos lateríticos, fazendo-se ensaios controlados com este equipamento em laboratório.
- Sabendo-se que as variações das condições climáticas provocam alterações significativas no teor de umidade das camadas do pavimento, afetando diretamente as propriedades

resilientes da estrutura do pavimento, e visando a otimização dos projetos de pavimentação, avaliar a características de deformabilidade dos solos do Distrito Federal com as alterações de umidade durante e pós-compactação.

- Utilizando-se um programa computacional, propor uma análise acoplada da estrutura do pavimento, a qual permita prever, partindo-se das tensões impostas pelo tráfego e considerando as condições climáticas, a vida de fadiga deste pavimento.
- Verificar o posterior desempenho do pavimento da via L3 Norte.

Referências Bibliográficas

American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO T 307 (1999). Standard method of test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. American Association of State and Highway Transportation Officials, Washington, DC, USA, 26 p.

American Society for Testing and Materials. ASTM D6758 (2002). *Standart Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil Agregate in-Place by an Electro-Mechanical Method*. ASTM International, USA.

Albernaz, C.A.V., Motta, L.M.G. & Medina, J. (1995). Retroanálise: Uma útil ferramenta na avaliação estrutural de pavimentos. 29º Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Cuiabá, MT, 339-417.

Alvarez Neto, L. (1997). Proposta de um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis para vias de baixo volume de tráfego com a utilização de solos lateríticos. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, 288p.

Araki, M.S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 113 p.

Aranovich, L.A.S. (1985) Desempenho de pavimentos de baixo custo no Estado do Paraná. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 374p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6.508 (1980). Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 – Determinação da massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7.180 (1981). Limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7.207 (1982). Terminologia e classificação de pavimentação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6.459 (1984a). Solo – Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7.181(1984b). Solo – Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6.457 (1986a). Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 9p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7.182 (1986b). Solo – Ensaio de compactação. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10p.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 7.185 (1986c). Determinação da massa específica aparente, “in situ”, com emprego de frasco de areia. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 7p.

Benevides, S.A. (2000). Análise Comparativa dos Métodos de Dimensionamento dos Pavimentos Asfálticos Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/ UFRJ em rodovias do Estado do Ceará, Rio de Janeiro, RJ, 176p.

Briaud, J.L. & Shields, D.H. (1979). A especial pressuremeter and pressuremeter test for pavement evaluation and design. *Geotechnical Testint Journal*, New York, ASCE, 2(3): 143-151.

Camapum de Carvalho, J., Fernandes, A.J.C., Oliveira, J.C., Gourvès, R.P.H. & Rezende, L.R. (2006). Avaliação do pressiómetro Pencil e do penetrômetro PANDA para uso em pavimentação. 37ª Reunião anual de pavimentação – 11º Encontro nacional de conservação rodoviária - 37ª RAPv / 11º ENACOR. Goiânia/GO, Brasil. 10p.

Cassan, M. (1988). *Essais in situ en mécanique des sols – Réalisations et interprétations*. Edition Eyrolles.

Cardoso, F.B.F. (1995). Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso. Dissertação de Mestrado G.DM-026ª/95. Mestrado em Geotecnia, UnB, 140p.

Cardoso, F.B.F. (2002). Propriedades e comportamento mecânico de solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado em Geotecnia, UnB, Brasília, DF, 357p.

Carneiro, F.B.L. Viga Benkelman – Instrumento Auxiliar do Engenheiro de Conservação. Rio de Janeiro, RJ, 69 p.

Ceratti, J.A.P., Nuñez, W.P. & Fabrício, J.M. (2000). Emprego de deflectógrafo digital (viga Benkelman eletrônica) na monitoração do pavimento da rodovia concessionada BR-290/RS: Osório – Porto Alegre – Guaíba, 32ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Brasília, DF, 2:987-995.

Coutinho Neto, B. (2000). Redes neurais artificiais como procedimento para retroanálise de pavimentos flexíveis. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 119p.

Cozzolino, V.M.N. & Nogami, J.S. (1993). Classificação Geotécnica MCT para solos tropicais. *Solos e Rochas*, 16(2): 77-91.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER-ME 131 (1994a). Solos – determinação do módulo de resiliência. Ministério dos Transportes, Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, São Paulo, SP, 8 p.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER-ME 228 (1994b). Solos – Compactação em equipamento miniatura. São Paulo, 16p.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER–ME 254 (1994c). Solos Compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão. São Paulo, 12 p.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER–PRO 175 (1994d). Aferição de viga Benkelman. São Paulo, 11 p.

Embrapa. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. (1978). Levantamento de reconhecimento dos solos do Distrito Federal. Boletim técnico n° 53. 1. edição. SNLCS. Rio de Janeiro, RJ. 455p.

Fabício, J.M., Silva, G.A., Gonçalves, E.A., Silva, P.D.E. & Fabício, O.F. (1994). Método simplificado de retroanálise em pavimentos flexíveis. 28° Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belo Horizonte, MG, 1: 658-681.

Farias, M.M. (2000). Influência da anisotropia transversa no comportamento mecânico de pavimentos. 32° Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Brasília, DF, 1:437-446.

Farias et al. (2006). Diagnóstico das causas para o aparecimento de trincas longitudinais na pista 11r/29l do Aeroporto Internacional de Brasília-DF. Relatório Técnico, G.RE.MMF – 001A/06, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 43p.

Ferreira, J.G.H.M. Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2002, 130p.

Fortes, R.M. (1990). Método Expedito de Identificação de Solos Tropicais para Finalidades Rodoviárias Utilizando-se Anéis de PVC Rígido. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da USP, PTR, São Paulo.

Fortes, R.M. & Nogami, J.S. (1991). Método expedito de identificação do grupo MCT de solos tropicais utilizando-se anéis de PVC rígido. Anais da 25ª Reunião Anual de Pavimentação. São Paulo, SP, (1): 591-604.

Fortes, R.M., Merighi, J.V. & Zuppolini Neto, A. (2004). Método das pastilhas para identificação expedita de solos tropicais. Brasil, 10p.

Gouvès, R. P. H. (1991). Le PANDA : Pénétrômetre dynamique léger à energie variable pour la reconnaissance des sols. Université Blaise Pascal.

Harichandran, T.M.; Raab, A.R.; Baladi, G.Y. (1993). Modified Newton Algorithm for Backcalculation of Pavement Layer Properties. *Transportation Research Record 1196*, p. 116-124.

Hicks, R.J. *Factors influencing the resilient properties of granular materials*. Tese (Doutorado, PhD), Universidade da Califórnia, Berkeley, 1970, 510p.

Jacinto, E.C., Guimarães, R.C., Fleury, S.V. & Camapum de Carvalho, J. (2006). A influência do processo de preparação na compactação de um solo saprolítico. 13° Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS, Curitiba, PR, 6p.

L'Excellent, D. (2005). *Comparative studies of CPT, SPT and Panda tests*. Report for engineering degree Graduating. Clermond-Ferrand, França. 140p.

Macêdo, J.A.G. (1996) Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 477p.

Macêdo, F.N. (2003). Retroanálise de Bacias de Deflexão Reais e Teóricas obtidas por Métodos Estatísticos e Dinâmicos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 221 p.

Manso, E.A. & Santos Neto, P.M. (2002). Uma abordagem da granulometria da argila porosa colapsável de Brasília utilizando o granulômetro a laser. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 17p.

Marangon, M. Proposição de estruturas típicas de pavimentos para a região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2004. 477p.

Medina, J. e Preussler, E. S. (1980). Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos. Solos e Rochas, 3(1): 3-26. ABMS, São Paulo.

Medina, J., Motta, L.M.G. Mecânica dos Pavimentos. UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2º edição. 2005

Medina, J., Macêdo, J.A.G., Motta, L.M.G. & Albernaz, C.A.V. (1994). Utilização de ensaios deflectométricos e de laboratório para avaliação estrutural de pavimentos. 28ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belo Horizonte, MG, 595-625.

Monteiro, S.A. (1996). Análise Comparativa entre Metodologias de Dimensionamento de Reforço de Pavimentos Flexíveis. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 133 p.

Morais, M.V.R. (1993). Dinâmica do meio ambiente no Distrito Federal. Cerrado: Caracterização, ocupação e perspectivas. Novaes Pinto, M. (org). Editora UnB, Brasília, DF, p. 543-566

Motta, L.M.G., Medina, J., Matos, M.V.M., Vianna, A.A.D. (1990). Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos. 24ª Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Belém, PA. 1: 234-255.

Nogami, J.S. (1972). Determinação do Índice de Suporte Califórnia com Equipamento de Dimensões Reduzidas – Ensaio Mini-CBR. II Reunião das Administrações Rodoviárias. Brasília.

Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1980). Caracterização e Classificação Geral de Solos para Pavimentação: Limitações dos Métodos Tradicionais, Apresentação de uma Nova Sistemática. 15º Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte, MG.

Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1981). Uma nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviária. Anais Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, vol. 1, 30/41. COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro.

- Nogami, J.S. & Cozzolino, V.M.N. (1985). Identificação de Solos Tropicais: Dificuldades e Proposta de um Método Preliminar. Anais da XX Reunião Anual de Pavimentação, vol. 1, 115/134. ABPv, Rio de Janeiro.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1994). Identificação Expedita dos grupos de classificação MCT para solos tropicais. Anais do 10º COBRAMSEF – ABMS. Foz do Iguaçu, Brasil, (4): 1293-2000.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1995). Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo, 213p.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (1996). Importância e determinação do grau de laterização em geologia de engenharia. VIII Congresso da ABGE. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, (1): 345-358.
- Nogami, J.S. & Villibor, D.F. (2000). Nova Conceituação do Coeficiente c' da Classificação Geotécnica MCT. 30º Reunião Anual de Pavimentação, Brasília – DF, (1): 33-41.
- Nuñez, W.P. & Schnaid, F. (1994). O pressiômetro de Ménard: interpretação e aplicações. CE 47/94, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFRGS, Porto Alegre, RS, 127p.
- Paixão, M.M.O.M. & Camapum de Carvalho, J. (1994). Influência da Microestrutura no Colapso de um solo de Brasília. II Simpósio sobre Solos não saturados, Recife, PE: UFPE, 1994. v. 1 p.105-110
- Paranhos, H.S. (1998). Caracterização Geotécnica dos Principais Grupos de Solos do Mapa Pedológico do Distrito Federal (Esc. 1:100.000): Estudos na Área de Dinamização Urbana entre Samambaia e Gama. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120p.
- Parreira, A.B., Cunto, F.J.C., Carmo, C.T. & Rodrigues, J.K.G. (1998). O módulo de resiliência de alguns materiais de pavimentação e a sua estimativa a partir de ensaios de compressão simples. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações.
- Pereira, J.M.P. & Fabbri, G.T.P. (2006). Um método de retroanálise de bacias de deflexão baseado na teoria do ponto inerte e em modelos de regressão múltipla. XX ANPET. Brasília/DF, Brasil. 11p.
- Pinto, C.S. (2000). Curso Básico de Mecânica dos Solos. São Paulo, SP. Oficina dos Textos, 247p.
- Prado, I.D.M., Souza, N.M. & Gurjão, C.M.C. (2003). Uso do granulômetro a laser para análise granulométrica da fração passante na peneira # 40 de solos tropicais. I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Universidade de Brasília, editor José Camapum de Carvalho, Brasília, DF, pp. 195-200.
- Rezende, L.R. (2003). Estudo do comportamento de materiais alternativos utilizados em estruturas de pavimentos flexíveis. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 372p.

Rodrigues, R.M. (2002). Programa Laymod4. Divisão de Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica, Departamento de Geotecnia, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, São Paulo.

Rohm, S.A. (1984). Considerações sobre Penetrômetros Dinâmicos leves aplicados na Construção e Avaliação de Pavimentos de Baixo Custo. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos, SP, 109p.

Romão, P.A. & Souza N.M. (2006). Caracterização Ambiental, Camapum de Carvalho et al., Editora FINATEC, Brasília, DF, pp. 157-247.

Sant'Anna G.L. et al. (2003). Comportamento Resiliente em um Solo Argiloso da Região de Viçosa – MG no Estado Natural e Estabilizado com Cimento e Alcatrão Fracionado. Viçosa, MG, 10 p.

Santos, J. (2002). Estabilização de uma argila laterítica do Distrito Federal para uso em rodovias de baixo volume de tráfego. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95p.

Sawanguriya A. et al. (2002). Comparison of moduli obtained from the soil stiffness gauge with moduli from other tests. Transportation Research Board 81th Annual Meeting. Washington, DC, USA, 24 p.

Silveira, J. (2000). Metodologia para projetos de pavimentos flexíveis em vias urbanas da região metropolitana de Porto Alegre. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Svenson, M. Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1980, 144p.

Transportation Research Board. *Test procedures for characterizing dynamic stress-strain properties of pavement materials*. Special Report n° 162. Washington, D, 1975. 40p.

Vargas, M. (1994). A Engenharia de Solos e Fundações no Brasil em Contribuições para a História da Engenharia no Brasil. Escola Politécnica da USP. 147/180. São Paulo.

Villibor, D.F., Nogami, J.S., Fabbri, G.T.P. (1988). Imprimadura Asfáltica em Bases de Solo Arenoso Fino Laterítico. Anais 23° Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis, vol. 1, 485/506. ABPv, Rio de Janeiro.

Villibor, D.G., Nogami, J.S., Serra, P.R.M. & Neto, A.Z. (1997). Tecnologia de pavimentação de baixo custo de bases de solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. 1° Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, Sinbatra, Rio de Janeiro, RJ, 1:416-435.

Zhang, X.; Sun, L. (2003) Backcalculation of Asphalt Pavement Moduli with Convergent Procedure and Unique Solution. *Transportation Research Board-2003 Annual Meeting CD-ROM*.