



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL**

**FREDERICO CESAR FREIRE**

**AVALIAÇÃO DE UMA CAMADA COMPACTADA DE SOLO PARA  
PAVIMENTO EM ASFALTO**

**Recife  
2018**

**FREDERICO CESAR FREIRE**

**AVALIAÇÃO DE UMA CAMADA COMPACTADA DE SOLO PARA  
PAVIMENTO EM ASFALTO**

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco como requisito para obtenção do grau de “Mestre em Engenharia Civil” – Área de concentração: Engenharia Geotécnica.

**Orientador:** Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira

**Recife**

**2018**

Catálogo na fonte  
Bibliotecário Gabriel Luz, CRB-4 / 2222

F886a Freire, Frederico Cesar.  
Avaliação de uma camada compactada de solo para pavimento em asfalto  
/ Frederico Cesar Freire - 2018.  
145folhas, Il.; Tabs.; Graf., Abrev.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.  
Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Compactação. 3. Ensaio não destrutivo. 4.  
Ensaio químico. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019 -34



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

**AVALIAÇÃO DE UMA CAMADA COMPACTADA DE SOLO PARA  
PAVIMENTO EM ASFALTO**

defendida por

Frederico Cesar Freire

Considera o candidato APROVADO

Recife, 29 de junho de 2018

Banca Examinadora:

---

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira – UFPE  
(orientador)

---

Prof. Dr. Marcos Massao Futai – USP  
(examinador externo)

---

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira – UNICAP  
(examinador externo)

Dedico à Deus,  
à minha família e aos meus amigos  
que tornaram possível todo o meu esforço converter-se em novas realizações e desafios.

## AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a minha mãe, Dona Zita, por toda a dedicação na minha formação ética e moral e por acreditar sempre nos meus desafios; à minha irmã, Simone, por toda a presteza e incentivo em todas as etapas da pós graduação; à minha irmã, Socorro, minha sobrinha e afilhada Isis e meu cunhado Elifas, pelo apoio, estímulo e torcida; e ao meu saudoso pai, Walfrido, pelo direcionamento na busca do conhecimento como um objetivo essencial ao ser humano no discernimento que concebe um bom profissional.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Sílvio Romero de Melo Ferreira, por nortear a dissertação por meio de instruções de excelência e pelas aulas de vida ministradas durante todo o processo de confecção do trabalho.

Aos minhas tias, tios, primas, primos e amigos, principalmente nas pessoas de Higo Tavares, Marília Dantas, Eurico Araújo, Rodrigo Dutra, Miguel Dália Filho e Francisco Vasconcelos, que me encorajaram aos desafios deslumbrados na engenharia geotecnica.

Aos meus colegas de curso que foram fontes de inspiração e dedicação, compartilhando conhecimento e trocando ideias, principalmente nas pessoas de Higo, Santiago, Graciane, Celene, Bruna Naiane, André, Elton, Camila, Bruna Silveira, dentre outros.

Ao grupo de engenheiros que contribuíram nas verificações por meio dos ensaios, nas pessoas do Prof. Dr. Sílvio Romero de Melo Ferreira, Thayse Delmiro, Wrias Lino, Jesce Borges e dos monitores Leandro da UNICAP e Gutemberg da UFPE.

Ao Prof. Dr. Marcos Massao Futai e ao Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira, pelo empenho na avaliação da dissertação e pelas contribuições que enriquecem o entendimento nos temas percorridos.

À empresa SEFE – Serviços Especiais de Fundações e Estruturas LTDA, representada por André Campelo de Melo e Henrique Soares de Azevedo de Melo, por ter cedido gentilmente o equipamento Light Weight Deflectometer – LWD, usado no estudo de caso deste trabalho.

## RESUMO

A fase executiva de um sistema viário requer um controle mais rígido e satisfatório para uma compactação do solo adequada como ferramenta para um elevado nível de desempenho estrutural. Por isso é relevante o uso de tecnologias mais modernas na engenharia, os ensaios não destrutivos, conhecidos pela rapidez nas verificações e pela produção de mínimas perturbações estruturais, em oposição aos métodos tradicionais. Nesse contexto, admite-se o Penetrômetro Dinâmico (Dynamic Probing Light – DPL) em solos arenosos pertencente ao grupo dos ensaios não destrutivos em virtude da pequena dimensão do cone da haste de penetração e a distensão ocasionada no grão de areia apresentar-se mínima em relação aos solos coesivos. A verificação foi inicialmente realizada numa praça experimental, adjacente à via, localizada no bairro da Guabiraba, no limite da Reserva Ambiental de Dois Irmãos, no Recife-PE, Brasil. O solo foi geologicamente identificado como pertencente a Formação Barreiras, da classe dos Latossolos Amarelos e Argissolos Amarelos. Na verificação são utilizados ensaios do frasco de areia; da umidade; da granulometria; do peso específico do grão; da compactação; e do índice de suporte califórnia (ISC) nas caracterizações físicas do solo. Nas caracterizações químicas foram realizados os ensaios químicos analíticos e da fluorescência de raios-X. Nos ensaios não destrutivos em campo, foram verificados a resistência de ponta do solo por meio do penetrômetro dinâmico (DPL) e os parâmetros de deflexão por meio do deflectômetro de impacto leve (LWD). Foram realizadas, em um corpo de prova compactado, as determinações das resistências de ponta do solo por meio do penetrômetro estático (PE) e do penetrômetro dinâmico (DPL) adaptados para uso em laboratório. O solo é areia siltosa com pedregulhos, de pH alcalino, eutrófilo, com o grau de compactação (GC) alcançando 102 % na passada 8 do rolo liso vibratório. Foi determinada a resistência de ponta ( $q_c$ ) do DPL em campo, aos 20 cm, em 9,2 MPa; do DPL em laboratório, aos 5 cm, em 9,0 MPa; do PE em laboratório, aos 5,35 cm, em 2,6 MPa; e o módulo de elasticidade dinâmico ( $E_{LWD}$ ) do LWD em campo, em 34,8 MPa, deflexão média ( $S_m$ ) em 0,651 mm e grau de compatibilidade ( $S/v$ ) menor que 3,50 ms. As verificações na fase da investigação geotécnica e construtiva do sistema viário foram satisfatórios para o bom desempenho em conformidade com as normas vigentes.

Palavras-chave: Compactação. Ensaios não destrutivos. Ensaios químicos.

## ABSTRACT

The executive phase of a road system requires a more rigid and satisfactory control for adequate soil compaction as a tool for a high level of structural performance. Therefore, the use of more modern technologies in engineering, non-destructive tests, known for the rapidity of the checks and the production of minimal structural disturbances, as opposed to traditional methods, is relevant. In this context, the Dynamic Probing Light (DPL) in sandy soils belonging to the group of the non-destructive tests is admitted due to the small size of the cone of the penetration rod and the distension caused in the sand grain is minimal in relation to cohesive soils. The verification was initially carried out in an experimental area, adjacent to the road, located in the neighborhood of Guabiraba, at the border of the Dois Irmãos Environmental Reserve, in Recife-PE, Brazil. The soil was geologically identified as belonging to the Barreiras Formation, of the class of Yellow Latosols and Yellow Argisols. In the verification are used sand replacement method or core cutter test was tested; of humidity; of granulometry; of the specific gravity of the grain; of compaction; and the california bearing ratio (CBR) in soil physical characterization. In the chemical characterizations, the analytical chemical and X-ray fluorescence tests were performed. In the nondestructive field tests, the end resistance was verified by means of the dynamic penetrometer (DPL) and the deflection parameters by means of the light weight deflectometer (LWD). The determination of the end resistance of the soil by means of the static penetrometer (PE) and the dynamic probing light (DPL), adapted for use in the laboratory, were carried out in a compacted specimen. The soil is silty sand gravelly, alkaline pH, eutrophic, with the degree of compaction (GC) reaching 102% in the pass 8 of the vibratory smooth roller. The end resistance ( $q_c$ ) of the DPL in the field at 20 cm in 9.2 MPa was determined; of laboratory DPL at 5 cm in 9.0 MPa; of PE in the laboratory at 5.35 cm at 2.6 MPa; and the LWD dynamic modulus of elasticity ( $E_{LWD}$ ) in the field at 34.8 MPa, mean deflection ( $S_m$ ) at 0.651 mm and degree of compatibility ( $S/v$ ) less than 3,50 ms. The checks at the stage of the geotechnical investigation and constructive of the road system were satisfactory for the good performance in accordance with the current norms.

Keywords: Compaction. Non-destructive tests. Chemical tests.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Estrada dos Macacos – Bairro da Guabiraba – Recife/PE.....	24
Figura 2 - Teoria de Hogentogler (1937) para a Curva de Compactação.....	37
Figura 3 - Curvas de compactação de diversos solos brasileiros .....	38
Figura 4 - Tipos de Curva de Compactação .....	39
Figura 5 - Relação das energias de compactação .....	41
Figura 6 - Curva de compactação em campo com umidade constante.....	44
Figura 7 - Curvas de compactação em campo com cinco umidades .....	44
Figura 8 - Curva de compactação em campo com cinco umidades.....	45
Figura 9 - Câmara de pressão e ampola com carbureto de cálcio .....	46
Figura 10 - Equipamento do Método do Frasco de Areia .....	47
Figura 11 - Funcionamento do Penetrômetro Dinâmico (DPL) .....	52
Figura 12 - Método atual: DPL Stolf com régua .....	53
Figura 13 - Gráfico Impactos/dm versus profundidade.....	54
Figura 14 - Diagrama Estrutural.....	55
Figura 15 - Gráfico de resistência de ponta versus profundidade .....	55
Figura 16 - Penetrômetro de Solos Mecânico Portátil com Anel Dinamométrico.....	61
Figura 17 - Penetrômetro Estático Adaptado para Uso em Laboratório .....	62
Figura 18 - Cone na extremidade da Haste e o Corpo de Prova.....	62
Figura 19 - Ensaio “Falling Weight Deflectometer” (FWD) .....	65
Figura 20 - Exemplo de bacia de deflexão .....	66
Figura 21 - Perfil da bacia de deflexão e arranjo dos geofones no FWD.....	66
Figura 22 - TRT Foundation Test (TFT).....	67
Figura 23 - Light Weight Deflectometer (LWD) .....	69

Figura 24 - Sequência temporal da força de impacto exercida pelo LWD (Fs) e .....	73
Figura 25 - Ensaio de alta qualidade, bacia de deflexão perfeita .....	74
Figura 26 - Bacia de deflexão com redução da deformação pelo efeito da compactação .....	74
Figura 27 - Bacia de deflexão com valores positivos (ressalto da placa de carga) .....	75
Figura 28 - Dispersão das deflexões referente à queda de massa.....	75
Figura 29 - Bacia de deflexão com ressalto da placa de carga .....	80
Figura 30 - Localização da Estrada dos Macacos.....	83
Figura 31 - Classe de Solos da Estrada dos Macacos.....	84
Figura 32 - Localização da Praça Experimental.....	85
Figura 33 - Dimensões das Seções na Praça Experimental .....	86
Figura 34 - Preparação da praça experimental .....	87
Figura 35 - Demarcação da praça experimental .....	87
Figura 36 - Distribuição esquemática dos procedimentos na praça experimental .....	88
Figura 37 - Coleta da amostra geral e respectivos ensaios em laboratório.....	89
Figura 38 - Aparelhos Utilizados em Campo - Praça Experimental .....	90
Figura 39 - Localização padrão nas seções da coleta das amostras e dos ensaios de campo .	92
Figura 40 - Componentes do Penetrômetro Dinâmico (DPL) - Modelo IAA/Planalsucar-Stolf .....	96
Figura 41 - Medições Iniciais do Procedimento no Penetrômetro Dinâmico (DPL) .....	97
Figura 42 - Procedimento em Campo do Penetrômetro Dinâmico (DPL) .....	98
Figura 43 - Deflectômetro de Impacto Leve (LWD), Modelo “TERRATEST 4000 USB” ..	99
Figura 44 - Procedimento Inicial do Deflectômetro de Impacto Leve (LWD) .....	101
Figura 45 - Procedimento em Campo do Deflectômetro de Impacto Leve (LWD) .....	102
Figura 46 - Relatório Impresso <i>in situ</i> pela Impressora Térmica .....	102
Figura 47 - Representação Esquemática da correlação entre o DPL e o LWD.....	103

Figura 48 - Equipamentos do Ensaio do Penetrômetro Estático em Laboratório .....	106
Figura 49 - Divisões do Cone de Aço.....	107
Figura 50 - Ensaio de Penetração Estática em Laboratório.....	107
Figura 51 - Equipamentos do Ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL) em Laboratório ..	109
Figura 52 - Procedimentos Iniciais do Ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL) em Laboratório .....	110
Figura 53 - Curvas Granulométricas das Amostras.....	111
Figura 54 - Curva Granulométrica Média das Amostras.....	112
Figura 55 - Determinações das Curvas de compactação: a) Amostras 1, 4, 6 e Geral b) Média das Amostras .....	115
Figura 56 - Determinações das Curvas de compactação da Amostra Geral para energia de compactação normal, intermediária e modificada .....	115
Figura 57 - Número de Passadas versus Grau de Compactação (GC) .....	117
Figura 58 - ISC para energia de compactação normal: a) Amostras 2, 4 e 6 b) Média das Amostras 2 e 4 .....	117
Figura 59 - ISC da Amostra Geral para energia de compactação normal, intermediária e modificada .....	118
Figura 60 - Determinações da resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade com variação da Umidade ( $\omega$ ) em laboratório: a) PE b) DPL .....	122
Figura 61 - Determinações da umidade ( $\omega$ ) versus: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) para o DPL e PE em laboratório b) peso específico aparente seco ( $\gamma_s$ ).....	122
Figura 62 - Correlação entre as médias das resistências de ponta do PE ( $q_{cPE}$ ) e do DPL ( $q_{cDPL}$ ), em laboratório .....	123
Figura 63 - Determinações para as passadas 0 e 2: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade.....	124

Figura 64 - Determinações para as passadas 4, 6 e 8: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade.....	125
Figura 65 - Determinações para a passada 10: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade.....	126
Figura 66 - Média das passadas na evolução da resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade .....	126
Figura 67 - Determinações para a Seção 2 da praça experimental em um sistema viário: c) número de impactos versus profundidade d) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade.....	127
Figura 68 - Determinação para a Seção 2: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade .....	127
Figura 69 - Determinação para a Seção 3, 4 e 5: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade.....	128
Figura 70 - Correlação entre o Deslocamento por Impacto (DN) e o Peso Específico Aparente Seco ( $\gamma_s$ ).....	129
Figura 71 - Determinações das Passadas 2 e 6, para a carga dinâmica de 10 Kg: a) média das deflexões S1, S2 e S3 b) deflexão média ( $S_m$ ).....	130
Figura 72 - Determinações das Passadas 4 e 8, para a carga dinâmica de 10 Kg e 15 Kg: a) média das deflexões S1, S2 e S3 b) deflexão média ( $S_m$ ).....	131
Figura 73 – Deflexões médias ( $S_m$ ) de cada passada para carga dinâmica: a) 10 Kg b) 15 Kg .....	132
Figura 74 - Determinações para uma areia siltosa colapsível na condição natural (Área A) e na condição inundada (Área c), no LWD, para o tempo (t) versus a deflexão media ( $S_m$ ) para carga dinâmica: a) 10 Kg b) 15 Kg .....	133

Figura 75 - Determinações das médias do LWD, para cargas dinâmicas de 10 Kg e 15 Kg, no gráfico tempo (t) versus a deflexão média ( $S_m$ ): a) condição natural (Área A) b) condição inundada (Área c)..... 134

Figura 76 - Correlação entre DN (deslocamento por impacto) do DPL e : a)  $E_{LWD}$  (módulo de elasticidade dinâmico) do LWD e b)  $S_m$  (deflexão média) do LWD..... 135

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Resumo das Especificações dos Materiais .....	32
Tabela 2 - Energia de compactação em Laboratório .....	40
Tabela 3 - Características dos Rolos Compactadores.....	43
Tabela 4 - Análise Comparativa de Métodos de Ensaio para a Determinação da Umidade .	47
Tabela 5 - Exemplo de tabela de campo para levantamento do DPL.....	51
Tabela 6 - Exemplo da média geral para cada intervalo.....	56
Tabela 7 – Resumo das fórmulas para o cálculo da resistência de ponta do DPL .....	58
Tabela 8 - Média geral de todos os ensaios: fórmula de Sanders, dos holandeses e de Brix aplicadas aos cinco tratamentos de massa de impacto e o penetrômetro convencional .....	60
Tabela 9 - Correlações entre o Penetrômetro Dinâmico (DPL) e o Índice de Suporte Califórnia (ISC) .....	60
Tabela 10 - Comparação entre tipos de solo utilizando cinco tratamentos de DPL pela Fórmula dos Holandeses em comparação ao tratamento de PE .....	63
Tabela 11 - Faixa do parâmetro Área para alguns tipos de pavimentos.....	78
Tabela 12 - Condição estrutural do pavimento segundo parâmetro Área .....	78
Tabela 13 - Correlações entre o módulo de elasticidade do solo e.....	81
Tabela 14 - Distribuição e Nomenclaturas utilizadas para os Ensaio de Campo.....	91
Tabela 15 - Granulometria, Limites de Consistência e Classificação do Solo.....	113
Tabela 16 - Umidade, Porosidade e Grau de Saturação .....	114
Tabela 17 - Umidade Ótima e Peso Específico Aparente Seco Máximo .....	116
Tabela 18 - Peso Esp. Aparente Seco, Massa Esp. dos Grãos e Grau de Compactação .....	116
Tabela 19 - Determinações do Ensaio Químico .....	119

Tabela 20 - Determinações do Ensaio de Fluorescência de Raios-X.....	120
Tabela 21 – Quadro resumo das determinações para os parâmetros do LWD.....	132

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 - Granulometria do material (DNIT) .....	30
Quadro 2 - Características do penetrômetro de impacto do modelo STOLF .....	59

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>20</b>
1.1	IMPORTÂNCIA DO CONTROLE DA COMPACTAÇÃO NA PAVIMENTAÇÃO DE ESTRADAS .....	22
1.2	USO DE NOVAS TÉCNICAS.....	23
1.3	MOTIVAÇÃO PARA A CONSTRUÇÃO DA ESTRADA .....	24
1.4	OBJETIVOS .....	24
<b>1.4.1</b>	<b>Objetivo Geral.....</b>	<b>25</b>
<b>1.4.2</b>	<b>Objetivos Específicos .....</b>	<b>25</b>
1.5	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	26
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>27</b>
2.1	REQUISITOS UTILIZADOS PARA MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO ...	27
<b>2.1.1</b>	<b>Aterros .....</b>	<b>28</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Base .....</b>	<b>29</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Sub-Base .....</b>	<b>30</b>
<b>2.1.4</b>	<b>Reforço do Subleito.....</b>	<b>31</b>
<b>2.1.5</b>	<b>Regularização do Subleito.....</b>	<b>32</b>
<b>2.1.6</b>	<b>Resumo dos Requisitos Utilizados para Materiais de Pavimentação .....</b>	<b>32</b>
<b>2.1.7</b>	<b>Novo Método de Dimensionamento Mecânico Empírico de Pavimentos Asfálticos - Projeto DNIT TED 682/2014 .....</b>	<b>33</b>
2.2	SOLOS TROPICAIS .....	34
2.3	COMPACTAÇÃO DOS SOLOS .....	35
<b>2.3.1</b>	<b>Fatores que Influenciam na Compactação .....</b>	<b>36</b>
2.3.1.1	Umidade.....	36
2.3.1.2	Tipo de Solo.....	37
2.3.1.3	Esforço de compactação .....	40
<b>2.3.2</b>	<b>Método de Compactação em Campo .....</b>	<b>41</b>
<b>2.3.3</b>	<b>Controle de Compactação em Campo .....</b>	<b>45</b>

2.3.3.1	Ensaio de determinação de umidade.....	46
2.3.3.2	Ensaio de Determinação da Massa Específica Aparente .....	47
2.4	PENETRÔMETROS .....	48
<b>2.4.1</b>	<b>Origem .....</b>	<b>48</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Penetrômetro Dinâmico (DPL).....</b>	<b>49</b>
2.4.2.1	Origem .....	49
2.4.2.2	Procedimento do Ensaio .....	51
2.4.2.3	Cálculo da resistência de Ponta .....	56
2.4.2.4	Correlação entre o Penetrômetro Dinâmico (DPL) e o Índice de Suporte Califórnia (ISC) .....	60
<b>2.4.3</b>	<b>Penetrômetro Estático (PE) .....</b>	<b>60</b>
2.4.3.1	Origem .....	61
2.4.3.2	Procedimento do Ensaio .....	61
2.4.3.3	Cálculo da resistência de Ponta .....	63
2.4.3.4	Correlação entre o (DPL) e o (PE) .....	63
<b>2.4.4</b>	<b>Deflectômetro de Impacto Leve (LWD) .....</b>	<b>64</b>
2.4.4.1	Origem .....	64
2.4.4.2	O Equipamento .....	68
2.4.4.3	Procedimento do Ensaio .....	70
2.4.4.4	Interpretação dos Dados .....	71
2.4.4.5	Interpretação dos Resultados .....	73
2.4.4.6	Correlações entre Módulo de Elasticidade do Solo e o Índice do Deslocamento por Impacto do DPL. ....	80
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>82</b>
3.1	DESCRIÇÃO DA OBRA.....	82
<b>3.1.1</b>	<b>Local e Trajeto .....</b>	<b>82</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Classificação Pedológica dos Solos no Trajeto da Estrada dos Macacos .....</b>	<b>83</b>
3.2	DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS .....	85
<b>3.2.1</b>	<b>Praça Experimental e Experimentos de Campo .....</b>	<b>85</b>
3.2.1.1	Local dos Ensaios .....	85
3.2.1.2	Demarcação das Seções.....	86

3.2.1.3	Esquema Geral dos Ensaios Relacionados às Seções .....	87
3.2.1.4	Tipos de Compactação.....	89
3.2.1.5	Ensaios Realizados em Campo .....	90
3.2.1.6	Fatores Excepcionais nos Ensaios de Campo .....	93
<b>3.2.2</b>	<b>Experimentos de Laboratório.....</b>	<b>93</b>
3.2.2.1	Locais dos Ensaios.....	93
3.2.2.2	Ensaios Realizados em Laboratório.....	94
3.3	PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS REALIZADOS .....	94
<b>3.3.1</b>	<b>Ensaios Realizados em Campo .....</b>	<b>95</b>
3.3.1.1	Umidade em Campo pelo Método Expedito do “Speedy” .....	95
3.3.1.2	Massa Específica Aparente pelo Método do Frasco de Areia .....	95
3.3.1.3	Resistência de Ponta ( $q_c$ ) pelo Ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL) .....	95
3.3.1.4	Módulo de Elasticidade do Solo ( $E_{LWD}$ ) pelo Deflectômetro de Impacto Leve (LWD).....	98
<b>3.3.2</b>	<b>Ensaios Realizados em Laboratório.....</b>	<b>103</b>
3.3.2.1	Caracterização Física .....	103
3.3.2.2	Caracterização Química.....	105
3.3.2.3	Caracterização Mecânica .....	105
<b>4</b>	<b>RESULTADOS .....</b>	<b>111</b>
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA .....	111
<b>4.1.1</b>	<b>Granulometria, Limites de Consistência e Classificação do Solo.....</b>	<b>111</b>
<b>4.1.2</b>	<b>Índices Físicos - Umidade.....</b>	<b>113</b>
<b>4.1.3</b>	<b>Índices Físicos - Peso Específico do Solo e Massa Específica dos Grãos ....</b>	<b>114</b>
<b>4.1.4</b>	<b>Compactação “Proctor” .....</b>	<b>114</b>
<b>4.1.5</b>	<b>Índice de Suporte Califórnia (ISC) .....</b>	<b>117</b>
<b>4.1.6</b>	<b>Caracterização Química.....</b>	<b>119</b>
4.2	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA.....	121
<b>4.2.1</b>	<b>Laboratório .....</b>	<b>121</b>
4.2.1.1	Penetrômetro Estático (PE) e Penetrômetro Dinâmico (DPL) .....	121
<b>4.2.2</b>	<b>Campo.....</b>	<b>123</b>

4.2.2.1	Penetrômetro Dinâmico (DPL).....	124
4.2.2.2	Deflectômetro de Impacto Leve (LWD).....	129
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....</b>	<b>136</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	136
5.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS .....	137
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>138</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Este trabalho é dirigido à análise da compactação das camadas para pavimentação de estradas em asfalto como ferramenta para um elevado nível de desempenho estrutural. Por isso é relevante para esta análise o uso de tecnologias mais modernas na engenharia, os ensaios não destrutivos, conhecidos pela rapidez nas verificações e pela produção de mínimas perturbações estruturais no solo, em oposição aos métodos tradicionais.

A estrada está localizada no bairro da Guabiraba, no limite da Reserva Ambiental de Dois Irmãos, no Recife-PE, Brasil. As verificações na fase da investigação geotécnica e construtiva do sistema viário foram satisfatórias para o bom desempenho nos conformes das normas vigentes e, para compreendermos a evolução tecnológica de construções de estradas, discorreremos historicamente através do tempo.

A necessidade de construção de estradas interurbanas contribuiu em muito para o desenvolvimento de teorias e conhecimentos sobre os processos de compactação de solos. Um dos primeiros casos conhecidos de compactação data de antes de 3500 aC, por volta da invenção da roda. Nessa época, o povo Inca que habitava na América do Sul, executou uma extensa rede de estradas construída com o trabalho humano para tráfego de animais e pedestres, RIBEIRO (2008).

No Egito, entre 2600 aC e 2400 aC, eram utilizados lajões justapostos sobre base com boa capacidade de suporte, SAUNIER (1936, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006). Na Babilônia, entre 2000 aC e 1500 aC, as estradas começaram a ser construídas com blocos de pedra fabricados à medida e colocados em diferentes camadas, possivelmente assentados sem a utilização de qualquer ligante, RIBEIRO (2008).

Os romanos, entre 27 aC e 476 dC, trouxeram o maior avanço na engenharia rodoviária numa extensiva malha de estradas estratégicas para o controle militar do seu vasto império, RIBEIRO (2008). Eram utilizadas misturas do solo argiloso com o siltoso, como almofada entre a fundação e a camada superficial, ambas executadas em blocos de pedra para um melhor comportamento mecânico, HAGEN (1955, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006).

Na Europa do século XVIII, com o aumento do movimento comercial e militar no início da Revolução Industrial, novos métodos e técnicas construtivas e de compactação foram desenvolvidos e testados. No início do século XIX, na Inglaterra, foi utilizado o gado bovino e ovino para comprimir as estruturas de barragem em aterro, tornando-se o modelo para o desenvolvimento do cilindro pé de carneiro. Em 1830, a França iniciou a utilização dos primeiros rolos puxados a cavalo e, em 1860, os ingleses utilizavam-os puxados à máquina a

vapor. Em 1920, foi desenvolvido o cilindro pé de carneiro, que atualmente é utilizado como o do tipo leve e o rolo liso propulsionado por motores de combustão interna, RIBEIRO (2008).

Em 1930, desenvolveram-se os primeiros cilindros com rolo de pneus para compressão de camadas superficiais finas e pré-comprimidas e os cilindros pé de carneiro que atualmente são utilizados em aterros rodoviários e barragens de aterro. Em 1933, ano da publicação do método de compactação de R. R. Proctor e foi desenvolvido na Alemanha um equipamento autopropulsionado com placa de vibração, RIBEIRO (2008).

Com a Segunda Guerra Mundial, novas tecnologias de compactação foram desenvolvidas pelos engenheiros do exército dos Estados Unidos para utilização nas pistas das bases aéreas, com o uso de rolos de pneus com até 24 unidades. Em 1945, houve um grande desenvolvimento nos equipamentos de compactação por vibração, que permitiu um aumento considerável na densidade do solo, RIBEIRO (2008).

No Brasil, a construção de rodovias iniciou com a inauguração da Estrada do Mar em 1560, remodelada para o tráfego de veículos de tração animal em 1661, pavimentada nos trechos mais íngremes da serra inicialmente com laje de granito em 1789 e com concreto em 1922, BERNUCCI *et al.* (2006).

Em 1660, foi construída a Estrada Real ligando Minas Gerais ao Rio de Janeiro, no século XVIII foi pavimentada para transporte do ouro, no século XIX, para o transporte do café e posteriormente reestruturada para viabilizar o turismo, RIBAS (2003, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006) e em 1854, o império construiu a Estrada Normal da Serra da Estrela-RJ, BERNUCCI *et al.* (2006).

Em 1860 foi inaugurada a Estrada de Rodagem União e Indústria ligando Petrópolis-RJ a Juiz de Fora-MG, utilizando macadame como base/revestimento, cuidadosamente drenado, com valetas em alvenaria, obras de arte e, no início do século XX, utilizava-se o revestimento de macadame hidráulico ou variações, sendo ainda reitras a veículos de tração animal, PREGO (2001, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006). Em 1928 foi inaugurada a rodovia Rio-São Paulo e a Rio-Petrópolis, como a conhecemos hoje, BERNUCCI *et al.* (2006).

Em 1942 com a parceria dos engenheiros brasileiros com americanos, utilizou-se o avanço tecnológico desenvolvido durante a segunda guerra mundial através das obras de pistas de aeroportos e estradas de acesso e já utilizando o ensaio recém-desenvolvido “California Bearing Ratio” (CBR) ou Índice de Suporte Califórnia (ISC), BERNUCCI *et al.* (2006).

Em 1950 já se utilizaram em escala industrial as melhorias das estradas vicinais com abertura e melhoramento das estradas do Nordeste, PREGO (2001, *apud* BERNUCCI *et al.* (2006). Como destaque de 1953 na criação da Petrobrás e, em 1955, a inauguração da primeira fábrica nacional de asfalto na Refinaria Presidente Bernardes-SP. Em 1956, a malha rodoviária pavimentada cresceu com a criação do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) e da Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), BERNUCCI *et al.* (2006).

Nos governos militares, entre 1964 e 1984, os grandes destaques rodoviários ficaram por conta da Transamazônica e da Ponte Rio-Niterói e, em 1985, o Brasil possuía em torno os 110.000 km de rodovias pavimentadas, confrontados, após 20 anos, em 2005, com apenas 196.000 km. Essa expansão nos minguados 56,1 %, evidencia uma clara deficiência da infraestrutura nas construções das rodovias e somado a péssima manutenção das mesmas, com o consumo anual de 2 milhões de toneladas de asfalto, quando comparado aos USA, com o consumo anual entre 27 a 33 milhões de toneladas, BERNUCCI *et al.* (2006).

## 1.1 IMPORTÂNCIA DO CONTROLE DA COMPACTAÇÃO NA PAVIMENTAÇÃO DE ESTRADAS

A compactação é um processo de estabilização mecânica que se faz necessário quando o solo não apresenta as propriedades requeridas no projeto para execução de uma obra. Na engenharia rodoviária, uma boa compactação do solo na sua base e sub-base é imprescindível para uma manutenção menos onerosa e uma maior durabilidade dentro das condições físicas aceitáveis para o local a ser executada a rodovia.

O processo de compactação é realizado através de ação mecânica no intuito de diminuir do índice de vazios do solo sob um esforço de compressão aplicada repetitivamente sobre o mesmo, que chamamos de passadas. Esse procedimento faz com que o ar seja expulso dos poros do solo, sem reduções relevantes da parte líquida representada pela água, e da parte sólida representada pelos grãos. Alterando positivamente suas propriedades mecânicas pelo aumento do seu peso específico, tornando-o mais denso, incrementando sua resistência ao cisalhamento e reduzindo seu coeficiente de permeabilidade e compressibilidade e, conseqüentemente, reduzindo as variações volumétricas pela ação de solicitações externas ou mesmo pela ação da água.

Os problemas mais comuns numa compactação executada de forma inadequada ao projeto estão no excesso de umidade aplicada ao solo durante o procedimento, o que leva à dificuldade da expulsão do ar devido o mesmo ficar envolto de água e também no excesso de

passadas do rolo compressor vibratório, ocasionando a perda do grau de compactação devido à destruição do arranjo estrutural recém-formado. Como resultado, podemos ter recalques excessivos na camada de pavimento rodoviário, ruptura e/ou erosão do solo em aterros, rompimento de tubulações sob a rodovia levando a percolação de água e/ou gases, dentre outros.

O controle de execução de compactação é utilizado para aprimorar o processo e diminuir possíveis falhas citadas anteriormente. Esse acompanhamento geralmente é procedido em duas fases da obra: na execução, através de ensaios físico-químicos do solo; e na escolha dos equipamentos a serem utilizados, no número de passadas necessárias, no controle da umidade na adição de água, dentre outros. Nos ensaios de campo, analisamos a compactação efetuada através de relações dos seus resultados com os realizados nos ensaios de laboratório na etapa anterior.

Os procedimentos de controle citados anteriormente, na prática, em obras rodoviárias, são desprezados e sintetizados no ensaio de compactação de “Proctor”, obtendo-se o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima para o menor índice de vazios, ou seja, maior compactação, mas ainda necessitando de ensaios essenciais para escolha dos equipamentos a serem utilizados, para verificação da homogeneidade das camadas compactadas e para medição da rigidez do solo durante o procedimento, CLAUS (2014).

## 1.2 USO DE NOVAS TÉCNICAS

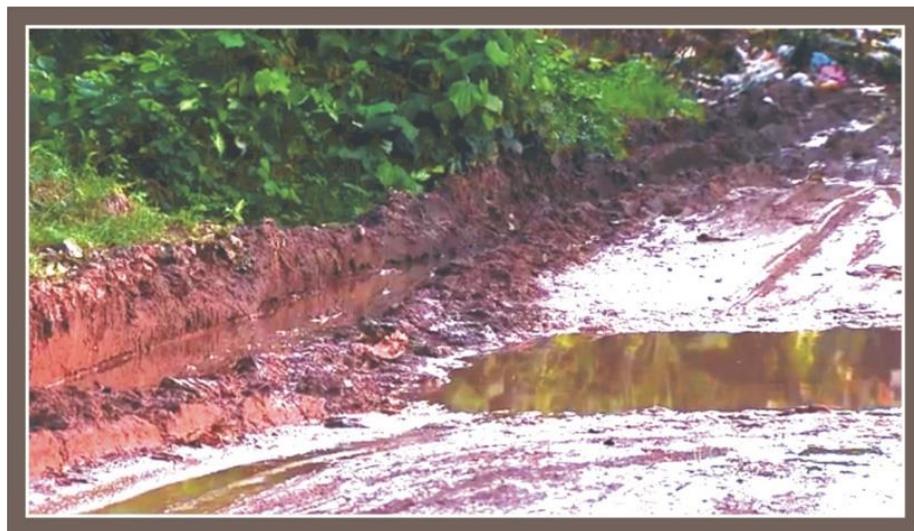
O mundo globalizado trouxe consigo um mercado muito competitivo onde as empresas buscam um diferencial da concorrência numa gestão de qualidade e uma excelência dos serviços que se traduz em economia e qualidade. Na área da engenharia rodoviária foi fundamental o desenvolvimento de novas tecnologias de equipamentos e de procedimentos nos ensaios de campo e de laboratório, resultando em novos dados e solicitações, as quais, quando analisadas, torna o controle de execução da compactação mais eficiente e confiável.

A dissertação irá concentrar-se nos ensaios de investigações considerados não destrutivos, que vem se mostrando eficientes nas verificações dos resultados de forma mais imediata, precisa e com o mínimo de perturbação na estrutura da camada. Nesse grupo, foi manuseado o Penetrômetro Dinâmico ou “Dynamic Penetrometer Light” (DPL); Penetrômetro Estático (PE); e o Deflectômetro de Impacto Leve (LWD), para mensurar a resistência de ponta e, este último, os parâmetros de rigidez do solo.

### 1.3 MOTIVAÇÃO PARA A CONSTRUÇÃO DA ESTRADA

A Estrada dos Macacos, objeto de estudo e análise, está situada no município do Recife, no bairro da Guabiraba, o maior em extensão territorial da cidade e considerado o pulmão verde da capital pernambucana. Inicia na BR-101, delimita o bairro da Guabiraba com o de Dois Irmãos e acaba na Comunidade dos Macacos. Devido ao crescimento da população local, hoje com 7.000 habitantes, essa estrada serve de via para automóveis de passeio, caminhões de entrega, limpeza urbana, micro-ônibus de transporte público complementar da linha 115, gerando um desgaste muito alto ao solo local em épocas de chuvas, resultando em buracos e muita lama, travando o desenvolvimento socioeconômico desta região, Figura 1.

Figura 1 - Estrada dos Macacos – Bairro da Guabiraba – Recife/PE



Fonte: Adaptado de G1.GLOBO.COM (2013).

Em 2015 a comunidade se mobilizou para exigir dos órgãos competentes, a pavimentação e a drenagem da Estrada dos Macacos, mobilizando-se com a interdição da BR-101. A necessidade do início da obra nesta via era de uma urgência que não podia mais ser postergada.

### 1.4 OBJETIVOS

Será descrito o objetivo geral e os objetivos específicos do trabalho.

### 1.4.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é a avaliar a camada compactada de uma rodovia, considerando um trecho experimental, através das caracterizações físico-químico-mecânicas, por meio dos ensaios não destrutíveis do penetrômetro dinâmico (DPL) em campo e em laboratório; do penetrômetro estático (PE) em laboratório; e o deflectômetro de impacto leve (LWD) em campo.

### 1.4.2 Objetivos Específicos

A seguir, listam-se as investigações específicas para a avaliação da compactação:

- a) avaliar o processo de compactação do solo por meio de ensaios convencionais destrutivos: umidade pelo método “speedy” e pelo método da estufa, massa específica aparente pelo método do frasco de areia, determinação da massa específica (densidade real), determinação do limite de liquidez e de plasticidade, granulometria pelo método de peneiramento e sedimentação, compactação “Proctor”, índice de suporte Califórnia (ISC), químico analítico e de fluorescência de raios X;
- b) avaliar o processo de compactação do solo por meio de ensaios não destrutivos: deflectômetro de impacto leve (LWD), penetrômetro dinâmico (DPL) e o penetrômetro estático (PE);
- c) verificar a utilização do material investigado na estrutura do complexo viário considerando as normas do Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes (DNIT);
- d) comparar as determinações da umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) por meio dos gráficos de compactação obtidos a partir do peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{smáx}$ ), com os gráficos determinados pelos penetrômetros em laboratório a partir da resistência de ponta dinâmica ( $q_{cDPL}$ ) e estática ( $q_{cPE}$ );

- e) desenvolver as correlações entre o módulo de elasticidade ( $E_{LWD}$ ), do LWD, pelo deslocamento por impacto (DN) do DPL e entre a deflexão média ( $S_m$ ), do LWD, pelo deslocamento por impacto (DN);
- f) obter as correlações entre as resistências de ponta obtidas pelo penetrômetro dinâmico e pelo penetrômetro estático (PE) em laboratório;
- g) analisar a homogeneidade da camada compactada, por meio da resistência de ponta do DPL em campo, na sua extensão e profundidade; e a evolução da resistência de ponta com as passadas;
- h) analisar o grau de compatividade (s/v) do LWD na necessidade de novas passadas do rolo para as condições do solo compactado.

## 1.5 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No Primeiro Capítulo contextualiza a importância do controle na compactação da pavimentação da Estrada dos Macacos; enfatiza a importância dos ensaios em campo em um comparativo com os ensaios laboratoriais; introduz novas técnicas, como o (DLP), o (PE) e o (LWD); os objetivos pretendidos na formulação deste trabalho; e a distribuição dos capítulos.

No Segundo Capítulo apresenta uma revisão bibliográfica dos procedimentos, investigação e utilizações de materiais na pavimentação de estradas com seu controle de compactação normatizado. Descrições dos ensaios de campo e de laboratório necessários à homogeneização das camadas e seu controle de rigidez do solo.

No Terceiro Capítulo são descritos os materiais e métodos utilizados. Iniciando-se pela descrição da obra da estrada, descrição dos tipos de experimentos de investigação geotécnica e por fim, os procedimentos normatizados dos ensaios realizados em campo e em laboratório.

No Quarto Capítulo apresentam-se os resultados dos ensaios realizados em campo e em laboratório, analisando e relacionando os resultados obtidos para uma avaliação da qualidade da compactação da rodovia.

No Quinto Capítulo é reservada a conclusão do trabalho e sugestões para futuras pesquisas sobre o assunto abordado.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo descreve um breve conceito acerca dos requisitos materiais de pavimentação utilizados e dos controles de compactação, em conformidade com as normas vigentes no país e balizadas através de publicações renomadas. Serão descrito ainda os métodos não destrutivos do penetrômetro dinâmico (DPL), do penetrômetro estático (PE) e do deflectômetro de impacto leve (LWD), para a verificação da compactação do solo em estradas.

### 2.1 REQUISITOS UTILIZADOS PARA MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO

Na engenharia rodoviária podemos definir pavimento como a estrutura de múltiplas camadas sobre uma fundação, ou seja, o subleito ou, se necessário, sobre um reforço do subleito. Seu comportamento estrutural depende da espessura, da homogeneidade e da rigidez das camadas e da interação entre as mesmas. O revestimento é a camada superior que deve ser quanto possível impermeável e que possa resistir à carga dos veículos e a ação climática, BERNUCCI *et al.* (2006).

Dependendo da rigidez da estrutura, podemos dividi-la em estruturas rígidas e flexíveis. Nas estruturas rígidas, são utilizados pavimento de concreto, que são duráveis e geralmente produzidos em placas, com ou sem armaduras, e assentados numa pequena camada regularizatória de areia. Nas estruturas flexíveis são utilizados pavimento de asfalto, o caso do sistema viário estudado.

Pode-se necessitar ou não de aterro; base composta de material granular, permeável; sub-base com ou sem agentes cimentantes para que haja certa resistência mecânica; um reforço do subleito, quando necessário; e um subleito com pouca umidade. A depender da capacidade de suporte do subleito, da solicitação do tráfego e da rigidez das camadas, podemos excluir uma ou mais camadas.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) normatizou os principais requisitos para utilização dos materiais nas construções de rodovias. A seguir serão descritas estas especificações para as camadas de aterro, de base, de sub-base, de reforço do subleito e de regularização do subleito. Para concluir, será apresentado o resumo destes requisitos e uma breve introdução ao novo método de dimensionamento mecanístico empírico de pavimentos asfálticos.

### 2.1.1 Aterros

Aterro é definido como segmentos de rodovia cuja implantação requer depósito de materiais provenientes de cortes e/ou de empréstimos no interior dos limites das seções de projeto (Off sets) que definem o corpo estradal, o qual corresponde à faixa terraplenada. O aterro é composto de dois segmentos, o primeiro é o corpo do aterro, que é a parte do aterro situada sobre o terreno natural até 0,60 m abaixo da cota correspondente ao greide de terraplenagem, e a segunda é a camada final, com 0,60 m de espessura, situada sobre o segmento anterior ou sobre o terreno remanescente de um corte com a superfície definida pelo greide de terraplenagem (DNIT 108/2009-ES).

Os materiais de 1ª categoria compreendem os solos em geral, residuais ou sedimentares, seixos rolados ou não, com diâmetro máximo inferior a 0,15 m, qualquer que seja o teor de umidade apresentado. O processo de extração é compatível com a utilização de “Dozer” ou “Scraper” rebocado ou motorizado. Os materiais de 2ª categoria compreendem os solos de resistência ao desmonte mecânico inferior à da rocha não alterada, cuja extração se processe por combinação de métodos que obriguem a utilização do maior equipamento de escarificação exigido contratualmente, podendo ou não envolver o uso de explosivos ou processo manual adequado. Estão incluídos nesta categoria os blocos de rocha de volume inferior a 2 m<sup>3</sup> e os matacões ou pedras de diâmetro médio compreendido entre 0,15 m e 1,00 m (DNIT 106/2009-ES).

Os materiais para executar o aterro devem provir de escavações na execução dos cortes e da utilização de empréstimos, caracterizados e selecionados com base nos estudos geotécnicos que ordinariamente devem se enquadrar nas classificações de 1ª categoria e de 2ª categoria e deve atender a várias características mecânicas e físicas. Devem ser preferencialmente utilizados de conformidade com sua qualificação e destinação prévia fixada no projeto, devem se isentos de matérias orgânicas, micáceas, diatomáceas e nem devem ser constituídos de turfas ou argilas orgânicas (DNIT 108/2009-ES).

Na execução do corpo do aterro, o solo deve apresentar capacidade de suporte adequada de índice de suporte califórnia (ISC)  $\geq 2\%$  e expansão  $\leq 4\%$ , determinados pela energia de compactação normal na aplicação de 12 golpes por camada. Na execução da sua camada final, é apresentada dentro das disponibilidades e em consonância com os preceitos de ordem técnico-econômica, a melhor capacidade de suporte e expansão  $\leq 2\%$ , cabendo à determinação dos valores de ISC e de expansão pertinentes, determinados pela energia de

compactação intermediária, com aplicação de 26 golpes por camada (DNIT 106/2009-ES, DNIT 164/2013-ME e DNIT 172/2016-ME).

Em regiões onde houver ocorrência de materiais rochosos e na falta de materiais de 1ª e/ou 2ª categoria admite-se, desde que devidamente especificado no projeto de engenharia, o emprego de materiais de 3ª categoria, que são rochas não alteradas e blocos de rocha com diâmetro médio superior a 1,00 m, ou de volume igual ou superior a 2,00 m<sup>3</sup> (DNIT 106/2009-ES, DNIT 164/2013-ME e DNIT 172/2016-ME).

### 2.1.2 Base

É definida como a camada de pavimentação destinada a resistir aos esforços verticais oriundos dos veículos, distribuindo-os adequadamente à camada subjacente, executada sobre a sub-base, subleito ou reforço do subleito devidamente regularizado e compactado. Pode, através da estabilização granulométrica, melhorar sua capacidade resistente de materiais “in natura” ou mistura de materiais, mediante emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter um produto final com propriedades adequadas de estabilidade e durabilidade. É de responsabilidade do executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los (DNIT 141/2010-ES).

Os materiais constituintes da base são solos, mistura de solos, mistura de solos e materiais britados, submetido a ensaios de caracterização física de granulometria para a determinação do equivalente do solo ou de agregados miúdos, limites de plasticidade e limite de liquidez (DNER-ME 051/1994, DNER-ME 054/1994, ABNT-NBR 12052/1992 e AASHTO T 176-86). Os materiais devem possuir composição granulométrica satisfazendo a uma das faixas granulométricas do DNIT, Quadro 1, de acordo com o Número “N” de tráfego calculado segundo a metodologia do Corpo de Engenheiros dos Exércitos dos EUA (USACE). Para  $N > 5 \times 10^6$ , o material tem que ser enquadrado em uma das 4 (quatro) faixas, A, B, C ou D e, para  $N \leq 5 \times 10^6$ , tem que ser enquadrado em uma das 6 (seis) faixas, A, B, C, D, E ou F, CLAUS (2014).

A fração que passa na peneira n° 40 deve apresentar limite de liquidez inferior ou igual a 25 %, e índice de plasticidade inferior ou igual a 6 %; quando esses limites forem ultrapassados, o equivalente de areia deve ser maior que 30 %. A porcentagem do material que passa na peneira n° 200 não deve ultrapassar 2/3 da porcentagem que passa na peneira n° 40 (DNIT 141/2010-ES).

Quadro 1 - Granulometria do material (DNIT)

Tipos	Para $N > 5 \times 10^6$				Para $N < 5 \times 10^6$		Tolerâncias da faixa de projeto
	A	B	C	D	E	F	
	% em peso passando						
2"	100	100	-	-	-	-	$\pm 7$
1"	-	75-90	100	100	100	100	$\pm 7$
3/8"	30-65	40-75	50-85	60-100	-	-	$\pm 7$
Nº 4	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	10-100	$\pm 5$
Nº 10	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100	$\pm 5$
Nº 40	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70	$\pm 2$
Nº 200	2-8	5-15	5-15	10-25	6-20	8-25	$\pm 2$

Fonte: DNIT 141/2010.

Onde: “N” o número equivalente de operação de um eixo tomado como padrão e “A, B, C, D, E e F” as faixas granulométricas do DNIT.

Na execução da base, o solo deve apresentar capacidade de suporte adequada,  $ISC \geq 60\%$  para o número equivalente de operação de um eixo tomado como padrão  $N \leq 5 \times 10^6$ ,  $ISC \geq 80\%$  para  $N > 5 \times 10^6$ , expansão  $\leq 0,5\%$  e determinado em projeto à energia de compactação modificada. O agregado retido na peneira nº 10 deve ser constituído de partículas duras e resistentes, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, e isento de matéria vegetal ou outra substância prejudicial. Quando submetidos ao ensaio de abrasão Los Angeles (DNER-ME 035/98), não devem apresentar desgaste superior a 55%, admitindo-se valores maiores, no caso de, em utilização anterior, terem apresentado desempenho satisfatório (DNIT 164/2013-ME, DNIT 172/2016-ME e DNIT 141/2010-ES).

### 2.1.3 Sub-Base

É definida como a camada de pavimentação, complementar à base e com as mesmas funções desta, executada sobre o subleito ou reforço do subleito, devidamente compactado e regularizado. Similar à base e através da estabilização granulométrica, pode melhorar sua capacidade resistente de materiais “in natura” ou mistura de materiais, mediante emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter um produto final com propriedades

satisfatórias de estabilidade e durabilidade. Também é de responsabilidade do executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los (DNIT 139/2010-ES).

Os materiais constituintes são solos, mistura de solos, mistura de solos e materiais britados, quando submetido a ensaios de caracterização física, estes devem apresentar seu índice de Grupo (IG) = 0, e a fração retida na peneira nº 10 no ensaio de granulometria deve ser constituída de partículas duras, isentas de fragmentos moles, material orgânico ou outras substâncias prejudiciais (DNIT 139/2010-ES).

Na execução da base, o solo deve apresentar o índice de suporte califórnia (ISC)  $\geq 20$  % e expansão  $\leq 1$  %, e determinado em projeto à energia de compactação intermediária. No caso de solos lateríticos, os materiais submetidos aos ensaios acima podem apresentar IG  $\neq 0$  e expansão  $> 1,0\%$ , desde que no ensaio de expansibilidade apresente um valor inferior a 10 % (DNIT 164/2013-ME, DNIT 172/2016-ME e DNIT 139/2010-ES).

#### 2.1.4 Reforço do Subleito

É uma camada estabilizada granulometricamente, executada sobre o subleito devidamente compactado e regularizado, utilizada quando se torna necessário reduzir espessuras elevadas da camada de sub-base, originadas pela baixa capacidade de suporte do subleito. Podendo-se processar melhorias na sua capacidade resistente de materiais *in natura* ou mistura de materiais, mediante o emprego de energia de compactação adequada, de forma a se obter um produto final com propriedades conformes de estabilidade e durabilidade. Também é de responsabilidade do executante a proteção dos serviços e materiais contra a ação destrutiva das águas pluviais, do tráfego e de outros agentes que possam danificá-los (DNIT 138/2010-ES).

Os materiais constituintes do reforço do subleito são solos ou mistura de solos, de qualidade superior à do subleito e devem apresentar as características estabelecidas em aterros para a melhor capacidade de suporte e expansão  $\leq 2$  %, cabendo à determinação dos valores de índice suporte califórnia (ISC) e de expansão aos ensaios utilizados com energia de compactação intermediária. Quando submetidos aos ensaios de caracterização o índice de grupo (IG) deverá ser, no máximo, igual ao do subleito indicado no projeto, o ISC  $\geq$  indicado em projeto, e expansão  $\leq 1$  %. Esses índices são determinados através dos ensaios de compactação indicados no projeto (DNIT 164/2013-ME, DNIT 172/2016-ME e DNIT 138/2010-ES).

### 2.1.5 Regularização do Subleito

Operação executada prévia e isoladamente da construção de outra camada do pavimento, destinada a conformar o leito estradal, transversal e longitudinalmente, obedecendo às larguras e cotas constantes das notas de serviço de regularização de terraplenagem do projeto, compreendendo cortes ou aterros de até 20 cm de espessura. Pois maiores do que 20 cm devem ser executados previamente à execução da regularização do subleito (DNIT 137/2010-ES).

Os materiais empregados na regularização do subleito devem ser preferencialmente os do próprio solo. Em caso de substituição ou adição de material, estes devem ser provenientes de ocorrências de materiais indicadas no projeto e devem apresentar as características estabelecidas em aterros para a melhor capacidade de suporte e expansão  $\leq 2\%$ , cabendo à determinação dos valores de índice suporte califórnia (ISC) e de expansão aos ensaios utilizados com energia de compactação no projeto (DNIT 164/2013-ME, DNIT 172/2016-ME e DNIT 137/2010-ES).

Quando submetidos aos ensaios de caracterização deveram não possuir partículas com diâmetro máximo acima de 76 mm (3 polegadas) e o índice de grupo (IG) deve ser no máximo igual ao do subleito indicado no projeto (DNER-ME 082/1994, DNER-ME 122/1994 e DNIT 137/2010-ES).

### 2.1.6 Resumo dos Requisitos Utilizados para Materiais de Pavimentação

Tabela 1 - Resumo das Especificações dos Materiais

Aplicação	Especificação DNIT	Energia de Compactação (100%)	ISC (%)	Expansão (%)
Corpo de Aterro	ES 108/2009	Normal	$\geq 2$	$\leq 4$
Camada final de Aterro; Regularização de Subleito; Reforço de Subleito	ES 108/2009; ES 137/2010; ES 138/2010	Intermediária	$\geq$ ISC do Subleito de Projeto	$\leq 2$ $\leq 2$ $\leq 1$
Sub-Base	ES 139/2010	Intermediária	$\geq 20$	$\leq 1$
Base ( $N \leq 5 \times 10^6$ )	ES 141/2010	Modificada	$\geq 60$	$\leq 0,5$
Base ( $N > 5 \times 10^6$ )			$\geq 80$	$\leq 0,5$

Fonte: DNIT (2009/2010, *apud* CLAUS, 2014).

### **2.1.7 Novo Método de Dimensionamento Mecanístico Empírico de Pavimentos Asfálticos - Projeto DNIT TED 682/2014**

Enquanto o mundo mergulhava na crise econômica em 2009, o Brasil investia na modernização da infraestrutura aéreo-náutico-rodoviária, como resposta às tecnologias antigas que oneravam os produtos transportados e assustavam os investidores externos, ávidos de mercados mais estáveis. O embrião dessa nova metodologia, o Projeto Rede Temática de Asfaltos, ocorreu no ainda no auge do crescimento econômico brasileiro. Por meio de financiamento da Petrobrás, foi criada uma parceria com equipes formadas em diversas universidades brasileiras e o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR/DNIT), para o desenvolvimento de uma metodologia de monitoramento do desempenho de rodovias para aplicação de diversos tipos de soluções em situações climáticas diversas e distintas, em trechos de 200 a 300 m pavimentados em rodovias em todo o território nacional. Os resultados seriam utilizados na escolha do melhor tipo de ligante, na espessura necessária à camada de revestimento asfáltico e na sua estimativa para o surgimento de fissuras, segundo a Confederação Nacional do transporte (CNT), em 2017.

Com os resultados em mãos, foi iniciada em 2014 a parceria firmada entre o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR/DNIT) e o Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE/UFRJ), com o objetivo de aperfeiçoar os processos de avaliação dos projetos contratados e a confiabilidade na estimativa de sua vida útil. Foi desenvolvido um software adequado a análise de estruturas de pavimentos novos e a serem restaurados, ajustando os procedimentos para a atualização normativa e para o método de dimensionamento de pavimentos asfálticos mais adequadas às condições de solicitação do tráfego e do clima, DNIT (2015). Sintetizando a pesquisa na determinação das camadas que compõem o pavimento para que sejam suficientes para resistir, transmitir e distribuir as pressões que resultam do tráfego atual, sem que haja deformações, rupturas ou desgastes superficiais prematuros, CNT (2017).

No Fórum Econômico Mundial de 2016-2017, foi exposta a péssima qualidade das rodovias no Brasil com a ocupação no ranking da posição número 111 dos 138 países avaliados, para o Relatório de Competitividade Global. Essa colocação se deve por meio da normatização atual remontar aos anos de 1960, defasagem de mais de 40 anos de tecnologia, que resulta na utilização do asfalto puro, sem considerar o aumento do tráfego e a diversidade climática. O grande atrativo das novas tecnologias é o incremento da vida útil, em pavimentos rodoviários, por meio de asfaltos de borracha e modificados por polímeros, CNT (2017).

Em 2017, visando à capacitação de engenheiros e Analistas em Infraestrutura de Transportes do DNIT, foi ministrado um curso para aprimoração da compreensão da Mecânica dos Pavimentos e treinamento dos participantes para a análise e execução do dimensionamento Mecanístico-Empírico (M-E). Foi utilizado o software denominado SisPavBR, baseado no SisPav desenvolvido na tese de doutorado de Filipe Franco, em 2007, realizada na COPPE sob a orientação da Professora Laura Motta, Coordenadora da COPPE no Projeto (IPR-DNIT).

Baseado no novo método, em Abril de 2018 foi lançada a norma DNIT 178/2018 - PRO (Pavimentação asfáltica - Preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – Procedimento) e revisada a norma DNIT 135/2010 - ME (Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio). Em Maio de 2018, foram lançadas as normas: DNIT 179/2018 - IE (Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio), DNIT 180/2018 - ME (Pavimentação - Misturas asfálticas - Determinação do dano por umidade induzida – Método de ensaio), DNIT 181/2018 - ME (Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio) e DNIT 182/2018 - PRO (Conservação Rodoviária - Determinação do Nível de Esforço de Roçada – Procedimento).

## 2.2 SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais ocorrem nas regiões tropicais localizadas entre 23° norte e sul do equador e apresentam peculiaridades decorrentes das condições ambientais (clima, relevo, material originário e vegetação). É verificado nessas regiões um processo pedogenético mais acelerado devido a associação do clima úmido, a temperatura mais elevada, a ação mais intensa da água e pela presença de organismos que atuam como agentes formadores do solo, EMBRAPA (2018).

Por meio das chuvas mais intensas e frequentes o solo tropical tem a sua disposição mais água para atuar nos minerais primários das rochas em reações químicas mais plenas no intemperismo e, como resultado, é observado no solo uma maior proporção de minerais secundários refletindo as variações do material originário. No Brasil, os solos tropicais são divididos em duas classes: de comportamento laterítico e de comportamento não laterítico.

### 2.3 COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

Em termos gerais, a compactação é a densificação do solo por meio da remoção de ar, o que requer energia mecânica. O grau de compactação de um solo é medido com base no peso específico aparente seco. Quando adicionada ao solo durante a compactação, a água atua como um agente de amolecimento de partículas. As partículas do solo deslizam umas sobre as outras e se movem para uma posição densamente compacta, DAS & SOBHAN (1985).

Compactação é a operação da qual resulta o aumento do peso específico aparente de um solo, pela aplicação de pressão, impacto ou vibração, o que faz com que as partículas constitutivas do material entrem em contato mais íntimo, pela expulsão de ar; com a redução da percentagem de vazios de ar, consegue-se também reduzir a tendência de variação dos teores de umidade dos materiais integrantes do pavimento, durante a vida de serviço, DNIT (2006).

Por outro lado, a compactação provoca um aumento do grau de saturação visto que o volume de vazios sofre uma diminuição por expulsão do ar. Contudo a expulsão de todo o ar, não é possível, verificando-se que fica sempre algum ar aprisionado entre os grãos de solo. Com este processo a área de contato das partículas sólidas aumenta, aumentando assim a resistência do solo e diminuindo a sua deformabilidade. Além disso, o solo ficando num estado mais denso dificultará a passagem da água, ou seja, torna-se menos permeável, segundo Santos (2008).

Em 1929, o funcionário do Departamento Rodoviário do Estado da Califórnia nos USA, O. J. Porter desenvolveu o ensaio do índice de suporte califórnia (ISC), CBR, para dimensionamento de pavimentos flexíveis. Para execução desse ensaio, criou também um ensaio de compactação como parte de sua execução e que era muito semelhante ao Ensaio de “Proctor”, mas sem a mesma divulgação no meio técnico. Quatro anos depois, em 1933, o pesquisador americano, R. R. Proctor desenvolveu e publicou um artigo sobre o ensaio de compactação que hoje é universalmente padronizado, com pequenas variações, conhecido como Ensaio de “Proctor”. Conferindo o uso racional das técnicas de compactação em rodovias para sobrepor a realização deste de forma normalmente empírica, PINTO (2006).

O Ensaio de “Proctor” é normatizado no Brasil pela ABNT NBR 7182:2016 (Solo – Ensaio de Compactação). O ensaio consiste em destorroar parte da amostra do solo e acrescentar água, através de um operador experiente, para que a umidade chegue a aproximadamente 5% da umidade ótima. Monta-se o cilindro pequeno, de volume 1000 cm<sup>3</sup>,

com o complemento na borda superior, a sua base. Para o primeiro terço do volume do molde preenchido com a amostra, aplica-se 26 golpes com o soquete pequeno, de massa a massa de queda de 2,5 Kg solto a uma altura de 30,5 cm e, ao final, desprende o complemento superior do molde e nivela-se seu topo, raspando o excesso. Pesa-se o cilindro para determinar a sua massa a uma determinada umidade e retiram-se duas amostras do solo contido nele para verificação da umidade pelo método da estufa. Repete-se mais duas vezes o procedimento anterior no intuito de completar o volume do cilindro.

Para a construção de uma curva de compactação e determinar o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima, é necessário no mínimo de 5 determinações com crescente acréscimo de umidade na ordem de 1 a 2%.

### 2.3.1 Fatores que Influenciam na Compactação

Serão descritos os fatores que afetam a compactação: o teor de umidade, o tipo do solo e o esforço de compactação, segundo Das & Sobhan (1985).

#### 2.3.1.1 Umidade

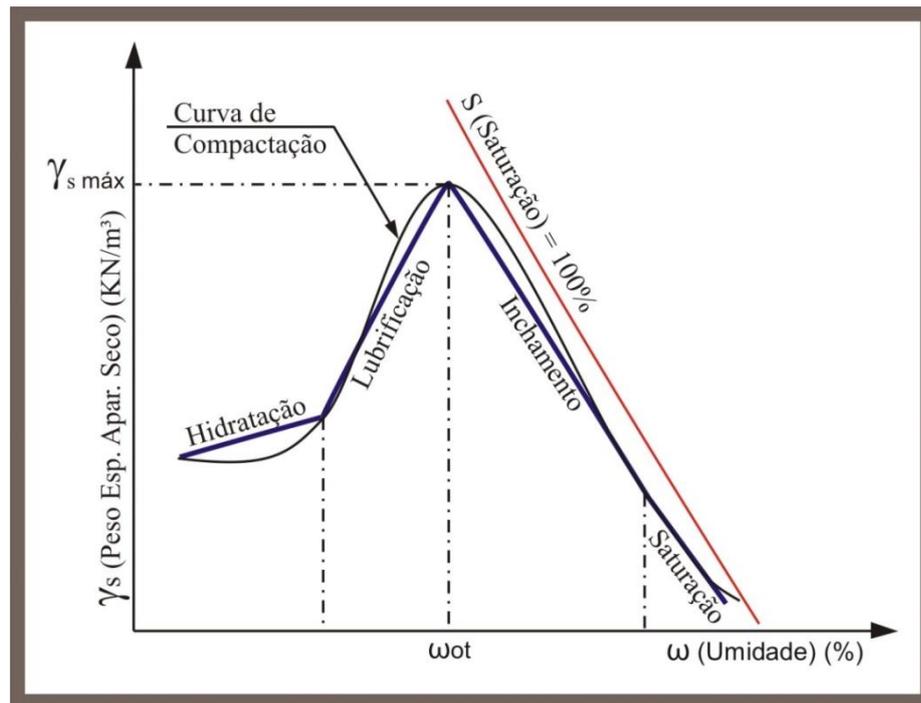
A umidade tem uma grande importância na compactação do solo. Podendo dividir a curva de compactação em quatro fases de acordo com a Teoria de Hogentogler (1937), Figura 2, HOGENTOGLER (1937).

Na fase da hidratação, o aumento de umidade faz com que as partículas absorvam esta água e formem uma fina película, diminuindo a viscosidade da água e o atrito entre os grãos permitindo que as partículas se arranjam mais facilmente durante a compactação e aumente o peso específico do solo. Na fase de lubrificação, o aumento do teor de umidade faz com que a camada de água absorvida pelas partículas atue como lubrificantes, facilitando ainda mais os novos arranjos durante a compactação, aumentando o peso específico do solo até chegar ao teor de umidade ótima, onde passaremos para próxima fase, SOUZA JUNIOR (2005).

Com o solo acima da umidade ótima, a energia na compactação não aumenta a densidade seca, é a fase de inchamento, caracterizado pelo ar confinado no excesso de água nos vazios, chamado de ar ocluso, que aumenta do volume do solo sem reduzir o volume do ar, diminuindo o seu peso específico, SOUZA JUNIOR (2005). Nesta fase, durante a passada do equipamento compactador, o solo é inicialmente comprimido e, em seguida, passada a

solicitação, o mesmo dilata, acontecendo o que os engenheiros chamam de “borrachudo”, PINTO (2006). Na última fase, o aumento de umidade, se aproximando da curva de saturação=100%, faz o solo expulsar o ar completamente e preenche todos os poros com água, dificultando o arranjo das partículas e diminuindo seu peso específico, SOUZA JUNIOR (2005).

Figura 2 - Teoria de Hogentogler (1937) para a Curva de Compactação



Fonte: Adaptado de HOGERTOGLER (1937).

### 2.3.1.2 Tipo de Solo

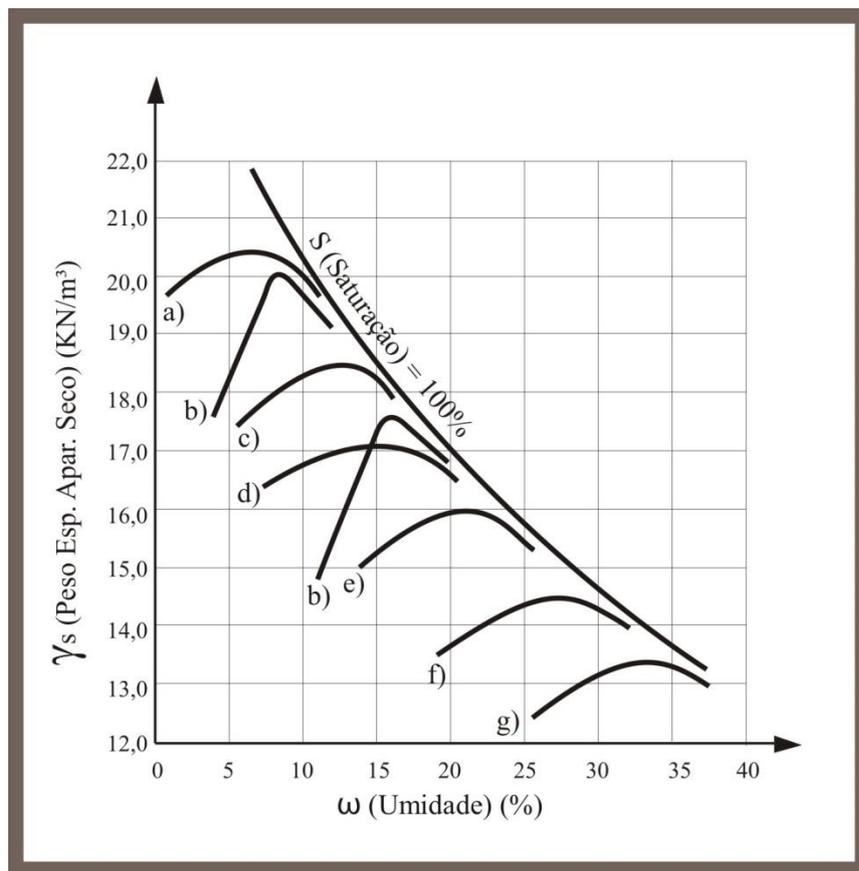
O tipo de solo influencia na compactação através do tamanho dos grãos, distribuição granulométrica destes grãos, formato de partículas, peso específico dos sólidos do solo, quantidade e tipo de minerais de argila presentes, segundo Das & Sobhan (1985).

Aplicando o mesmo método de energia de compactação, é comum que os solos argilosos apresentem o peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{s \text{ máx}}$ ) entre 14 e 15 KN/m<sup>3</sup> e umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) entre 25 a 30 %; os solos siltosos apresentem também o  $\gamma_{s \text{ máx}}$  baixo com curvas de compactação bem abatidas; os solos de areias com pedregulhos bem graduadas e pouco argilosas apresentem o  $\gamma_{s \text{ máx}}$  entre 20 e 21 KN/m<sup>3</sup> e  $\omega_{ot}$  entre 9 a 10 %; e os solos de areias finas argilosas lateríticas, mesmo com a fração areia seja mal graduada, podem apresentar o peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{s \text{ máx}}$ ) em 19 KN/m<sup>3</sup> e umidade ótima

( $\omega_{ot}$ ) entre 12 a 14 %, PINTO (2006).

Como exemplos de solos tropicais de ocorrência no Brasil, os resultados apresentados na Figura 3 são meramente indicativos da ordem de grandeza, pois os mesmos apresentam muitas diferenças nos resultados das amostras de mesma procedência. Deve-se ressaltar nas curvas de compactação que nos solos lateríticos, nos ramos de hidratação e lubrificação apresentam-se nitidamente mais íngremes quando comparados aos solos residuais e aos solos transportados não laterizados, PINTO (2006).

Figura 3 – Curvas de compactação de diversos solos brasileiros

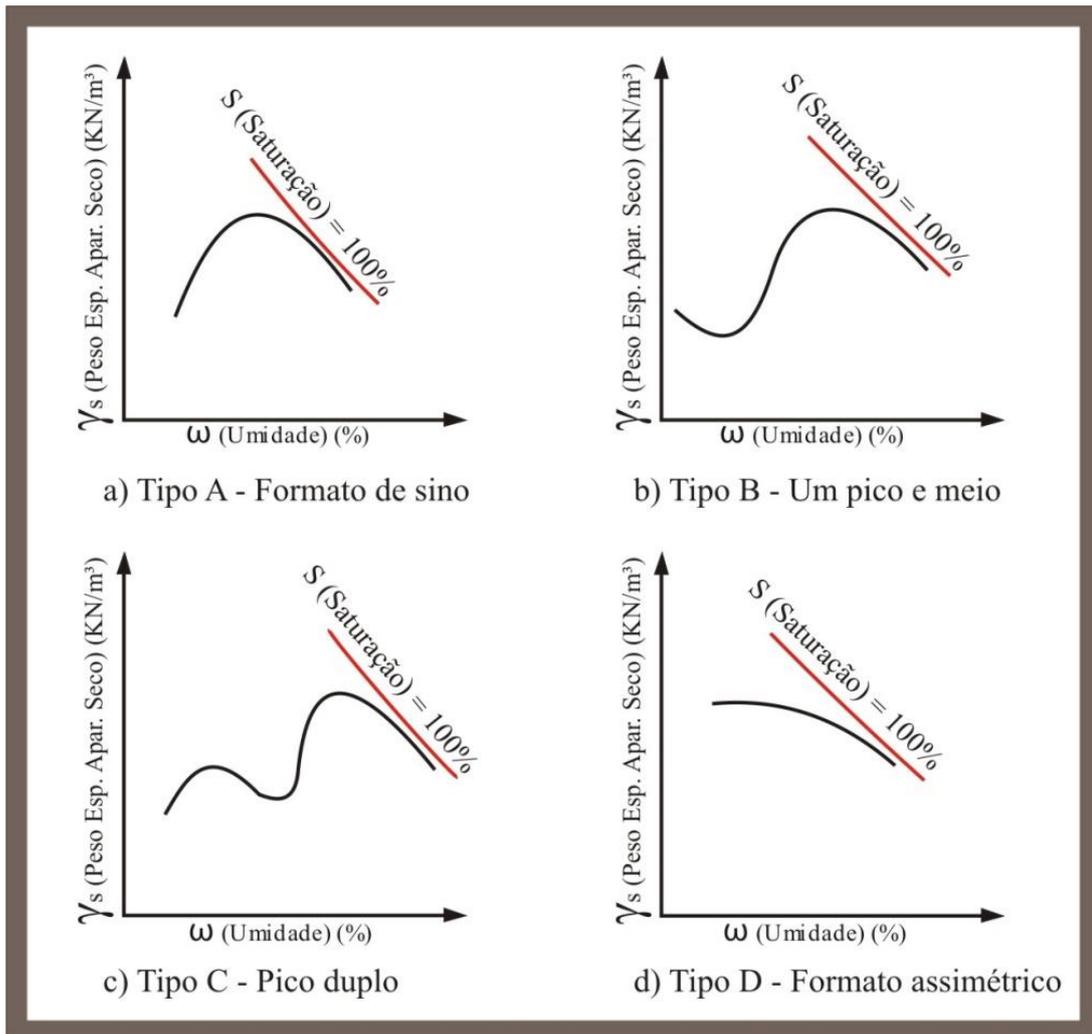


Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

Onde: tipos de solo: a) pedregulho bem graduado, pouco argiloso (base estabilizada) b) solo arenoso laterítico fino c) areia siltosa d) areia silto-argilosa (residual de granito) e) silte pouco argiloso (residual de gnaisse) f) argila siltosa (residual de metabasito) g) argila residual de basalto (terra roxa).

Lee e Suedkamp (1972) estudaram as curvas de compactação para 35 amostras de solo e determinaram quatro tipos de curvas de compactação, Figura 4.

Figura 4 - Tipos de Curva de Compactação



Fonte: Adaptado de LEE E SUEDEKAMP (1972, *apud* DAS & SOBHAN, 1985).

Onde: Segundo os autores, o limite de liquidez (LL) se relaciona aos tipos de curvas de compactação descritas. Valores de LL entre 30 e 70 para o Tipo A, que são os solos com mais ocorrência; LL menor que 30 para Tipo B; LL menor que 30 e maior que 70 para Tipo C; (LL) maior que 70 para Tipo D.

Em solos tropicais, os limites de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (IP) comprometem as determinações estudadas e não atendem para caracterização dos solos lateríticos dos não lateríticos. Pois os mesmos valores de LL e IP podem agrupar solos de comportamento completamente distintos, a depender do grau de destruição dos torrões ou agregados, no caso dos latossolos roxos e, modificando os valores do LL com a presença de mica e de macrocristais de caulinita e/ou haloisita, frequente em solos saprolíticos, SANTOS (2006).

### 2.3.1.3 Esforço de compactação

O peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{SMAX}$ ) e a umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) não são considerados índices físicos do solo, pois estes valores dependem da energia aplicada no ensaio. A intenção da adoção de uma energia num ensaio de compactação é seu efeito com os equipamentos convencionais de campo.

Podemos visualizar as energias de compactação padronizadas na utilização dos ensaios em laboratório esquematizada na Tabela 2.

Tabela 2 - Energia de compactação em Laboratório

Designação	Massa (kg)	Altura de queda (cm)	Número de Camadas	Número de golpes	Volume do Cilindro (cm <sup>3</sup> )
Proctor Normal	2,5	30,5	3	26	1000
Proctor Normal	4,5	45,7	5	12	2000
Proctor Intermediário	4,5	45,7	5	26	2000
Proctor Modificado	4,5	45,7	5	55	2000

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6457:2016.

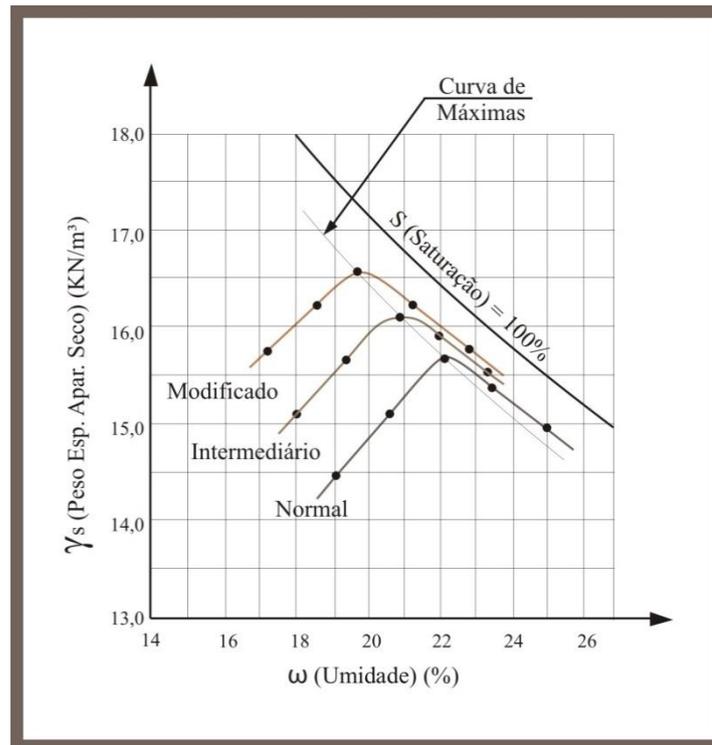
A energia de compactação pode ser definida como na Equação 1, PINTO (2006).

$$EC = \frac{P \cdot H \cdot Ng \cdot Nc}{V} \quad (01)$$

Onde: “EC” a energia de compactação, “P” o peso do soquete utilizado, “H” a altura da queda do soquete, “Ng” o número de golpes aplicados por camada, “Nc” o número de camadas e “V” o volume do solo compactado.

Os pontos referentes ao peso específico seco máximo ( $\gamma_{SMAX}$ ) e a umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ), para várias energias de compactação, com o mesmo solo, ficam ao longo de uma curva que tem um aspecto semelhante ao de uma curva de igual grau de saturação, segundo Pinto (2006), Figura 5.

Figura 5 - Relação das energias de compactação



Fonte: Adaptado de PINTO (2006).

### 2.3.2 Método de Compactação em Campo

Nos métodos de compactação de solos em campo, o solo é dividido em camadas e para cada camada, um caminhão pipa faz a molhagem necessária para se atingir a umidade ótima para o início da compactação por um equipamento desejado. O tipo de solo e o teor de umidade são fatores fundamentais para alcançar o peso específico de compactação em campo e, além destes, também são influenciados pela área onde será executada a obra, pela espessura da camada compactada, pela intensidade da pressão aplicada pelo equipamento e pelo número de passadas realizadas, DAS & SOBHAN (1985).

Os princípios gerais que regem a compactação no campo são semelhantes, não iguais, aos que regem no laboratório. Por isso vemos as diferenças no confinamento dos solos em campo, que são em camadas, e no laboratório, que são no interior de um cilindro. Esses procedimentos resultam em diferentes energias de compactação que conduzem a um peso específico aparente seco diferente para um dado teor de umidade, e vice-versa, para um mesmo material. Os equipamentos de compactação em campo conduzem à linha de máximas, enquanto que no laboratório, esta se encontra mais ou menos próxima das linhas de saturação. As estruturas do solo no campo são diferentes das de laboratório, repercutindo

diretamente na estabilidade alcançada, DNIT (2006).

A Equação 2 define a energia de compactação no campo para equipamento rebocado. Esta energia é diretamente proporcional ao número de passadas e inversamente proporcional a espessura da camada compactada, podendo variar no número de passadas, na espessura da camada compactada ou mudando as características do equipamento, como peso total, pressão de contato ou mesmo o tipo utilizado, DNIT (2006).

$$E_{cc} = \frac{Fbt \cdot d}{Vc} \quad (02)$$

Onde: “Ecc” a energia de compactação no campo, “Fbt” a Força exercida pela barra de tração, “d” o caminho percorrido e “Vc” o volume do solo compactado.

Esta força corresponde a uma resistência ao rolamento e a mesma diminui à medida que o solo se densifica, tornando-se uma maneira indireta de verificar que o equipamento já alcançou o final da compactação, isto é, indica a não necessidade de aumentar o número de passadas, DNIT (2006). Para efeito da compactação, o solo é classificado em dois grupos: os granulares e os coesivos. Nos dois tipos, só é atingida a maior resistência do solo, ou seja, seu peso específico aparente seco máximo, quando estiver na umidade ótima.

Para os solos granulares, o equipamento mais recomendado para compactação de solos é o rolo liso vibratório, devido ao efeito dinâmico da vibração reduzir, por instantes, o atrito entre partículas, proporcionando o deslizamento dos grãos. Entretanto, quanto mais uniforme for a granulometria da areia e do pedregulho, a compactação se torna mais trabalhosa na parte superficial da camada. Por isso, para o processo ser adequado, se faz necessário a umidificação do material simultaneamente com um aumento da velocidade das passadas finais como solução para o deslocamento das partículas grossas quando na aplicação de altas pressões e para camadas de até 60 cm. Em solos misturados, onde predominam os solos granulares, podem-se utilizar também os rolos leves pneumáticos oscilantes, TRINDADE *et al.* (1984).

Para solos argilosos, a compactação ideal é atingida através do efeito da compressão e do cisalhamento, com a vibração exercendo pouca influência, independente do nível de coesão das partículas. O equipamento ideal para a compactação deste tipo de solo, pela maior superfície de contato é o rolo pé-de-carneiro, que tem um alto peso próprio e produz uma elevada tensão com as peças metálicas fixadas num cilindro metálico oco. Efetivando a

compactação de baixo para cima em camadas acabadas variando entre 15 a 20 cm. Em solos misturados, onde predominam os finos, é comum utilizar o rolo pé-de-carneiro juntamente com rolos liso ou pneumático, TRINDADE *et al.* (1984).

Na Tabela 3, são apresentadas as características mais significativas dos rolos compactadores utilizados em obras de compactação.

Tabela 3 - Características dos Rolos Compactadores

<b>Tipo de Rolo</b>	<b>Peso Máximo (t)</b>	<b>Espessura Máx Após Compactação (cm)</b>	<b>Uniformidade da Camada</b>	<b>Tipo de Solo</b>
Pé de carneiro estático	20	40	Boa	Argilas e Siltes
Pé de carneiro vibratório	30	40	Boa	Mistura de areia com silte e argila
Pneumático leve	15	15	Boa	Mistura de areia com silte e argila
Pneumático Pesado	35	35	Muito boa	Praticamente todos
Vibratório com rodas metálicas lisas	30	50	Muito boa	Areias, cascalhos, material granular
Liso metálico, estático,3 rodas	20	10	Regular	Material granulares, brita
Rolo de grade ou malha	20	20	Boa	Materiais granulares ou em blocos
Combinados	20	20	Boa	Praticamente todos

Fonte: Adaptado de MORRIS (1961).

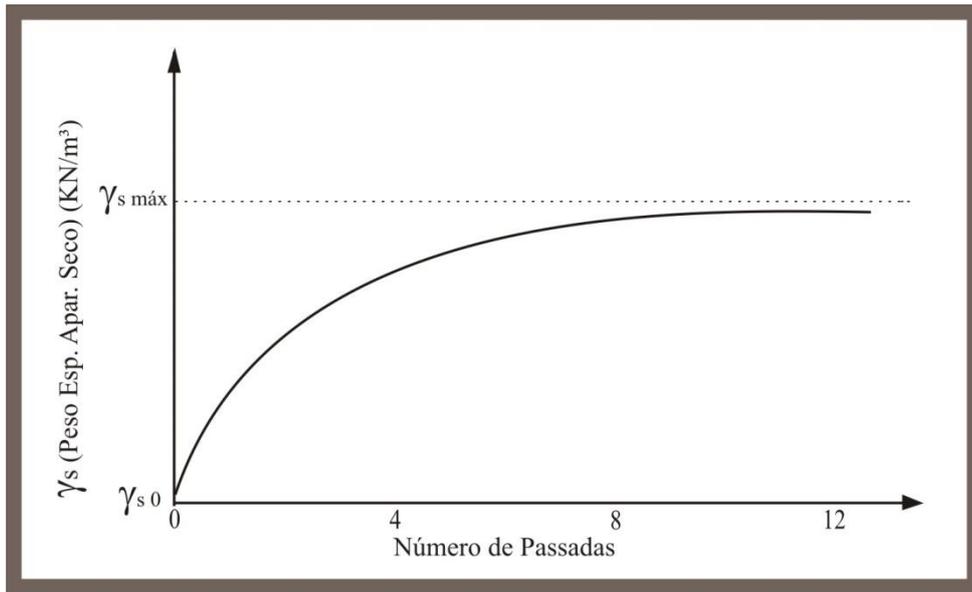
Dentre os fatores intervenientes na compactação do solo em campo, o equipamento possui um papel muito importante por meio das suas propriedades e uso, como a velocidade, o peso, a amplitude e a frequência de vibração. Os rolos vibratórios produzem vibração de 1000 a 4800 ciclos/minuto e atuam no processo de compactação com velocidades menores que 5 Km/h, utilizado sempre a baixa velocidade em virtude do menor número de passadas e um efeito mais intenso das vibrações. Segundo Souza (1980) é de interesse trabalhar na frequência solo-rolo, frequência natural ou de ressonância, pois para essa frequência, atinge-se a amplitude máxima com um maior rendimento no processo de compactação, TRINDADE *et al.* (1984).

No rolo pé-de-carneiro a velocidade admitida é de 5 a 10 Km/h, quando houver adensamento as camadas inferiores e, no caso de material solto, são necessários, para resistir à rolagem, 250 Kgf/T de força tratora. Rolos pneumáticos são os mais ecléticos na comparação com outros equipamentos, eles trabalham desde solos coesivos a granulares e sua velocidade admitida é de 10 a 15 Km/h.

Esses últimos equipamentos são utilizados numa velocidade mais alta em decorrência de serem mais pesados e que suas ações dinâmicas surgem nos pontos fracos, principalmente quando os solos estão acima da umidade ótima e aparecem os “borrachudos”.

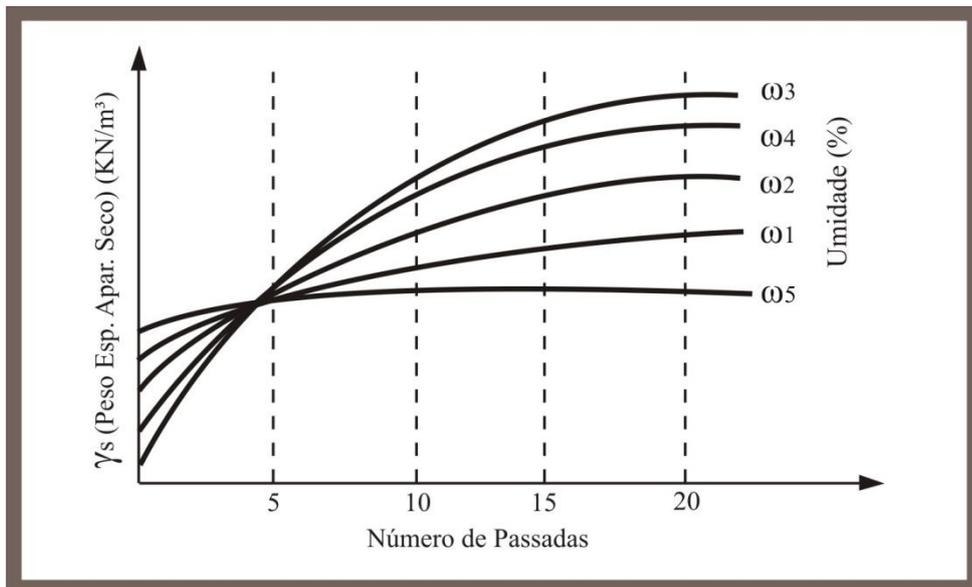
No Campo, para podermos analisar o procedimento da compactação através da sua curva de compactação específica para o equipamento adotado, utilizamos o peso específico aparente seco em função do número de passadas para cada umidade analisada, Figuras 6 e 7.

Figura 6 - Curva de compactação em campo com umidade constante



Fonte: Adaptado de LEWIS (1959, *apud* KREBS & WALKER, 1971).

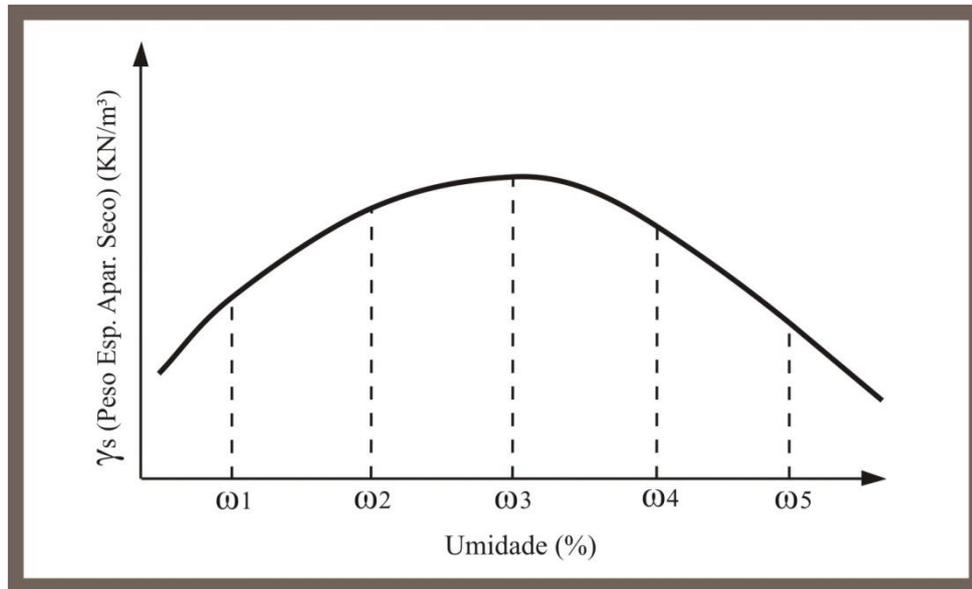
Figura 7 - Curvas de compactação em campo com cinco umidades



Fonte: Adaptado de LEWIS (1959, *apud* KREBS & WALKER, 1971).

Outra forma de encontrar o peso específico aparente seco está na Figura 8, quando adotamos o número de passadas constante, que no caso escolhemos 10 e utilizando-se o peso específico aparente seco em função da umidade, onde, nesse último, escolhemos cinco valores.

Figura 8 - Curva de compactação em campo com cinco umidades



Fonte: Adaptado de MCRAE (1959, *apud* KREBS & WALKER, 1971).

### 2.3.3 Controle de Compactação em Campo

O controle de compactação em campo numa rodovia é realizado para certificar se o grau de compactação do solo está em concordância com o exigido pelo projeto. Podemos realiza-lo durante o processo de compactação, para determinar os valores do peso específico aparente seco e da umidade do solo. Estes dados são imprescindíveis para o cálculo do grau de compactação (GC) e do desvio de umidade na camada compactada. Posteriormente, faz-se necessário o resultado dos ensaios de caracterização física, para a escolha do equipamento a ser utilizada na compactação, a quantidade de água necessária ao solo para alcançar à umidade ótima, o número de passadas, a espessura da camada etc. Após o procedimento de compactação em campo, podemos fazer uma análise dos resultados obtidos com os encontrados nos ensaios em laboratório.

### 2.3.3.1 Ensaio de determinação de umidade

Para a determinação da umidade do solo, os quatro métodos mais utilizados são: da estufa (DNER-ME 213/94) que inviabiliza o controle da compactação na utilização em campo em virtude da necessidade de uma estrutura bastante onerosa com uma estufa na temperatura a  $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$  e demandando tempo de no mínimo 15 horas para a determinação; expedito do álcool (DNER-ME 088/94) que é realizado por meio da amostra misturada ao álcool numa frigideira e, em seguida, é inflamado e ao final pesado, repetindo mais 2 vezes os procedimentos para a determinação; expedito da frigideira que é realizado por meio da amostra que é posta numa cápsula sem tampa acomodada sobre 3 cm de areia numa frigideira sobre um fogareiro e, após a secagem, tampa-se a cápsula até chegar à temperatura ambiente para a determinação; e o expedito do “Speedy” (ABNT NBR 16097:2012 e DNER-ME 052/94).

O método expedito do “Speedy” é o mais utilizado em campo em virtude da sua praticidade e rapidez nos resultados, com a margem de erro razoável. O procedimento inicia-se com a introdução da amostra do solo e uma ampola de carbureto de cálcio ( $\text{CaCO}_2$ ) na câmara de pressão do equipamento. Lacra-se e agita-se violentamente até que quebre a ampola e se inicie a reação do carbureto de cálcio com a água contida na amostra. Por meio do manômetro localizado na parte superior do equipamento, auferem-se a pressão do gás até um valor constante, consulta-se a tabela de aferição do aparelho e, na coluna referente ao peso amostrado, obtém-se o percentual de umidade em relação à amostra total, Figura 9.

Figura 9 - Câmara de pressão e ampola com carbureto de cálcio



Fonte: O autor (2018).

Tabela 4 - Análise Comparativa de Métodos de Ensaio para a Determinação da Umidade

<b>Característica</b>	<b>Estufa</b>	<b>Álcool</b>	<b>Frigideira</b>	<b>“Speedy”</b>
Rapidez	15 horas	30 minutos	45 minutos	10 minutos
Erro	< 5%	> 5%	> 5%	≥ 5%
Vantagem	Método referêcia	Simplicidade	Simplicidade	Simplicidade (recomendado para solos arenosos)

Fonte: Adaptado de MELO (1985).

### 2.3.3.2 Ensaio de Determinação da Massa Específica Aparente

Para a determinação da massa específica aparente do solo em campo, os cinco métodos mais utilizados são: do cilindro de cravação (ABNT NBR 9813:2016), pertencente aos métodos diretos, utilizado em solos coesivos sem pedregulhos e granulares; do óleo grosso “SAE-40” (DNER-ME 037/94), pertencente aos métodos indiretos, utilizado para ensaios no subleito e às camadas de solos argilosos e/ou siltosos, podendo ter pedregulhos; do balão de borracha (DNER-ME 036/94), pertencente aos métodos indiretos, utilizado para todo tipo de solo exceto solos moles, devido à deformação a pequenas pressões e não conseguir manter o volume constante no buraco ensaiado; do densímetro nuclear, ainda com pouca utilização no território nacional, pertencente aos métodos especiais e não destrutivo, onde não há coleta de amostra e se utiliza apenas da resistividade elétrica, radiação ou sonares para auferir a densidade natural, densidade seca, umidade, grau de compactação e índices de vazios; e o do frasco de areia (ABNT NBR 7185:16 e DNER-ME 092/94), pertencente aos métodos indiretos, Figura 10.

Figura 10 – Equipamento do Método do Frasco de Areia



Fonte: O autor (2018).

O método do frasco de areia ainda é o mais utilizado em campo devido a praticidade para sua execução. O procedimento inicia-se com a determinação do peso da areia contido no funil do conjunto. Determina-se o peso e a umidade do solo compactado extraído por meio de um furo cilíndrico na espessura da camada de 20 cm e por fim, pesa-se a areia do frasco que preenche o furo. Com esses dados registrados faz-se a determinação da massa específica aparente do solo investigado.

## 2.4 PENETRÔMETROS

Os penetrômetros são equipamentos utilizados em métodos de investigações indiretas e não requer grandes escavações ou perfurações, o que o caracteriza como um ensaio semi-direto não destrutivo. Como consequência, permite a realização de um número muito maior de ensaios, resultando numa melhor avaliação da heterogeneidade das camadas de aterros, solos naturais ou base de pavimentos, ALVES (2002).

### 2.4.1 Origem

Os primeiros relatos de utilização de penetrômetros foram introduzidos através de engenheiros e arquitetos, no início do século XIX, para obtenção das medidas de resistência das camadas com o intuito de comparar os locais construídos com outros a serem explorados. Os equipamentos eram compostos de sondas com varas de madeiras ou hastes metálicas que penetravam o solo. Eram utilizados para as investigações subsuperficiais em locais de difícil, ou até impossível, extração de amostras, ou mesmo, quando os experimentos eram incompatíveis com o ritmo da construção de uma obra, RÖHM (1984, *apud* CINTRA *et al.*, 2003).

Os penetrômetros têm grande mobilidade e facilidade de operação aliados ao baixo custo de aquisição. É utilizado para o controle de compactação através da determinação da resistência mecânica do solo à penetração, tanto no estado natural quanto compactado, PAIVA *et al.* (2006). Quando o solo se encontra próximo ao peso específico máximo, pequenas variações na densidade causam acentuadas variações na sua resistência à penetração e, onde o efeito da umidade é maior em solos mais compactados e mais argilosos, GOMES E PEÑA (1996) e, pequenas reduções da umidade causam acentuados incrementos da resistência de ponta.

Verificou-se que as primeiras camadas sofrem forte interferência na alteração da umidade através das condições pluviométricas diversas e as camadas mais profundas não são afetadas e podem servir como comparativos para as camadas mais superficiais no controle da compactação, STOLF (1987).

Atualmente, a resistência do solo à penetração tem sido determinada pelos penetrômetros de impacto e de anel dinamométrico, denominados de dinâmico e estático, em função do princípio de penetração. As características dinâmicas de penetração decorrem de uma haste com um cone em sua extremidade, que penetra no solo através do impacto de um peso que cai de uma altura constante, em queda livre, sobre uma bigorna. Determina-se o número de impactos necessários para que a haste penetre a espessura de determinada camada, STOLF (1991). O penetrômetro dinâmico que se utilizou em nossos experimentos é o “Dynamic Probing Light” (DPL).

As características estáticas da penetração decorrem da pressão do conjunto contra o solo. A resistência ao avanço de sua ponta pode ser lida ou registrada através de um dinamômetro localizado no centro de um anel. O acréscimo de velocidade na penetração encontrará maior resistência no solo, STOLF (1991). O penetrômetro estático que se usou é o conjunto do anel dinamométrico instalado na parte superior de uma prensa mecânica, ensaiado em laboratório.

#### 2.4.2 Penetrômetro Dinâmico (DPL)

Serão descritos a origem, o procedimento do ensaio e o cálculo para determinação da resistência de ponta ( $q_c$ ).

##### 2.4.2.1 Origem

O desenvolvimento inicial do Penetrômetro Dinâmico, conhecido como “Dynamic Probing Light” (DPL), foi proposto por Scala, na Austrália, em 1956, como um método de investigação que visa avaliar em campo, a resistência dos materiais do subleito, sub-base e base, para estruturas com pavimentação em asfalto de novos sistemas viários ou já existentes. Esta versão do DPL portátil foi chamada pelo inventor de “Scala Penetrometer”, fornecendo a indicação da resistência à penetração em função da profundidade. Sua simples utilização com resultados imediatos, mobilidade do equipamento e baixo custo, promoveram mundialmente a

sua utilização, PEREIRA (2010).

Em 1969, na África do Sul, Van Vuuren modificou o penetrômetro de Scala e restringiu a aplicação deste equipamento para solos com valores do índice de suporte Califórnia (ISC), conhecido como “california bearing ratio” (CBR), entre 1 e 50, desenvolvidos através de correlações pesquisadas entre o DPL e o ISC, NGUYEN & MOHAJERANI (2012). Posteriormente, na Bélgica, Kindermans (1976), utilizando um equipamento DPL, similar ao de Van Vuuren, notou essa boa relação entre estes dois tipos de ensaio, PEREIRA (2010).

Na África do Sul, desde 1973 esse equipamento tem sido largamente utilizado nos ensaios de resistência dos solos *in situ* para medições rápidas e para camadas de pavimentos em obras de infraestruturas rodoviárias. No início dos anos 80, Israel já utilizava este aparelho para investigação dos solos e avaliação da capacidade de suporte de pavimentos, como a construção do Aeroporto de Bem Gurion, ALVES (2002). No Reino Unido, o Transport and Road Reserch Laboratory (TRRL), ampliou a utilização do DPL em substituição a outros ensaios não destrutivos; grande uso do DPL na Indonésia, HARISON (1986, *apud* PEREIRA, 2010); na África do Sul em 1988, de Beer, Kleyn e Savage desenvolveram um método empírico na utilização do DPL para avaliação da capacidade de suporte de um pavimento, ALVES (2002) e na utilização em projetos de baixo volume de tráfego, KLEYN *et al.* (1988).

No Brasil, o método foi inicialmente estudado pelo DER-PR, HEYN (1986); pela Escola de Engenharia de São Carlos da USP por Rohm e Nogueira (1990); pelo Instituto Tecnológico da Aeronáutica (ITA), por Oliveira e Vertamati (1997); no Estado da Paraíba por Rodrigues e Lucena (1991) e Santana *et al.* (1998); no Estado de Santa Catarina por Cardoso e Trichês (1998 a e b, 1999 e 2000), PEREIRA (2010); e no Estado de Pernambuco por CLAUS (2014) - Uma Proposta para se Avaliar o Grau de Compactação e a Homogeneidade da Camada Compactada Utilizando o DPL, TORRES (2014) – Avaliação de Colapsividade e da Resistência de Ponta de um Solo de Petrolina Devido à Inundação e Santos (2015) – Comportamento Hidromecânico de Solo e das Misturas Solo-composto Utilizados em Camadas de Cobertura no Aterro Experimental da Muribeca, Pernambuco.

O DPL utilizado nesse experimento foi inicialmente desenvolvido, para o controle da compactação de solos em engenharia agrônoma, pelo Prof. Dr. Rubismar Stolf em 1983. Mais tarde, em 2011, Stolf modificou o equipamento e o tornou mais prático, com a inserção de uma régua acoplada ao equipamento, no intuito de mensurar a profundidade da haste que penetra o solo, CLAUS (2014). Na área de Engenharia Civil, o DPL é utilizado principalmente na construção e caracterização de pavimentos, quando da avaliação da

homogeneidade da compactação das diversas camadas, PEREIRA (2010). Os resultados obtidos por diversos operadores, com diferentes tipos de DPL, no mesmo tipo de solo, mostrou uma variabilidade relativamente pequena, GEORGE & UDDIN (2000) e AMINI (2003).

O Penetrômetro Dinâmico (DPL) tem um grande potencial de informação para investigações geotécnicas desde maciços naturais, camadas compactadas, em diversos tipos de terreno, desde solos moles ou pouco resistentes às camadas de materiais britados, em diversos tipos de obras, NOGAMI & VILLIBOR (1995, *apud* PEREIRA, 2010). Com grande utilização em diversos países, o DPL permitiu o estabelecimento de diversas correlações com outros ensaios como uma proposta alternativa a processos mais onerosos e demorados de caracterização.

#### 2.4.2.2 Procedimento do Ensaio

O fundamento básico do ensaio do DPL está na medição da resistência à penetração de uma haste com uma ponteira em sua extremidade. O método tem como finalidade a determinação do número de golpes de um martelo, que é levantado a uma altura constante e que cai livremente sobre a bigorna, fazendo adentrar o conjunto do DPL no solo. O número acumulado de golpes e a profundidade de penetração são registados durante a operação, Figura 11, NGUYEN & MOHAJERANI (2012).

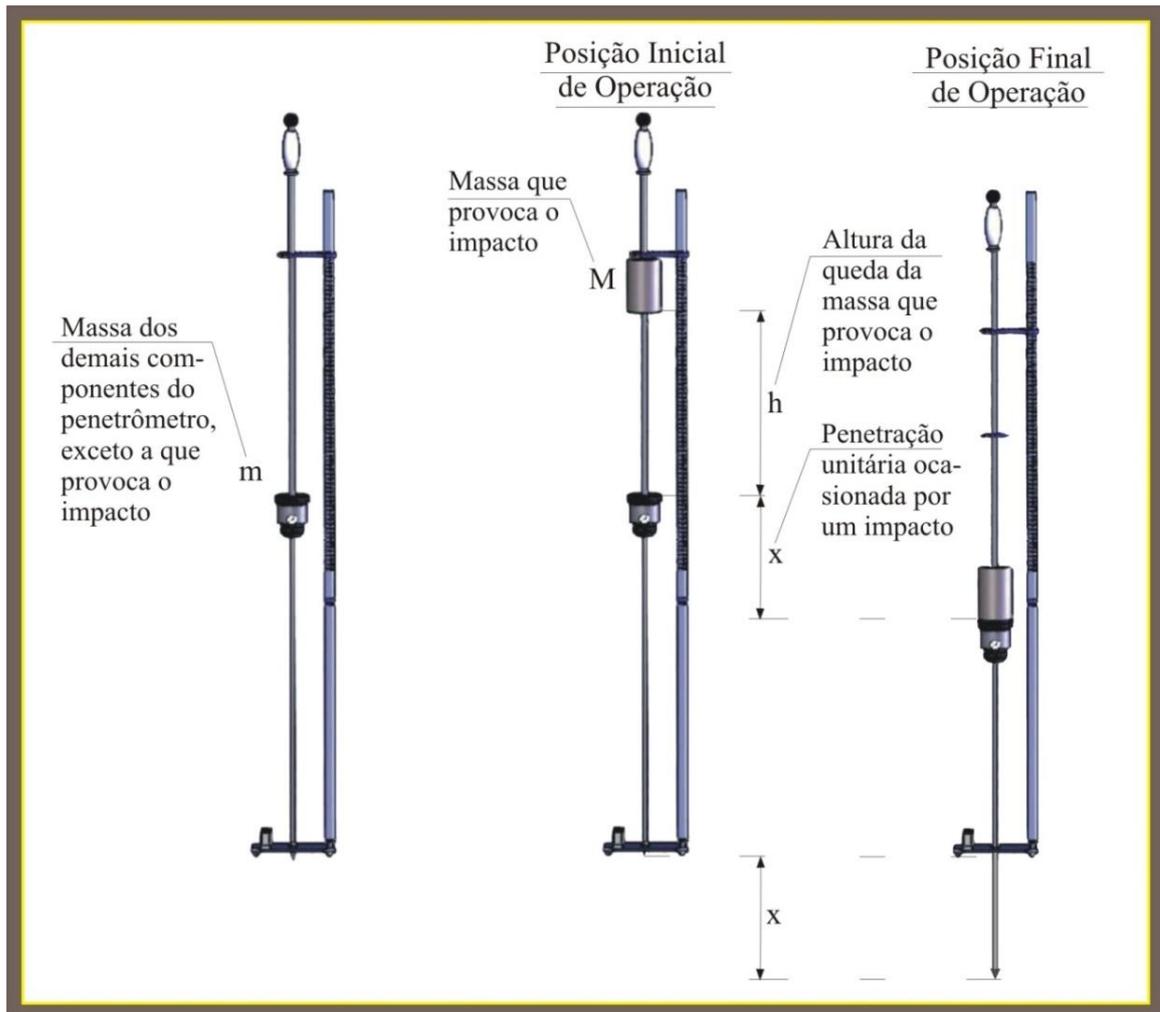
Para operar o DPL, fazem-se necessárias duas pessoas, um para segurar o equipamento, levantar e soltar o peso que provoca o impacto e outro, para registrar as leituras, Tabela 5.

Tabela 5 - Exemplo de tabela de campo para levantamento do DPL

<b>AMOSTRA:</b>			
<b>Profundidade (cm)</b>	<b>Nº Impactos</b>	<b>Penetração (cm)</b>	<b>Impacto/dm</b>
0,00 – 3,70	5	3,70	13,51
3,70 – 8,60	5	4,90	10,20
8,60 – 16,70	5	8,10	6,17
16,70 – 22,70	5	6,00	8,33

Fonte: CLAUS (2014).

Figura 11 - Funcionamento do Penetrômetro Dinâmico (DPL)

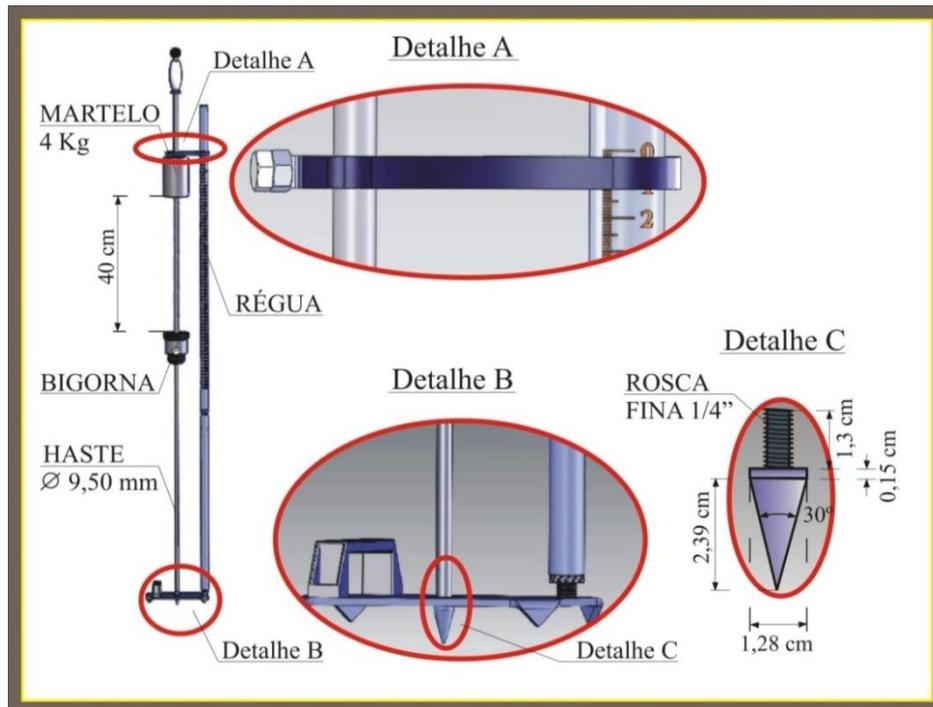


Fonte: Adaptado de STOLF *et al.* (2011).

Para registrar as leituras do DPL, a coluna referente à profundidade possui dois limites, a depender do local onde a amostra for ensaiada. Em ensaios de campo, para fins de análise da camada compactada, o DPL pode ser ensaiado a profundidade comum às espessuras das camadas em estradas, de 20 cm a 30 cm. Nos ensaios de laboratório, o DPL é ensaiado a profundidade anterior à base do molde de confinamento com a amostra compactada, com volume do cilindro de  $1.000 \text{ cm}^3$ . Para esse último, faz-se necessário a utilização de placa amortecedora, preferencialmente de borracha, na base do cilindro, para evitar danos ao cone do equipamento e inviabilizando outros ensaios.

Para auferir a profundidade no DPL, foi desenvolvida nos novos modelos, uma régua de 1,44m dividida em duas partes e conectadas com imã, que é parafusada na chapa de fixação e nivelamento da superfície do solo, Figura 12, STOLF *et al.* (2011).

Figura 12 - Método atual: DPL Stolf com régua



Fonte: Adaptado de STOLF *et al.* (2011).

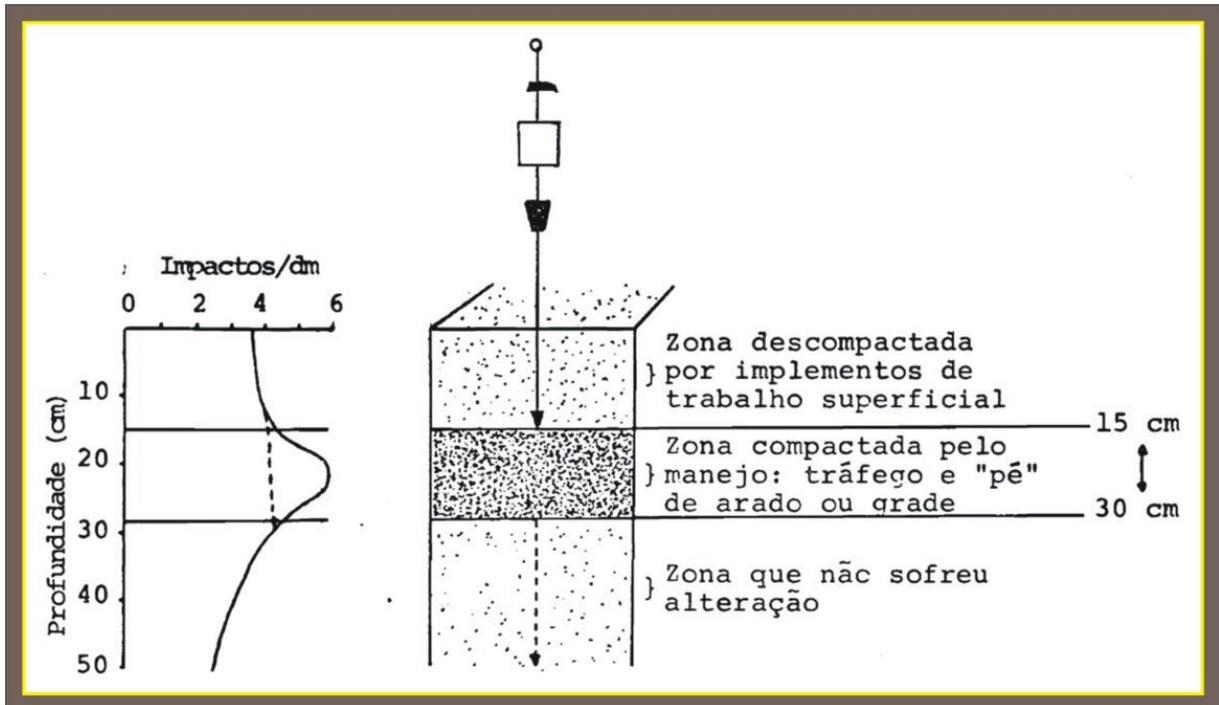
Nos ensaios em campo e em laboratório, a primeira e a segunda coluna da planilha, referente ao DPL, são os resultados dos registros das leituras e, a terceira e a quarta coluna, os valores calculados referentes a penetração em cm e impactos/dm. Para calcular o número de impactos/dm, divide-se o número de impactos pela correspondente variação de profundidade em cm e multiplica-se esse valor por 10. A razão de multiplicar por 10 é apenas para não obter valores muito pequenos, o que dificultaria a colocação nos gráficos, CLAUS (2014), Equação 3.

$$\frac{N^{\circ} \text{ de Impactos}}{\text{Penetração (cm)}} \cdot 10 = \frac{N^{\circ} \text{ de Impactos}}{\text{Penetração (dm)}} \quad (03)$$

Depois de realizado os registros das leituras, como estão preenchidos na Tabela 5, pode-se analisar seus resultados seguindo diversas maneiras. As mais utilizadas nas publicações sobre o tema são:

- a) Análise dos resultados realizada através da construção de um gráfico que relaciona o número de impactos/dm versus a profundidade sondada, Figura 13, CLAUS (2014).

Figura 13 - Gráfico Impactos/dm versus profundidade



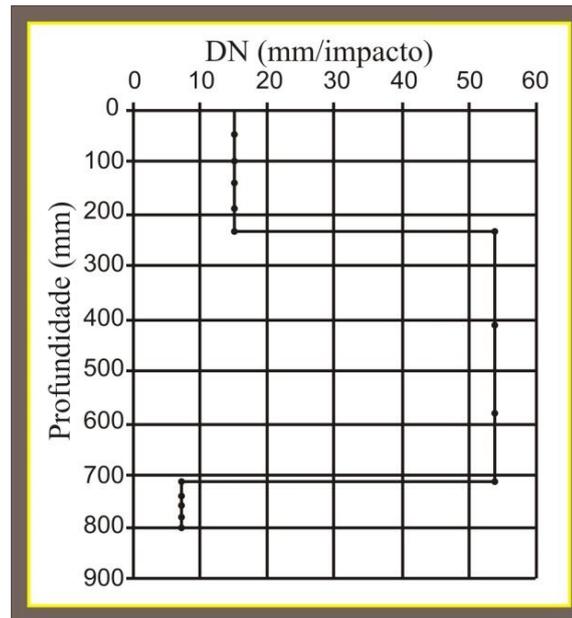
Fonte: STOLF (1987).

b) Análise dos resultados através da construção de um diagrama estrutural baseado no índice de penetração DN (mm/impacto). Quando este parâmetro não varia em função da profundidade, verificamos uma provável uniformidade nas propriedades do material. Quando varia, pode significar a existência de variação do teor de água nos solos, ou na sua compactidade, ou ainda, na mudança do tipo de material, Figura 14, CLAUS (2014).

c) Análise de resultados através da construção de um gráfico que relaciona a resistência de ponta versus a profundidade avaliada, Figura 15, CLAUS (2014).

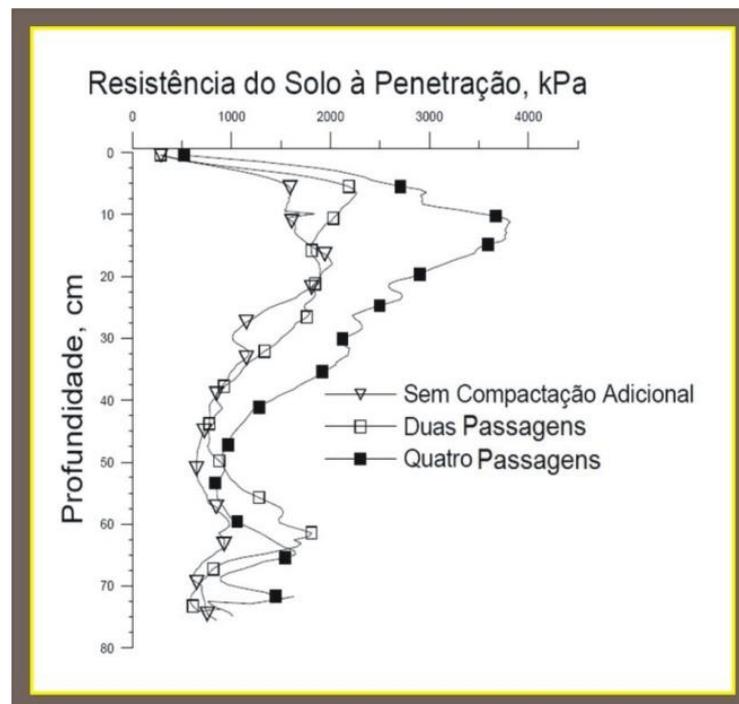
Para solos pouco compactados, na execução do ensaio DPL, o simples apoio da ponta do penetrômetro pode gerar uma penetração, já que o conjunto do equipamento não tem peso próprio desprezível. Como exemplo, se o simples apoio do aparelho DPL gerar uma penetração de 0,04 m e após o primeiro impacto atingir a profundidade de 0,08 m, para o cálculo, não seria considerada a camada de 0,00 – 0,08 m, e sim de 0,04 – 0,08 m, STOLF (1983).

Figura 14 - Diagrama Estrutural



Fonte: ALVES (2002, *apud* PEREIRA, 2010).

Figura 15 - Gráfico de resistência de ponta versus profundidade



Fonte: REICHERT *et al.* (2004, *apud* PEREIRA, 2010).

Para extrair a média em diversos perfis, a metodologia seria fragmenta-lo em profundidades iguais de 0,02 m, fazendo uma média geral para cada intervalo, Tabela 6, STOLF (1983).

Tabela 6 - Exemplo da média geral para cada intervalo

Profundidade (cm)	Repetição (impactos/dm)				Media Geral
	1	2	3	4	
0 - 2	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
2 - 4	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
4 - 6	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
6 - 8	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71
8 - 10	1,11	0,71	0,59	0,43	0,71

Fonte: STOLF (1983).

#### 2.4.2.3 Cálculo da resistência de Ponta

Para o cálculo da resistência de ponta no DPL, podemos utilizar a Fórmula de Sanders, a Fórmula dos Holandeses e a Fórmula de Brix, STOLF (1991).

Pela Fórmula de Sanders, considera-se que a variação da energia potencial ( $\Delta E_{p1}$ ), em virtude da queda da massa de impacto é totalmente transformada em trabalho de penetração realizado ( $F \cdot x$ ) e, após o impacto, o conjunto da massa de impacto e a massa do restante do equipamento ( $M + m$ ), sofre uma adição de energia potencial ( $\Delta E_{p2}$ ) correspondente a penetração resultante ( $x$ ), Equações 4 e 5. Na fórmula da resistência de ponta ( $q_c$ ) considera-se a ocorrência de um choque perfeitamente elástico, sem perda de energia, Equação 6, STOLF (1991).

$$F \cdot x = Mgh + (M + m)g \cdot x \quad (04)$$

$$F = Mg + mg + \frac{Mgh}{x} \quad (05)$$

$$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg + mg + \frac{Mgh}{x}}{A} \quad (06)$$

Onde: “ $q_c$ ” a resistência de ponta (MPa), “ $F$ ” a força de resistência do solo (Kgf), “ $A$ ” a área da base do cone ( $\text{cm}^2$ ), “ $M$ ” a massa que provoca o impacto (Kg), “ $m$ ” massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a de impacto (Kg), “ $M+m$ ” a massa total (Kg), “ $g$ ” a aceleração da gravidade ( $\text{m/s}^2$ ), “ $Mg$  e  $mg$ ” o peso das massas consideradas (Kgf), “ $h$ ” a altura de queda da massa que provoca o impacto (cm) e “ $x$ ” a penetração unitária ocasionada por um impacto (cm/impacto).

Pela Fórmula dos Holandeses, adota-se a Fórmula de Sanders com perdas de energia devido ao impacto com o conjunto ( $M + m$ ), Equações 7 e 8. Na fórmula da resistência de ponta ( $q_c$ ) considera-se a ocorrência de um choque totalmente inelástico, sem deformações permanentes, Equação 9, STOLF (1991).

$$F \cdot x = Mgh \cdot \frac{M}{M + m} + (M + m)g \cdot x \quad (07)$$

$$F = Mg + mg + \frac{M}{M + m} \cdot \frac{Mgh}{x} \quad (08)$$

$$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg + mg + \frac{M}{M + m} \cdot \frac{Mgh}{x}}{A} \quad (09)$$

Onde: “ $q_c$ ” a resistência de ponta (MPa), “ $F$ ” a força de resistência do solo (Kgf), “ $A$ ” a área da base do cone ( $\text{cm}^2$ ), “ $M$ ” a massa que provoca o impacto (Kg), “ $m$ ” massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a de impacto (Kg), “ $M+m$ ” a massa total (Kg), “ $g$ ” a aceleração da gravidade ( $\text{m/s}^2$ ), “ $Mg$  e  $mg$ ” o peso das massas consideradas (Kgf), “ $h$ ” a altura de queda da massa que provoca o impacto (cm) e “ $x$ ” a penetração unitária ocasionada por um impacto (cm/impacto).

Pela Fórmula de Brix, adota-se a Fórmula dos Holandeses no caso de logo após o choque a massa de impacto ( $M$ ) é contida por meio de uma corda, impedindo seu avanço na penetração. Diminuindo a energia restante para penetração por meio da frenagem, utilizando apenas a fração cinética referente ao seu próprio corpo ( $m$ ), ou seja, ( $m/(M+m)$ ), Equações 10 e 11. Na fórmula da resistência de ponta ( $q_c$ ) considera-se a incorporação de perda devido à frenagem de ( $M$ ), Equação 12, STOLF (1991).

$$F \cdot x = mgx + \frac{M}{M + m} \cdot \frac{m}{M + m} \cdot \frac{Mgh}{x} \quad (10)$$

$$F = mg + \frac{M}{M + m} \cdot \frac{m}{M + m} \cdot \frac{Mgh}{x} \quad (11)$$

$$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg + mg + \frac{M}{M + m} \cdot \frac{Mgh}{x}}{A} \quad (12)$$

Onde: “ $q_c$ ” a resistência de ponta (MPa), “ $F$ ” a força de resistência do solo (Kgf), “ $A$ ” a área da base do cone (cm<sup>2</sup>), “ $M$ ” a massa que provoca o impacto (Kg), “ $m$ ” massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a de impacto (Kg), “ $M+m$ ” a massa total (Kg), “ $g$ ” a aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>), “ $Mg$  e  $mg$ ” o peso das massas consideradas (Kgf), “ $h$ ” a altura de queda da massa que provoca o impacto (cm) e “ $x$ ” a penetração unitária ocasionada por um impacto (cm/impacto).

Na Tabela 7 são apresentadas as três fórmulas para o cálculo da resistência de ponta com suas características peculiares.

Tabela 7 – Resumo das fórmulas para o cálculo da resistência de ponta do DPL

Fórmula	Considerações		
<b>Sanders</b>	Choque perfeitamente elástico, sem perdas de energia.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg+mg+\frac{Mgh}{x}}{A}$	(6)
<b>Holandeses</b>	Choque totalmente inelástico, sem deformações permanentes.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{Mg+mg+\left(\frac{M}{M+m}\right)\frac{Mgh}{x}}{A}$	(9)
<b>brix</b>	Incorpora perda devido à frenagem de M.	$q_c = \frac{F}{A} = \frac{mg+\left(\frac{M}{M+m}\right)\left(\frac{m}{M+m}\right)\frac{Mgh}{x}}{A}$	(12)

Fonte: Adaptado de STOLF (1991).

Onde: “ $q_c$ ” a resistência de ponta (MPa), “ $F$ ” a força de resistência do solo (Kgf), “ $A$ ” a área da base do cone (cm<sup>2</sup>), “ $M$ ” a massa que provoca o impacto (Kg), “ $m$ ” massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a de impacto (Kg), “ $M+m$ ” a massa total (Kg), “ $g$ ” a aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>), “ $Mg$  e  $mg$ ” o peso das massas consideradas (Kgf), “ $h$ ” a altura de queda da massa que provoca o impacto (cm) e “ $x$ ” a penetração unitária ocasionada por um impacto (cm/impacto).

Foi utilizada a Fórmula dos Holandeses para resultados do ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL) decorre da sua maior independência nos resultados em relação à geometria do aparelho e na utilização de diversas massas de impacto, resultando num menor coeficiente de variação dentre os três métodos citados e, por isso, a utilização em grande parte das publicações sobre o tema, TORRES (2014). Na Fórmula dos Holandeses, em virtude das simplificações devido à forma em que o choque ocorre, é recomendado o uso do fator de segurança = 10 para a avaliação da resistência de ponta ( $q_c$ ), MAIA *et al.* (1998, *apud*

CLAUS, 2014). O penetrômetro de impacto (DPL) do modelo STOLF, segundo BORGES (2016), possui as características, Quadro 2.

Quadro 2 - Características do penetrômetro de impacto do modelo STOLF

M = 3,992 Kg	M.g = 3,992 Kgf
m = 2,444 Kg	m.g = 2,444 Kgf
(M+m) . g = 6,436 Kgf	$\frac{M}{(M + m)} = 0,620$
h = 40 cm	A = 1,29 cm <sup>2</sup>

Fonte: Adaptado de BORGES (2016).

Onde: “A” a área da base do cone (cm<sup>2</sup>), “M” a massa que provoca o impacto (Kg), “m” massa dos demais componentes do penetrômetro, excluída a de impacto (Kg), “M+m” a massa total (Kg), “g” a aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>), “Mg e mg” o peso das massas consideradas (Kgf) e “h” a altura de queda da massa que provoca o impacto (cm).

Para o valor da penetração x (cm/impacto), converte-se para obtermos o N (impactos/dm ou impactos/10cm), ou seja,  $x = \frac{10}{N}$ , Equações 13, 14 e 15, BORGES (2016).

$$F (Kgf) = 6,436 + \frac{99,043}{x} \quad (13)$$

$$q_c \left( \frac{Kgf}{cm^2} \right) = 4,989 + \frac{76,778}{x} \quad (14)$$

$$q_c \left( \frac{Kgf}{cm^2} \right) = 4,989 + 7,6778N \quad (15)$$

Segundo Torres (2014), no caso de aplicação da Fórmula de Sanders, os resultados seriam quase o dobro e menos da metade se comparados à aplicação da Fórmula de Brix. Stolf realizou o ensaio do Penetrômetro Estático (PE) com a média dos resultados obtidos no valor de 19,1 Kgf/cm<sup>2</sup> e verificou-se que a única média do DPL que possuía a mesma ordem de grandeza do PE, foi a Fórmula dos Holandeses, Tabela 8, STOLF (1991).

Tabela 8 - Média geral de todos os ensaios: fórmula de Sanders, dos holandeses e de Brix aplicadas aos cinco tratamentos de massa de impacto e o penetrômetro convencional

Fórmulas	Penetrômetro de Impacto					Média	Coeficiente De Variação (CV) (%)
	Massas de Impacto (Kg)						
	2	3	4	5	6		
Sanders (MPa)	4,61	3,97	3,56	3,26	3,18	3,72	15,8
Holandeses (MPa)	2,00	2,14	2,20	2,20	2,29	2,17	4,9
Brix (MPa)	1,23	1,11	0,98	0,86	0,80	1,00	17,7

Fonte: Adaptado de STOLF (1991).

#### 2.4.2.4 Correlação entre o Penetrômetro Dinâmico (DPL) e o Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Diversos autores analisaram os experimentos na intenção de correlacionar o Penetrômetro Dinâmico (DPL) e o Índice de Suporte Califórnia (ISC), Tabela 9.

Tabela 9 - Correlações entre o Penetrômetro Dinâmico (DPL) e o Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Propositor	Correlação	Solo	Equação
KELYN (1975)	$\log CBR = 2,62 - 1,27 \cdot \log PR$	-	(16)
SMITH e PRATT (1983)	$\log CBR = 2,52 - 1,15 \cdot \log PR$	-	(17)
LIVNEH e ISHIA (1987)	$\log CBR = 2,52 - 1,15 \cdot (\log PR)^{1,5}$	Coesivo e Granular	(18)
HARISON (1989)	$\log CBR = 2,56 - 1,16 \cdot \log PR$	Coesivo, PR > 10	(19)
	$\log CBR = 2,70 - 1,12 \cdot \log PR$	Granular, PR < 10	(20)
CORPO DE ENGENHEIROS DO EXÉRCITO DOS EUA (USACE)	$\log CBR = 2,465 - 1,12 \cdot \log PR$	Coesivo e Granular	(21)
	Ou $CBR = \frac{292}{PR^{1,12}}$		(22)

Fonte: Adaptado de NAZZAL (2003).

Onde: “CBR” o valor do ISC (%) e “PR” o índice do cone do DPL (mm/golpe).

#### 2.4.3 Penetrômetro Estático (PE)

Serão descritos a origem, o procedimento do ensaio e o cálculo para determinação da resistência de ponta ( $q_c$ ).

#### 2.4.3.1 Origem

O Penetrômetro Estático foi inicialmente proposto por Barentsen em 1932, na Holanda, conhecido como o Cone Holandes, e desenvolvido até 1937, SANGLERAT (1972). Em 1953 Begemann demonstrou que os solos granulares apresentam valores de resistência de ponta mais alto que os apresentados pelos solos finos, FELLENIUS & ESLAMI (2000).

#### 2.4.3.2 Procedimento do Ensaio

O seu princípio de funcionamento consiste na cravação de uma ponteira cônica no terreno investigado a uma velocidade constante. Os cones mecânicos são equipamentos mais simples, difundido inicialmente para estudos agrícolas e podendo ser portáteis ou robustos. Os equipamentos portáteis são operados manualmente sem a luva de atrito lateral, com medição de apenas a resistência de ponta ( $q_c$ ) e seu conjunto é dividido em um guidão na parte superior e, em sequência um anel dinamométrico e uma haste com ponta cônica no extremo inferior, Figura 16. Os equipamentos mais robustos cravam a ponta cônica através de sistemas hidráulicos e trabalham com a luva de atrito lateral, para medição não só da resistência de ponta ( $q_c$ ) como do atrito lateral ( $f_s$ ), CLAUS (2014).

Figura 16 - Penetrômetro de Solos Mecânico Portátil com Anel Dinamométrico



Fonte: SOLOTEST (2013).

O equipamento foi confeccionado para utilização em campo, porém também adaptado para utilização em laboratório, Figura 17, CLAUS (2014).

Figura 17 - Penetrômetro Estático Adaptado para Uso em Laboratório



Fonte: O autor (2018).

Para a execução do ensaio em laboratório, fixa-se o anel dinamométrico e uma haste cônica voltada para baixo na parte superior de uma prensa hidráulica e, em seguida, o corpo de prova é erguido manualmente, utilizando-se a manivela da prensa ou mecanicamente, utilizando-se um motor elétrico. Em ambas as formas, utiliza-se uma velocidade constante até a penetração total do cone, Figura 18, CLAUS (2014).

Figura 18 - Cone na extremidade da Haste e o Corpo de Prova



Fonte: O autor (2018).

### 2.4.3.3 Cálculo da resistência de Ponta

A área do cone é de 633,0 mm<sup>2</sup> e o valor do deslocamento medido no anel,  $y$  (mm), foi transformado em força (Kgf) através da equação de calibração do aparelho na Equação 23, que dividido pela área do cone resulta na resistência de ponta  $Pq$ , Equação 24, BORGES (2016).

$$F = 0,5401 \cdot y \quad (23)$$

$$Pq = \frac{F}{A} = 0,000853 \cdot y \quad (24)$$

Onde: “F” a força (Kgf), “y” o valor do deslocamento medido no anel (mm), “Pq” a resistência e ponta (MPa) e “A” a área do cone (mm<sup>2</sup>).

### 2.4.3.4 Correlação entre o (DPL) e o (PE)

O penetrômetro de impacto apresentou valores superiores ao estático em solo argiloso e, em solo arenoso, valores semelhantes ao estático, Tabela 10, STOLF (1991).

Tabela 10 - Comparação entre tipos de solo utilizando cinco tratamentos de DPL pela Fórmula dos Holandeses em comparação ao tratamento de PE

Ensaio	Penetrômetro de Impacto										Média	Penetrômetro Estático (MPa) Média
	Massas de impacto (Kg)											
	2	3	4	5	6	2	3	4	5	6		
	impactos/dm					MPa						
Arenoso fofo	4,8	2,8	1,8	1,4	0,83	1,56	1,72	1,80	1,91	1,72	1,74	1,87
Arenoso compacto	6,3	3,6	2,4	1,8	1,3	1,91	2,08	2,22	2,29	2,23	2,15	2,52
Argiloso fofo “PF”	3,4	1,5	1,1	0,63	0,56	1,22	1,17	1,32	1,23	1,40	1,27	1,19
Argiloso fofo “PG”	11,1	6,3	3,5	2,5	2,0	1,23	1,32	1,18	1,20	1,27	1,24	0,97
Argiloso compacto	15,3	8,8	5,7	4,0	3,4	4,06	4,43	4,47	4,39	4,85	4,44	3,02

Fonte: Adaptado de STOLF (1991).

Onde: “PF” ponta fina, “PG” ponta grossa.

Segundo a teoria, em meios incompressíveis de pouca elasticidade, como em solos arenosos, a resistência dinâmica (DPL) apresenta-se ligeiramente menor que a resistência estática (PE), como era previsível: o choque é praticamente, mas não totalmente, inelástico. Já nos meios sujeitos a compressões elásticas, como o caso dos solos argilosos, a resistência dinâmica deve-se apresentar maior que a estática e a diferença percentual deve aumentar com a resistência do meio, STOLF (1991).

#### 2.4.4 Deflectômetro de Impacto Leve (LWD)

Serão descritos a origem, o equipamento, o procedimento do ensaio, Interpretação dos dados e resultados e as correlações do módulo de elasticidade ( $E_{LWD}$ ) do LWD e o deslocamento por impacto (DN) do DPL.

##### 2.4.4.1 Origem

Os deflectômetros de impacto podem ser divididos em pesados, aqueles que necessitam de um veículo automóvel para a realização do ensaio, e leves, aqueles que sejam facilmente transportáveis, COST 324 (1997, *apud* BORGES, 2016). Conhecido como “Light Weight Deflectometer” (LWD), o deflectômetro de impacto leve é uma versão reduzida, leve e portátil do ensaio do “Falling Weight Deflectometer” (FWD), AKBARIYEH (2015), e também conhecido como um tipo específico do Deflectômetro de Impacto Portatil “Portable Falling Weight Deflectometer” (PFWD), FLEMING, FROST & LAMBERT (2009).

A metodologia do FWD foi desenvolvida ainda na década de 60 na Dinamarca pela Universidade Técnica da Dinamarca, pelo Instituto de Estradas da Dinamarca e ela empresa Dynatest, para simular o efeito das cargas de um veículo em movimento, PESTANA (2008, *apud* PEREIRA, 2010). O ensaio está normatizado na ASTM D4694:2015 – “Standard Test Method for Deflections With a Falling-Weight-Type Impulse Load Device” e no Brasil, DNER-PRO 273/96 – Determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo FWD.

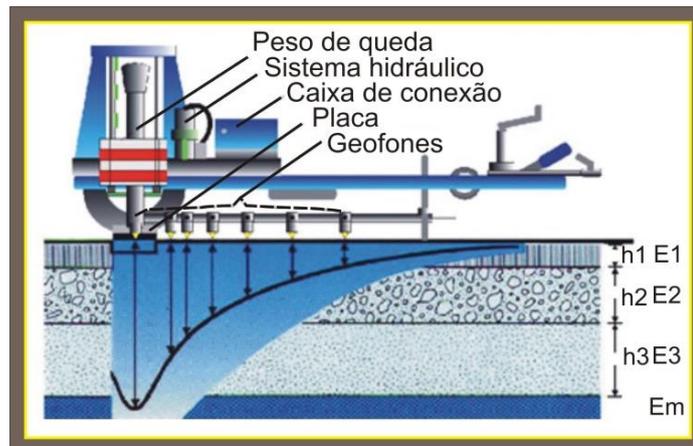
No controle tecnológico de obras rodoviárias e avaliação da deformidade de estruturas do pavimento, ainda que o equipamento FWD apresentasse uma grande evolução tecnológica em relação à Viga Belkenman, ambos possuíam, em algumas situações, limitações de operacionalidade devido as suas dimensões para obras desta natureza. Também ainda

podemos enfatizar as dificuldades de aquisição e manutenção desses equipamentos, em decorrência de seus elevados custos, PREUSSLER (2007).

Seu princípio de funcionamento consiste na queda deliberada de uma massa suspensa, sobre amortecedores de borracha, transmitindo impulso a placa de carga assentada sobre a superfície a investigar, LOPES (2010), ou seja, funciona como um simulador de cargas de roda a velocidades da ordem de 70 Km/h e magnitude das dos eixos de caminhões ou trem de pouso de aeronaves, DNIT (2006).

Seu equipamento é acomodado em um reboque o qual é engatado a um veículo, Figura 19, e registra a deflexão originada por meio de sensores, geofones, que deverão ser colocados ao longo da superfície da camada, obtendo assim, a bacia de deflexão, linha de deslocamentos, Figura 20, estas representações gráficas e, principalmente, o seu valor de pico são usados para caracterização da capacidade resistente de um material, sendo obtida *in situ*, graças a ensaios de carregamento do pavimento, Figura 21, LOPES (2010).

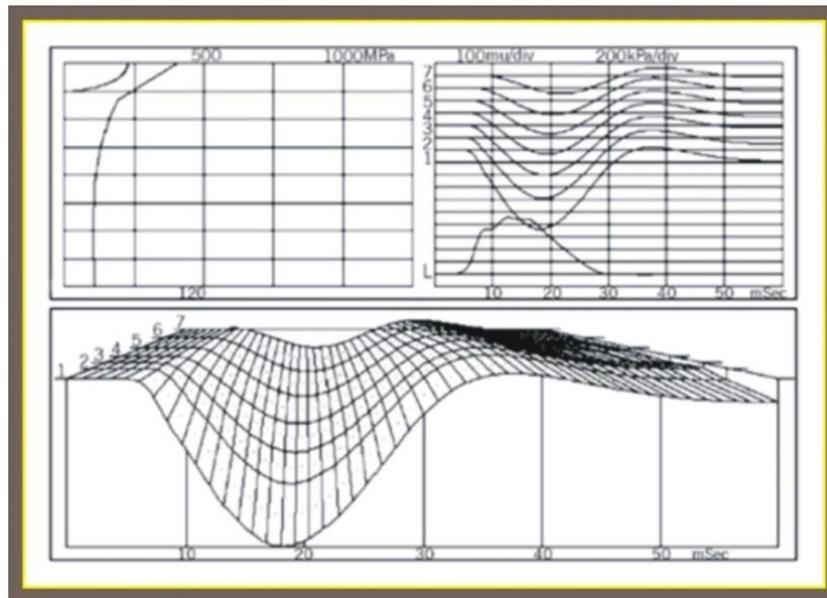
Figura 19 - Ensaio “Falling Weight Deflectometer” (FWD)



Fonte: Adaptado de OSCORP ENGINEERING PTY LTD. (2018).

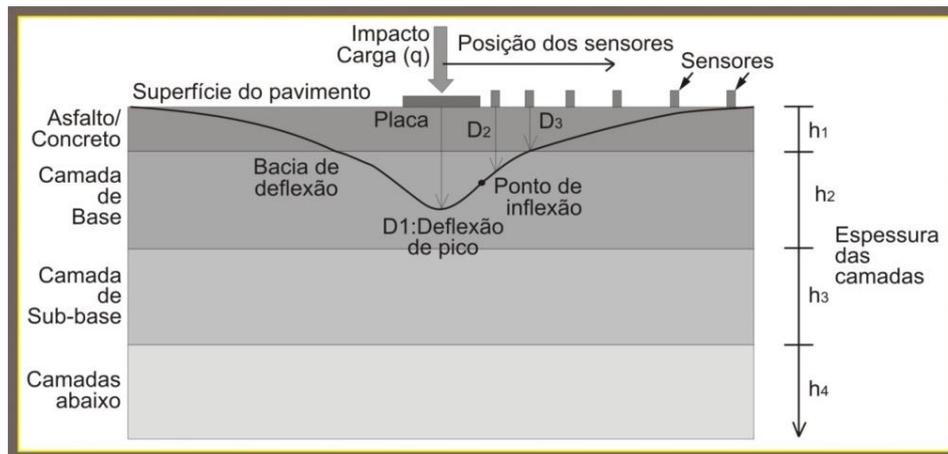
Para uma boa análise dos resultados *in situ* da deformação de camadas do pavimento, é indispensável à noção da ordem de grandeza esperadas dessas deformações. Para materiais granulares de pavimentos, de estradas e autoestradas, deformações na ordem dos  $10^{-4}$  %, já para fundações, estas são na ordem dos  $10^{-2}$  % e nos aterros de solos moles, na ordem de  $10^{-1}$  %. Também é indispensável ter ciência dos fatores intervenientes nas medições de deformabilidade da investigação geotécnica, como é o caso das camadas serem homogêneas ou não; dos parâmetros intrínsecos como: granulometria, características físicas e litológicas; e dos parâmetros de estado: estado de tensão, compactidade e teor de água, LOPES (2010).

Figura 20 - Exemplo de bacia de deflexão



Fonte: LOPES (2010).

Figura 21 - Perfil da bacia de deflexão e arranjo dos geofones no FWD



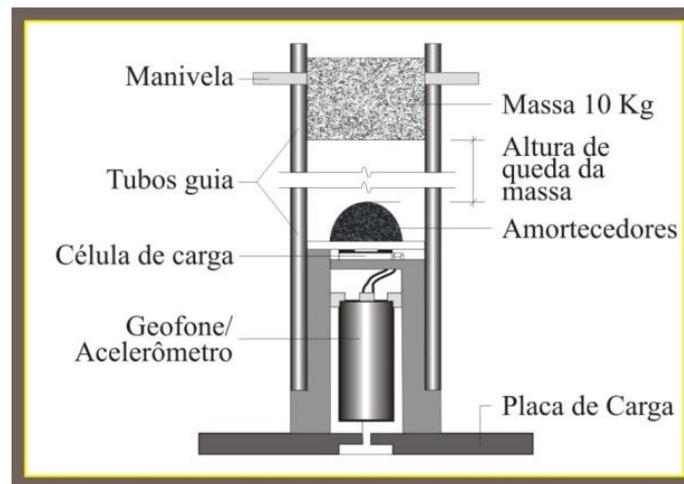
Fonte: Adaptado de AKBARIYEH (2015).

O deflectômetro de impacto leve (LWD) foi inicialmente desenvolvido ainda nos anos 70, pela empresa Dynatest, fundada por pesquisadores da Universidade Técnica da Dinamarca, FLEMING, FROST & LAMBERT (2009). Posteriormente a isso, em 1991 foi desenvolvido o ensaio “Leichtes Fallgerät”, conhecido como “German Dynamic Plate” (GDP), e na Filândia, o “Loadman”. Em ambos os equipamentos são utilizados impactos amortecidos de uma massa em queda sobre uma placa de carga, entretanto, a novidade do “Loadman” é que seu aparelho possui tubo fechado, tornando-se mecanicamente similar ao (LWD). A desvantagem é que ambos interpretam o impacto usando um acelerômetro, ao

invez de diretamente em uma célula de carga e, em geral, a deflexão interpretada torna-se menos confiável, FLEMING *et al.* (2002).

Em 1992 foi desenvolvido o protótipo do atual LWD na “Loughborough University”, na Inglaterra, o “TRL Foundation Tester” (TFT), diferindo dos equipamentos atuais, principalmente pela massa mais elevada da placa de carga, Figura 22, LOPES (2010).

Figura 22 - TRT Foundation Test (TFT)



Fonte: Adaptado de FLEMING *et al.* (2002).

O LWD constitui um sistema de ensaio dinâmico em placa de carga empregado para medir a deformabilidade das camadas do subleito e da infraestrutura do pavimento. Este equipamento não carece de nenhuma medida de referência e também fornece uma alternativa simples em comparação aos demais testes até então utilizados, em especial o FWD, NAZAAL (2003, *apud* BORGES, 2016).

O Deflectômetro de Impacto Leve (LWD) é uma tecnologia que vem sendo bastante promissora em termos de equipamento e que vem ganhando muito espaço no mercado devido a fácil montagem no campo; no fácil transporte pelo peso reduzido do equipamento que permite a fácil operação manual; na economia de tempo na realização do ensaio, pois em torno de dois minutos pode-se fazer todo o teste e obter resultados; no pouco espaço necessário para a realização do ensaio; na não necessidade da carga ser efetuada por caminhão, essencial no ensaio convencional de carga estática em placa; no software de processamento de dados, o que permite a transferência de dados para computador e edição de relatórios automatizados, TERRATEST (2013); FORTUNATO (2005, *apud* BORGES, 2016).

Ainda na necessidade de apenas um ou, eventualmente, dois operadores; com baixo

custo em comparação com outros equipamentos para obtenção do módulo de deformabilidade; no fornecimento imediato de resultados, permitindo, por exemplo, avaliação e ações imediatas da fiscalização durante uma obra, FORTUNATO (2005, *apud* BORGES, 2016); FORTUNATO *et al.* (2007, *apud* BORGES, 2016); e aliado ao elevado número de ensaios com baixo custo e um tratamento estatístico dos resultados, quando comparado com outros equipamentos, GURP *et al.* (1967, *apud* FORTUNATO, 2005).

Sua pouca capacidade de carga é uma desvantagem, mas, ainda assim, é uma ferramenta de auscultação que permite caracterizar fundações ou bases granulares, segundo LOPES (2010, *apud* Borges, 2016); não é recomendado executá-lo em camadas muito rígidas em virtude das limitações de carga que o equipamento pode aplicar que pode ser o caso das camadas betuminosas; na análise da camada que vai até o máximo a uma profundidade de 40 cm; com atenção a inclinação da superfície do local do ensaio que não ser maior que 6 graus e; é apropriado para o uso em solos que no máximo possuam partículas com até 63 mm de diâmetro, TERRATEST (2013); FORTUNATO (2005, *apud* BORGES, 2016).

Sendo destinada ao controle tecnológico das características elásticas das camadas principalmente em pavimento rodoviários e aeroportuários, de solos e materiais granulares, ainda sim, não invalida a análise de solos finos. Pode ser aplicado para determinar o módulo de elasticidade com valores típicos na faixa de 15 e 70/80 Mpa, sendo capaz de medições de módulo superior a 120 Mpa, BORGES (2016).

#### 2.4.4.2 O Equipamento

O equipamento é constituído na parte inferior por uma placa circular com um furo central de diâmetro de 100, 200 ou 300 mm, acomodada sobre o material a ser ensaiado, o qual pode ser o solo ou o pavimento. Sobre a placa de carga estão instalados amortecedores de borracha ou molas metálicas rígidas, que tem a função de permitir a transferência de impulso e a distribuição uniforme do carregamento surgido pelo impacto de uma massa de queda de 10, 15 ou 20 Kg, conduzida por uma haste guia a uma altura constante de no mínimo 10 mm a no máximo 850 mm, FORTUNATO (2005); AKBARIYEH (2015).

Na parte superior da haste guia, dispomos de um dispositivo de liberação dessa massa de queda através de um gatilho, que assegura a fixação da mesma antes do início de cada ensaio e que permite manter constante a altura de queda e a onda de choque não destrutiva gerada, o impulso, com a duração da ordem de 15 milisegundos FORTUNATO (2005);

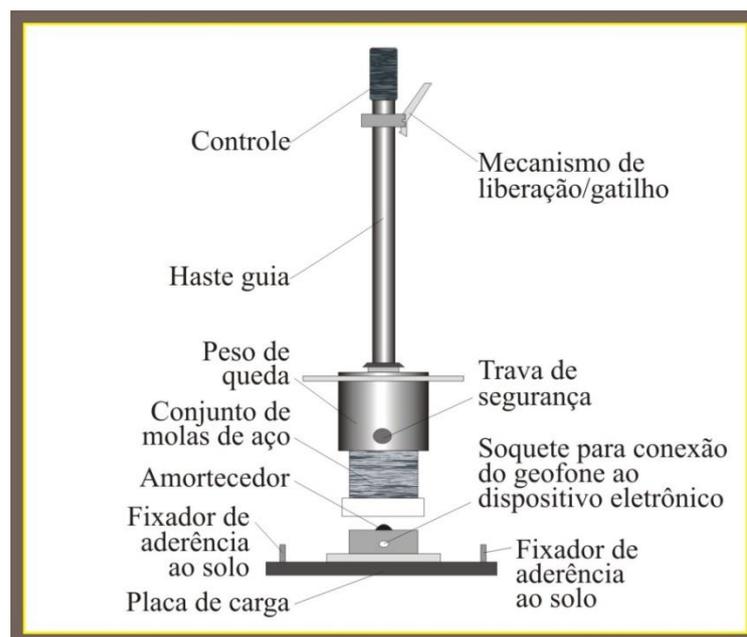
AKBARIYEH (2015).

A resposta a este impulso produzido é registrado, na maioria dos (LWD's), apenas por um geofone no centro da placa de carga. Portanto, o único parâmetro de material que pode ser medido a partir dos dados coletados é o módulo de elasticidade de uma única camada. Quando utilizado em uma estrutura em camadas, o equipamento só poderá estimar o módulo composto do conjunto dos materiais abaixo, ou seja, mencionado por vezes como a rigidez total da seção do pavimento, FLEMING *et al.* (2007).

Nos dias de hoje, diversos tipos de LWD são mundialmente comercializados e os mais referenciados são: o “German Dynamic Plate (GDP)”, o Loadman, o 3031 LWD da Dynatest, o Prima da Grontmij-Carl Bro, o ZFG 3.0 da ZORN Instruments e o Terratest 3000, 4000 e 5000, BORGES (2016).

Disponíveis para aquisição no território brasileiro, encontramos as empresas de representação da Fortest, Solocap e Solotest. De todos esses equipamentos disponíveis, apenas o Loadman possui uma diferenciação no formato estético e funcional comuns aos demais. Como dito anteriormente, uma das maiores vantagens do LWD é a facilidade no transporte de seu equipamento em decorrência dele se dividir em peças quase sempre singulares e, de simples e rápida montagem. O peso do conjunto é de aproximadamente 20 kg, sua altura com cerca de 1,40 m e uma carga dinâmica variando entre 15 e 20 kN, Figura 23, BORGES (2016).

Figura 23 - Light Weight Deflectometer (LWD)



Fonte: Adaptado de INSITU TEST (2018).

#### 2.4.4.3 Procedimento do Ensaio

Para o procedimento do ensaio do (LWD), com o equipamento posicionado sobre a superfície a ensaiar, a massa é elevada até a altura desejada e, utilizando um nivelador localizado no topo e posiciona o mesmo na vertical. Aciona-se um dispositivo, gatilho, que libera a massa. A superfície investigada sob a placa de carga sofre então a aplicação de um impulso dinâmico quando a massa em queda chega à base da haste, sobre um conjunto de amortecedores, e que provoca a sua deflexão, BORGES (2016). Quando a carga deste impulso é gerada a partir de uma massa de queda de 10 Kg, a sua variação é de 1 a 15 KN e, a carga de impulso induzido, de 7 a 10 KN, GRASMICK (2013).

As propriedades avaliadas são a curva e o comprimento da deflexão e do módulo de resiliência (MR), se utilizando da energia recuperável do impacto que pode atingir até 2000 MPa. Os dados são processados e seus resultados são impressos em mm, *in loco*, diretamente de uma caixa de datalog conectada com um fio ao (LWD), SANTOS (2014, *apud* BORGES, 2016). Quando se deseja obter deflexões de mais de um ponto da superfície, podemos utilizar um sistema de 3 geofones que medem as velocidades que, por integração do tempo, obtem as deflexões acontecidas na superfície investigada. Para se registrar a força aplicada e a deflexão da superfície da camada ensaiada, utiliza-se uma célula de carga e os geofones para transmissão dos dados obtidos direto para um computador portátil para o armazenamento, BORGES (2016).

Os (LWD's) são mais populares para serem usados em materiais não consolidados, como o solo e camadas granulares, pois esses materiais são relativamente fofos e, portanto, exigem cargas de impacto menores. O uso de (LWD's) em materiais cimentados, como o concreto asfáltico, é limitado, mas a ASTM International desenvolveu um protocolo de teste padrão para a medição da resposta de deflexão do solo nas camadas de rocha granular e, até mesmo, nas camadas de asfalto, FHWA (2014, *apud* AKBARIYEH, 2015).

Na aplicabilidade de diferentes tamanhos das placas sobre os materiais com base em sua rigidez, pode-se concluir que o diâmetro da placa de carga influencia a pressão transferida para as camadas. Isso foi verificado quando comparando duas placas de carga de diâmetros de 140 mm e 200 mm. Sugeriu-se utilizar a placa de 140 mm de diâmetro quando o solo investigado possuir uma rigidez, um módulo de Young, entre 10 a 1.200 Mpa, e utilizar placa de 200 mm quando o módulo de Young for menor que 10 MPa. Concluiu-se que quando usamos a placa de 140 mm e a deflexão medida for superior a 5 mm, deve-se substituir a placa de 140 mm pela de 200 mm, AYYANCHIRA (2014).

#### 2.4.4.4 Interpretação dos Dados

Na investigação da camada, a deflexão no centro da placa de carga ( $D_f$ ) do (LWD) é obtida para calcular o módulo de elasticidade ( $E_{LWD}$ ), e calculada no software do computador do equipamento por meio da adaptação da fórmula desenvolvida por Boussinesq, Equação 25, STEINERT (2006, *apud* PREUSSLER, 2007).

$$E_{LWD} = \frac{F(1 - \mu^2)\sigma \cdot R}{D_f} \quad (25)$$

Onde: “ $E_{LWD}$ ” o módulo de elasticidade no LWD (MPa); “ $F$ ” o fator que depende da distribuição das tensões:  $F=2$  para distribuição uniforme (placa flexível),  $F=\pi/2$  para placa rígida,  $F=8/3$  distribuição parabólica (solo granular) e  $F=4/3$  distribuição parabólica (solo coesivo); “ $\mu$ ” o coeficiente de Poisson; “ $\sigma$ ” a tensão aplicada na superfície (KPa); “ $R$ ” o raio da placa de carga (mm); “ $D_f$ ” a deflexão ( $\mu\text{m}$ ).

O comportamento da equação padrão presuppõe um meio elástico, linear e homogêneo. A profundidade da tensão significativa durante um ensaio de placa dinâmica tem sido objeto de muita especulação em várias publicações: CHADDOCK & BROWN (1995), FLEMING *et al.* (2000 e 2007), FROST (2000), HOFFMAN *et al.* (2004) e MOONEY & MILLER (2008). E parece que em muitos casos, a profundidade, expressa em função do diâmetro da placa, foi citada como de 1 a 1,5 diâmetros, e na teoria elástica estática como 1,5 diâmetros.

No entanto, é interessante notar que há um argumento claro para sugerir que, para nas fundações rodoviárias em camadas, a profundidade da tensão significativa é provavelmente afetada pela taxa do módulo de rigidez das camadas adjacentes, especialmente se a espessura camada superior for menor do que a um diâmetro da placa. Em parte, esta é também em função da taxa de carregamento que é específica do dispositivo e do desempenho dos amortecedores utilizados para amortecer o pulso do carregamento, FLEMING, FROST & LAMBERT (2009). Por isso são frequentes os relatos em que os valores calculados do módulo de elasticidade são distintos quando mensurados em equipamentos de deflectômetros diferentes, quando não deveriam ser para situações típicas de camadas de infraestruturas de transportes, BORGES (2016).

No estudo comparativo entre os resultados das deflexões do (LWD) Dynatest 3031 (Dynatest), e do (LWD) Prima 100 (Carl Bro), chegou-se à conclusão de que existe uma boa relação entre os resultados. No entanto, foi constatado que os valores de deflexão medidos

foram diferentes entre estes equipamentos, destacando-se que essas diferenças foram sempre constantes e sugerindo que pode estar associadas a fatores constantes, intrínsecos aos próprios equipamentos. Identificaram-se também as diferenças nos tempos de retorno, em que o Dynatest 3031 apresenta tempos consideravelmente superiores ao Prima 100. Sabendo que tempos de retorno mais curtos conduzem a registros de deformabilidade inferiores, verificou que o Prima 100 apresentou deformações menores devido aos seus tempos de retorno serem mais curtos. Conclui-se que o Prima 100 apresenta um sistema de amortecedores mais rijo que o Dynatest 3031, LOPES (2010, *apud* BORGES, 2016).

Além da correlação entre dispositivos, é interessante observar a variabilidade típica da rigidez com a posição ao longo de uma seção com, teoricamente, a mesma construção, isto é, os mesmos materiais, a espessura da camada e o teor de umidade. Nos dados do Reino Unido foram analisados em detalhes e um padrão geral surgiu, o que é considerado útil para selecionar a frequência de teste apropriada e também a definição de valores-alvo para garantia de qualidade e controle de qualidade no campo. Em geral, a variabilidade em qualquer seção de avaliação pode ser de forma útil relatada como o Coeficiente de Variação (CV), que é a razão entre o desvio padrão e a média aritmética para uma seção de teste, Equação 26, WHITE (2007, *apud* FLEMING, FROST & LAMBERT, 2009).

$$CV = \frac{S}{\bar{X}} \cdot 100 \quad (26)$$

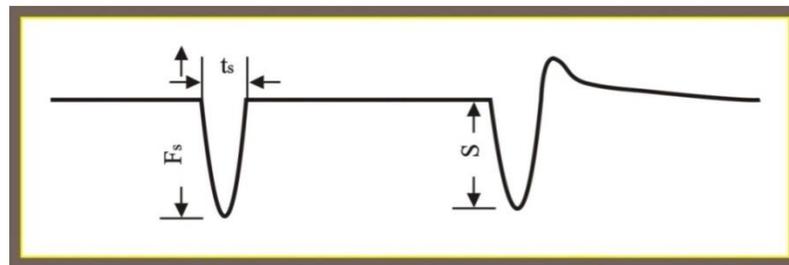
Onde: “CV” o coeficiente de variação, “S” o desvio padrão e “X” a média aritmética.

O intervalo relatado de CV observada foi de 25 a 60% para o FWD e o LWD em subleitos predominantemente de grãos finos, talvez devido à variação no teor de umidade. Para camadas granulares, melhoramentos de subleitos, a variação do CV observada foi de 10 a 40%, e valores mais elevados quando umidos. Para os materiais de sub-base, fragmentos de rocha bem graduada e altamente especificada, o CV observado foi tipicamente inferior a 15%, novamente observado como maiores em locais muito úmidos. Em uma apresentação em uma Reunião de Usuários de Compactação Inteligente/LWD, no outono de 2007, em Minnesota, Estados Unidos, foi muito encorajador observar que os valores de CV relatados integralmente, em um estudo totalmente independente, eram quase idênticos para tipos de materiais semelhantes, WHITE (2007, *apud* FLEMING, FROST & LAMBERT, 2009).

#### 2.4.4.5 Interpretação dos Resultados

A duração do ensaio dinâmico é definida pelo intervalo de tempo entre o início e o pico da onda gerada pela carga, Figura 24, sendo que o valor do módulo de deformabilidade é obtido com base na amplitude ( $S_{m\acute{a}x}$ ) do assentamento da placa de carga. As durações mais comuns estão compreendidas em intervalos de tempo de 4 até 25 ms, que demonstram uma rapidez de execução apreciável, se comparado a outros ensaios, GARCIA & THOMPSON (2003, *apud* LOPES, 2010).

Figura 24 - Sequência temporal da força de impacto exercida pelo LWD ( $F_s$ ) e o assentamento gerado ( $S$ )



Fonte: Adaptado de GARCIA & THOMPSON (2003, *apud* LOPES, 2010).

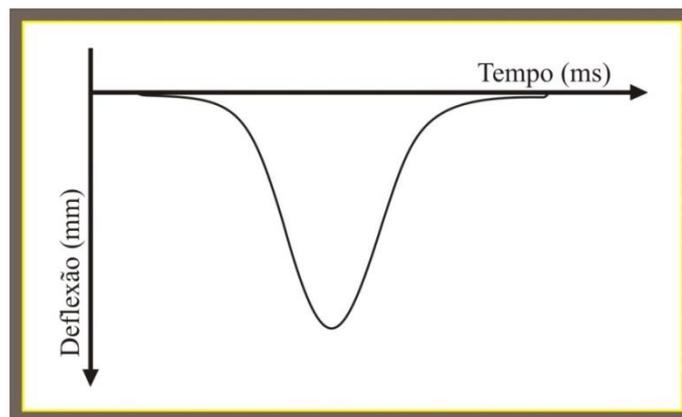
Os principais parâmetros fornecidos pelo equipamento LWD são: o  $E_{VD}$  ou  $E_{LWD}$ , sendo o módulo de elasticidade dinâmico em MPa; a deflexão média  $S_m$ , em mm, é obtida através da média das três últimas leituras do ensaio; e  $s/v$ , em ms, o grau de compatibilidade, que é um valor empírico resultado da relação entre a deflexão e a velocidade de aplicação da força. De um modo geral,  $s/v > 3,5$  ms indica que ainda é possível tornar o material mais compacto por meio de novas passadas e, quando o  $s/v < 3,5$  ms, indica a não necessidade de compactações adicionais, RODRIGUES (2017).

Os fatores intervenientes nos resultados do ensaio podem ser divididos em dois grupos. O primeiro refere-se às condições da camada: fatores ambientais, como a temperatura e a umidade, para o aumento da rigidez dos amortecedores do equipamento; espessura e posição das camadas, teor de água e a compactação dos materiais, para a homogeneidade da compactação resultar num ensaio de alta qualidade; e o tipo de materiais que constituem as camadas para evitar comportamentos atípicos do equipamento para a medição da deflexão e do módulo de elasticidade. O segundo grupo estão relacionados ao equipamento em si, excluindo-se, inicialmente, o uso indevido do LWD: contato da placa de carga e geofone central; tipo de sistema de amortecedores; e o tempo de retorno dos resultados. O peso e o

tipo de carregamento são igualmente fatores que influenciam no resultado, LOPES (2010).

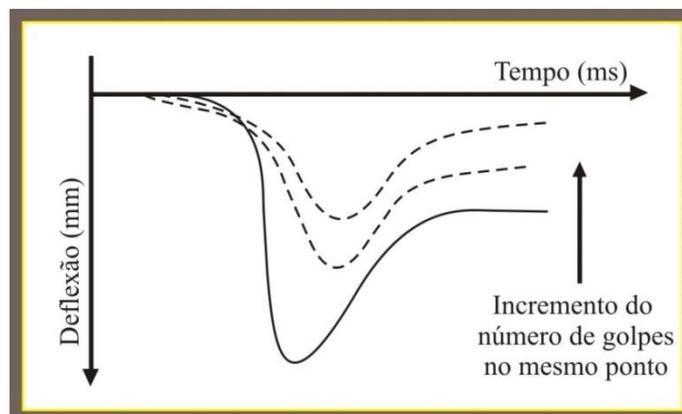
Os fatores intervenientes relacionados ao equipamento são controláveis e podem ser minimizados através de uma correta compreensão do funcionamento do mesmo e uma boa leitura visual do local a ensaiar. O contato da placa com a superfície a ensaiar também é um fator importante porque influenciar os dados obtidos, alterando os valores de deformação registrados e podendo distorcer a bacia de deflexão. A bacia de deflexão tem destaque na análise dos resultados, pois permite, através da sua forma, verificar o comportamento do solo, BORGES, (2016), e o resultado esperado do ensaio tem aspecto de uma bacia de deflexão perfeita, Figura 25. Para a existência da necessidade de ensaio de repetibilidade, dependendo do material em análise, poderá ocorrer uma compactação do solo com a própria energia do ensaio, diminuindo as bacias de deflexão ao longo das sucessivas aplicações de tensões, Figura 26, LOPES (2010).

Figura 25 - Ensaio de alta qualidade, bacia de deflexão perfeita



Fonte: Adaptado de FLEMING, FROST & LAMBERT (2009).

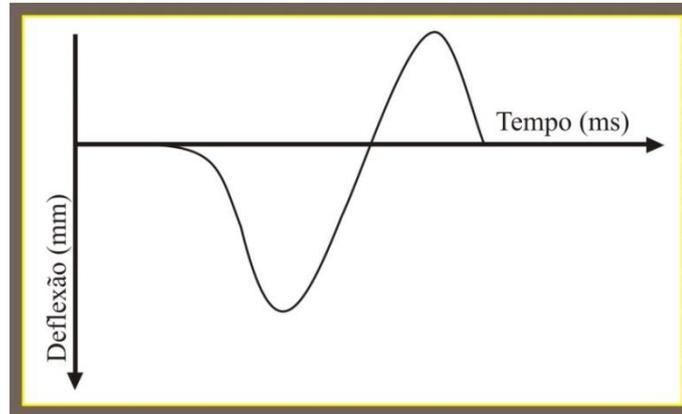
Figura 26 - Bacia de deflexão com redução da deformação pelo efeito da compactação



Fonte: Adaptado de FLEMING, FROST & LAMBERT (2009).

Para o ressalto da placa de carga no momento da queda do peso ou, eventualmente, quando o solo se encontra muito saturado, ocorre o fenômeno do seu levantamento, Figura 27, LOPES (2010).

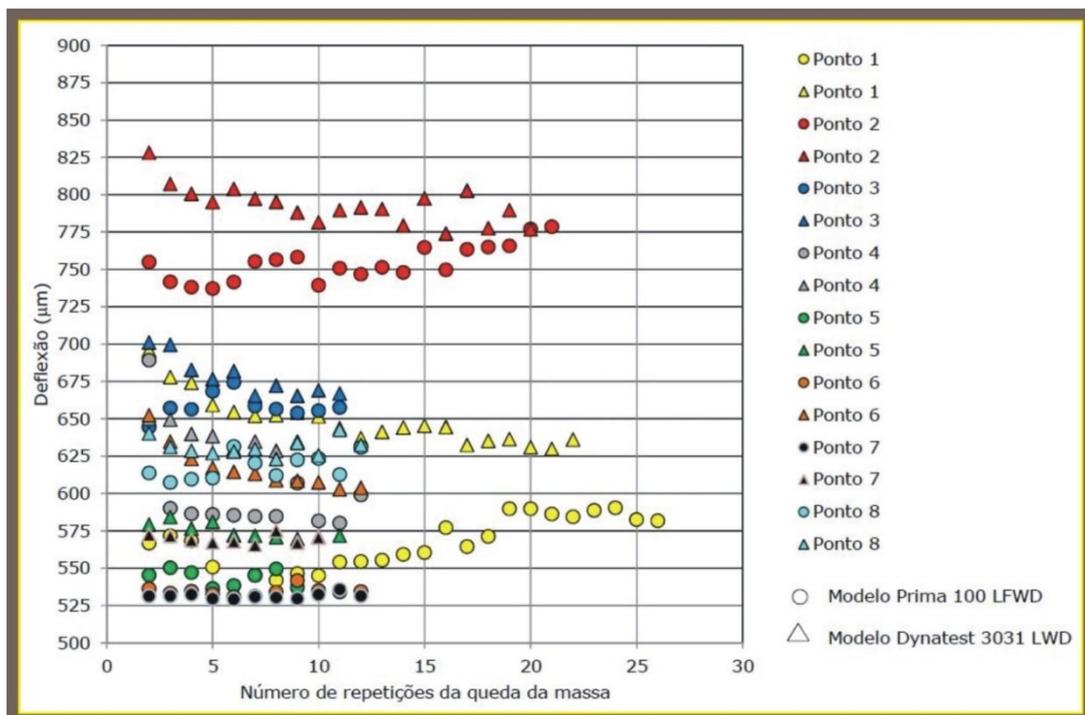
Figura 27 - Bacia de deflexão com valores positivos (ressalto da placa de carga)



Fonte: Adaptado de FLEMING, FROST & LAMBERT (2009).

Ainda utilizando dois aparelhos de ensaio LWD, de duas fabricantes diferentes, Dynatest 3031 e o Prima 100, verificou-se que a variação das deflexões medidas no mesmo ponto foi da ordem de 5 a 10%, Figura 28, NEVES *et al.* (2012, *apud* MENDES, 2013).

Figura 28 - Dispersão das deflexões referente à queda de massa



Fonte: NEVES *et al.* (2012, *apud* MENDES, 2013).

Outro fator que influencia os resultados do LWD é a escolha do sistema de amortecedores. Inicialmente, os mesmos dependem da capacidade da aplicação de carga que se pretende atingir, visto que a rigidez dos amortecedores contribui para uma maior ou menor capacidade de aplicação de tensão pelo equipamento. Conclui-se também que o uso de amortecedores mais rijos provoca a redução do tempo de aplicação da carga máxima, redução do seu intervalo e aumento da força de impacto, que resulta num maior módulo de deformabilidade. Por outro lado, no caso de amortecedores com menor rigidez, ocorreram alterações no tempo de pico de carga, reduzindo a capacidade de aplicação de força, porém com pouca alteração no valor do módulo de deformabilidade, THOM *et al.* (2002, *apud* LOPES, 2010).

Um aspecto importante nas medições “in situ” é a interpretação da deflexão sob carregamento através do software do dispositivo. O mesmo se utiliza do sinal do geofone (transdutor de velocidade) na determinação do valor da deflexão máxima ou de pico. Nesse contexto, temos duas considerações importantes a fazer. A primeira é que a deflexão de pico sob ensaio pode não ocorrer no mesmo instante do carregamento máximo, devido a efeitos dinâmicos, frequentemente observada em materiais de rigidez mais baixa. A segunda é que a deflexão máxima pode incluir um elemento permanente/plástico, além da deflexão recuperável/elástica, dependendo da força dos materiais sob ensaio e da eficácia do contato entre a superfície inferior do geofone e o material ensaiado. Assim, pode-se argumentar, que o termo rigidez elástica ( $E$ ) não é, necessariamente, o que o dispositivo aufere, FLEMING, FROST & LAMBERT (2009).

A deformação elástica ou deflexão reversível ou recuperável como sendo os deslocamentos verticais que surgem na superfície ou no interior da estrutura do pavimento quando o mesmo é submetido a esforços de forma intermitente ou transitória. Cessado o esforço, o sistema retorna à posição anterior, Santos, (2014 *apud* Borges, 2016). No geral, todas as camadas fletam quando submetidas a um carregamento do topo da camada. Geralmente o valor da deflexão diminui com a profundidade e com afastamento, em área, do ponto de aplicação, estando também associado a esse efeito o módulo de elasticidade dos materiais de cada camada. Os pavimentos mais robustos arqueiam menos que os debilitados e esta diferença está associada ao desempenho estrutural entre eles. Sendo assim, pavimentos com menores deflexões suportam maior número de solicitações ocasionadas pelo tráfego de veículos, PINTO & PREUSSLER (2010, *apud* SANTOS, 2014).

A interpretação dos dados da deflexão permite ao engenheiro estimar a condição estrutural do pavimento e, para isso, podem-se utilizar os parâmetros e índices de curvatura da

bacia deflectométrica e também é possível realizar o processo de retroanálise modular das camadas do pavimento. A deflexão recuperável máxima ( $D_0$ ) é a deflexão medida no ponto de aplicação de carga. Trata-se de um parâmetro importante para a avaliação estrutural, que reflete o comportamento estrutural de todo o conjunto de camadas. Quanto maior seu valor, mais elástica ou resiliente é a estrutura, e maior o potencial de dano às camadas em estruturas de pavimento convencionais. No entanto, a análise isolada de seu valor não dá todos os indícios necessários para a completa caracterização estrutural, já que estruturas de pavimentos distintas podem apresentar a mesma deflexão máxima, porém com arqueamentos diferenciados na deformada. A forma da deformada tem grande relevância na avaliação estrutural, FERRI (2013, *apud* BORGES, 2016).

Dentre os critérios de avaliação, o raio de curvatura (RC) é um parâmetro indicativo do arqueamento da bacia de deformações na sua porção mais crítica, em geral considerada a 25 cm do centro da carga. A norma DNER-PRO 011/79, que preconiza procedimentos de cálculo de reforço estrutural para reabilitação de pavimentos asfálticos, estabelece que raios de curvaturas baixos (menores que 100 m) indicam condições estruturais críticas da estrutura do pavimento. A expressão de cálculo utilizada para a determinação do raio de curvatura é aquela preconizada pelo DNIT em seu Método de Ensaio DNER-ME 024/94, Equação 27. Esta regra não se aplica a pavimentos do tipo semirrígidos, FERRI (2013).

$$Rc = \frac{6250}{2 \cdot (D_0 - D_{25})} \quad (27)$$

Onde: “Rc” o raio de curvatura, “ $D_0$ ” o deslocamento vertical recuperável no ponto de aplicação de carga (mm) e “ $D_{25}$ ” o deslocamento vertical recuperável distante 25 cm do ponto de aplicação de carga (mm).

O parâmetro área (A) é definido pelo guia de dimensionamento da AASHTO de 1993. Foi originalmente concebido para a avaliação de pavimentos rígidos e retroanálise dos valores de módulo de reação do subleito (k-value) e de módulo de elasticidade do concreto ( $E_{pcc}$ ). Sua medida equivale à largura virtual que, multiplicada pelo valor da deflexão máxima, resulte na área aproximada da bacia deflectométrica, Equação 28. Quando as medidas de deflexões  $D_0$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{60}$  e  $D_{90}$  forem aproximadamente idênticas numericamente, indicam uma estrutura extremamente rígida, semelhante à dos pavimentos de concreto de cimento Portland ou pavimentos asfálticos espessos e de elevado módulo de resiliência.

$$A = 15. \left[ 1 + 2. \frac{D_{30}}{D_0} + 2. \frac{D_{60}}{D_0} + \frac{D_{90}}{D_0} \right] \quad (28)$$

Onde: “A” o parâmetro área (cm), “D<sub>0</sub>” o deslocamento vertical recuperável no ponto de aplicação de carga (mm) e “D<sub>30</sub>”, “D<sub>60</sub>” e “D<sub>90</sub>” os deslocamentos verticais recuperáveis distantes 30, 60 e 90 cm do ponto de aplicação de carga (mm).

O valor numérico da Área pode, no máximo, atingir aproximadamente 90 cm e seu mínimo, aproximadamente 28 cm, este último correspondendo ao valor determinado para um sistema elástico constituído de apenas uma camada, como um levantamento deflectométrico sobre o topo do subleito. Uma estrutura constituída de três camadas elásticas que apresenta valor de área próxima do valor mínimo corresponde a uma estrutura onde os módulos do revestimento, da base e do subleito são praticamente iguais, situação esta indesejável para o bom desempenho real dos pavimentos, Tabelas 11 e 12, FERRI (2013).

Tabela 11 - Faixa do parâmetro Área para alguns tipos de pavimentos

<b>Tipo de Pavimento</b>	<b>Parâmetro Área (cm)</b>
Pavimentos de Concreto - CCP	60 - 90
Asfálticos espessos – CA > 12 cm	55 - 75
Asfálticos delgados	40 - 55
Flexíveis “fracos”	28 - 40

Fonte: Adaptado de WSDOT (2005, *apud* FERRI, 2013).

Tabela 12 - Condição estrutural do pavimento segundo parâmetro Área

<b>Parâmetro</b>		<b>Condição Genérica</b>	
<b>Área</b>	<b>Deflexão D<sub>0</sub></b>	<b>Estrutura</b>	<b>Subleito</b>
Baixa	Baixa	Fraca	Forte
Baixa	Alta	Fraca	Fraca
Alta	Baixa	Forte	Forte
Alta	Alta	Forte	Fraca

Fonte: Adaptado de LOPES *et al.* (2010, *apud* FERRI, 2013).

O parâmetro Índice de Curvatura da Superfície (SCI) é definido como a diferença entre as deflexões sob o ponto de aplicação da carga e a deflexão a 30 cm de distância da mesma. Este parâmetro é conhecido como o indicador mais sensível em relação à camada asfáltica, Equação 29, Figura 33, KIM *et al.* (2000 e 2002, *apud* FERRI, 2013).

$$SCI = D_0 - D_{30} \quad (29)$$

Onde: “SCI” o índice de curvatura da superfície (mm), “D<sub>0</sub>” o deslocamento vertical recuperável no ponto de aplicação de carga (mm) e “D<sub>30</sub>” o deslocamento vertical recuperável distante 30 cm do ponto de aplicação de carga (mm).

O parâmetro Índice de Danos à Base (BDI) é definido com a diferença entre as deflexões a 30 e 60 cm de distância do ponto de aplicação da carga. Este parâmetro é definido como um bom indicador da condição da base, Equação 30, Figura 33, KIM *et al.* (2000 e 2002, *apud* FERRI, 2013).

$$BDI = D_{30} - D_{60} \quad (30)$$

Onde: “BDI” o índice de danos à base (mm) e “D<sub>30</sub>” e “D<sub>60</sub>” os deslocamentos verticais recuperáveis distantes 30 e 60 cm do ponto de aplicação de carga (mm).

O parâmetro Índice da Curvatura da base (BCI) é definido como à diferença entre as deflexões a 60 e 90 cm de distância do ponto de aplicação da carga, Equação 31, KIM *et al.* (2000 e 2002, *apud* FERRI, 2013), define este parâmetro como um bom indicador da condição do subleito, Figura 33.

$$BCI = D_{60} - D_{90} \quad (31)$$

Onde: “BCI” o índice de danos à base (mm) e “D<sub>60</sub>” e “D<sub>90</sub>” os deslocamentos verticais recuperáveis distantes 60 e 90 cm do ponto de aplicação de carga (mm).

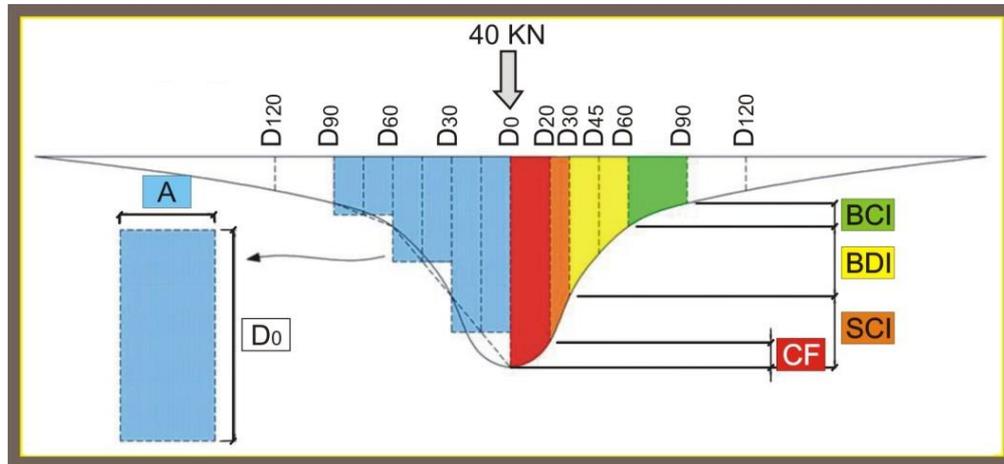
O parâmetro Fator de Curvatura (CF) foi idealizado pelo órgão australiano AUSTROADS é definido com a diferença entre as deflexões localizadas no ponto de aplicação da carga e a deflexão a 20 cm de distância da mesma. Considerado o melhor parâmetro para estimar a probabilidade de fissuração da camada asfáltica, Equação 32, Figura 29, AUSTROADS (2008, *apud* FERRI, 2013).

$$CF = D_0 - D_{20} \quad (32)$$

Onde: “CF” o fator de curvatura (mm), “D<sub>0</sub>” o deslocamento vertical recuperável no ponto de aplicação de carga (mm) e “D<sub>20</sub>” o deslocamento vertical recuperável distante 20 cm do ponto de

aplicação de carga (mm).

Figura 29 - Bacia de deflexão com ressalto da placa de carga



Fonte: Adaptado de FERRI (2013).

Onde: “D<sub>0</sub> a D<sub>120</sub>” as deflexões às distâncias, “A” a área aproximada da bacia deflectométrica, “BCI” o índice da curvatura da base, “BDI” o índice de danos à base, “SCI” o índice da curvatura da superfície e “CF” o raio de curvatura.

#### 2.4.4.6 Correlações entre Módulo de Elasticidade do Solo e o Índice do Deslocamento por Impacto do DPL.

Segundo diversos autores, em publicações da área, existem várias correlações entre o módulo de elasticidade do solo e o índice do deslocamento por impacto do Penetrômetro Dinâmico (DPL), Tabela 13, BORGES (2016).

FORTUNATO (2005) propõe determinar o módulo de elasticidade do solo e de agregados (E) a partir do valor do índice de penetração ( $I_{DPL}$ ) do DPL utilizando a relação de DE BEER (1990) e KONRAD e LACHANCE (2001), Equação 33; CHEN et al. (2005) propõe a correlação do módulo de elasticidade obtido por retroanálise por meio de LWD e o índice de penetração, Equação 34; GEORGE et al. (2009) propõe a correlação para solos lateríticos para o LWD com carga dinâmica de 10 Kg, altura da queda de 800 mm e placa de carga com diâmetro de 140 mm, Equação 35; ABU-FARSAKH et al. (2004) propõe a correlação da Equação 36; e FORTUNATO et al. (2009) propõe a correlação para solos finos pela Equação 37 e solos granulares pela Equação 38.

Tabela 13 - Correlações entre o módulo de elasticidade do solo e o Índice de deslocamento por impacto do Penetrômetro Dinâmico (DPL)

Propositor	Correlação	Solo	R <sup>2</sup>	Equação
FORTUNATO (2005)	$\log(E_{LWD}) = a - b \cdot \log(I_{DPL})$	-	-	(33)
CHEN <i>et al.</i> (2005)	$E_{LWD} = 537,76 \cdot I_{DPL}^{-0,6645}$	-	0,86	(34)
GEORGE <i>et al.</i> (2009)	$E_{LWD} = 162,48 \times I_{DPL}^{-0,6397}$	Laterítico	0,73	(35)
ABU-FARSAKH <i>et al.</i> (2004)	$E_{LWD} = \frac{2191,4}{I_{DPL}}$	-	-	(36)
FORTUNATO <i>et al.</i> (2009)	$E_{LWD} = 199,17 \cdot I_{DPL}^{-0,42}$	Finos	0,76	(37)
	$E_{LWD} = 310,22 \cdot I_{DPL}^{-0,80}$	Granular	0,78	(38)

Fonte: Adaptado de BORGES (2016).

Onde: “E<sub>LWD</sub>” o módulo de elasticidade do solo pelo LWD (MPa), “I<sub>DPL</sub>” o índice do deslocamento por impacto do DPL (mm/golpe) e “R<sup>2</sup>” o coeficiente de determinação.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este Capítulo descreve acerca da localização, da descrição dos ensaios realizados em campo, da coleta das amostras deformadas e dos ensaios de laboratório. O projeto de investigação geotécnica em campo foi executado numa praça experimental adjacente a Estrada dos Macacos no município de Recife-PE. As amostras coletadas em campo foram encaminhadas inicialmente para o Laboratório de Geotecnia da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP), onde foram realizados ensaios iniciais de caracterização do solo e, em seguida concluindo os mesmos no Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

Em campo foram realizados os ensaios de: umidade (Método Expedito “Speedy”); peso específico natural (Método do Frasco de Areia); Penetrômetro Dinâmico ou “Dynamic Penetrometer Light” (DPL); e Deflectômetro de Impacto Leve ou “Light Weight Deflectometer” (LWD). Em laboratório foram realizados os ensaios de: umidade (Método da Estufa); granulometria (Método de Peneiramento e Sedimentação); massa específica dos grãos; limites de Atterberg; Compactação “Proctor”; Índice de Suporte Califórnia ou “California Bearing Ratio” (ISC), Penetrômetro Dinâmico ou “Dynamic Penetrometer Light” (DPL); Penetrômetro Estático (PE); químicos; e Eflorescência de Raios-X.

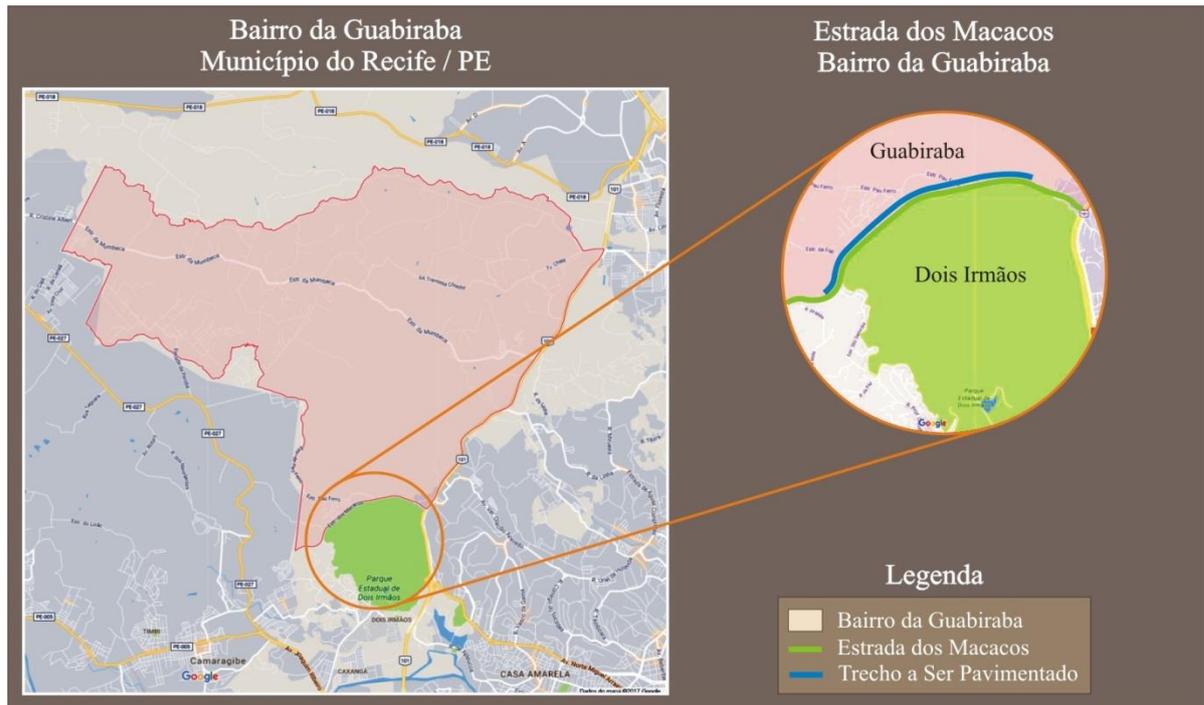
#### 3.1 DESCRIÇÃO DA OBRA

Serão descritos o local, o trajeto e a classificação pedológica do solo da Estrada dos Macacos.

##### 3.1.1 Local e Trajeto

A Estrada dos Macacos, objeto de estudo e análise, está localizada no bairro da Guabiraba - Recife/PE. Seu trajeto tem início na Av. da Recuperação, paralela e via local da BR-101, e finaliza a Rua Augusto dos Anjos, na Vila das Pedreiras. Em seu entorno encontra-se a Vila Aritana, também conhecida como Comunidade dos Macacos. O trecho a ser pavimentado possui o comprimento total de 2,3 Km de extensão, com início na casa de número 21, após a Rua Craveiro Leite, e finaliza em frente à casa de número 245, logo após a entrada da estrada do Sítio Sapocaia, Figura 30.

Figura 30 - Localização da Estrada dos Macacos



Fonte: Adaptado de GOOGLE MAPS (2018).

No dia 23 de Agosto de 2016, uma equipe de cinco profissionais na área de Engenharia Civil com o foco em geotecnia, sob a supervisão do orientador, foi designada para uma avaliação do controle de qualidade da obra de pavimentação da Estrada dos Macacos. O propósito principal desse estudo era a execução dos ensaios de campo e coleta de amostras do solo com o intuito de prosseguir as caracterizações em laboratório, em seis estágios de compactação *in situ*.

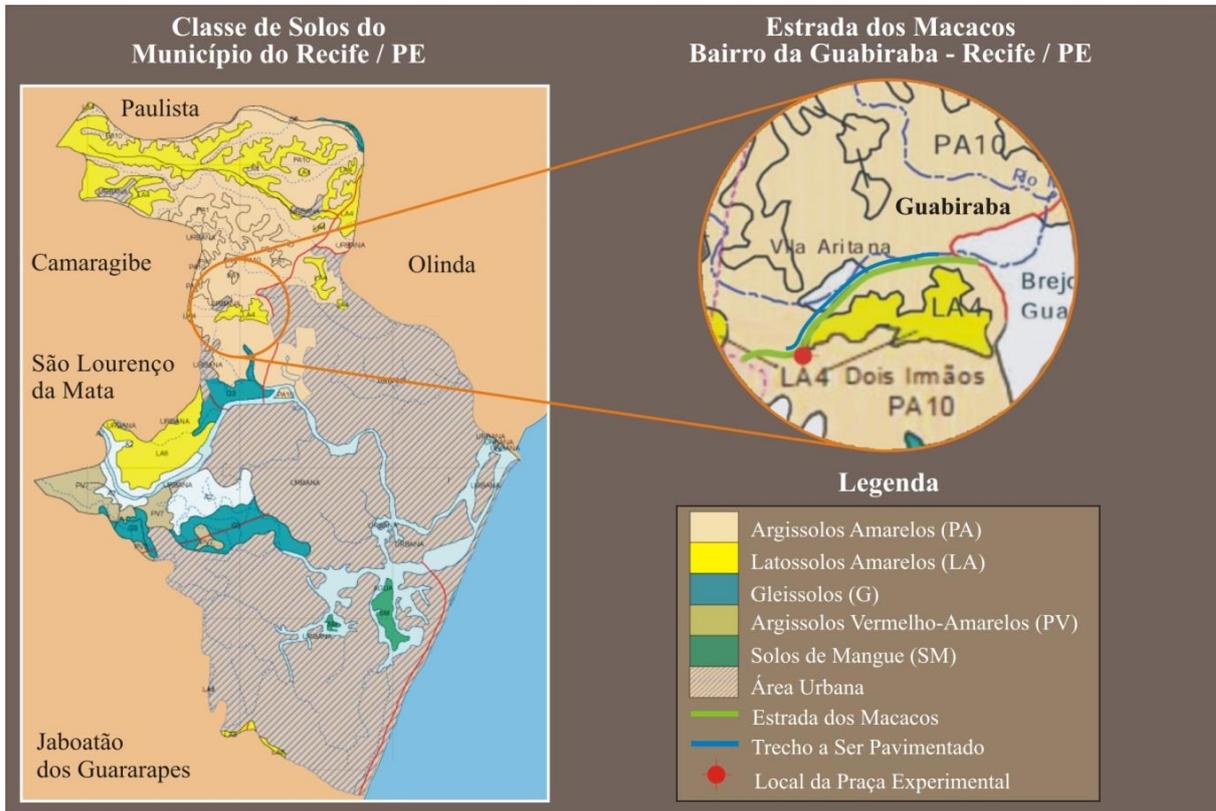
### 3.1.2 Classificação Pedológica dos Solos no Trajeto da Estrada dos Macacos

O mapeamento pedológico, ou zoneamento agroecológico, do Município do Recife foi realizado e encabeçado pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (Embrapa), ligada ao Ministério da Agricultura e do Abastecimento (MAA) do Governo Federal, em um convênio com a Secretaria de Agricultura do Estado de Pernambuco, em Dezembro de 1999 e retificado em Novembro de 2001, EMBRAPA (1999).

Na Estrada dos Macacos prevalece o Argissolo Amarelo (PA10). Conforme o mapa da classe dos solos do Município do Recife, este solo possui uma associação de: 50% de Argissolo Amarelo, álico e distrófico, latossólico e não latossolico, textura média / média e argilosa; e 50% de Argissolo Amarelo e Vermelho-amarelo, atividade baixa e distrófica,

textura média / argilosa, com e sem cascalho a cascalhamento. Ambos com o horizonte “A” modificado e proeminentemente floresta subperenifólia, relevo ondulado e fortemente ondulado, Figura 31, EMBRAPA (1999).

Figura 31 - Classe de Solos da Estrada dos Macacos



Fonte: Adaptado de EMBRAPA (1999).

O outro solo encontrado no local dos ensaios de campo e coleta das amostras é o Latossolo Amarelo (LA4). Conforme o mapa da classe dos solos do Município do Recife, este solo possui uma associação de: 70% de Latossolo Amarelo de textura argilosa; e 30% de Argissolo Amarelo, latossólico e não latossólico, textura média / argilosa. Ambos álicos e distrófico, horizonte “A” modificado e proeminentemente floresta subperenifólia, relevo plano e sem ondulação, EMBRAPA (1999).

Em obras rodoviárias, Argissolos Amarelos, Argissolos Vermelho-amarelos e Latossolos Amarelos possuem: alto potencial de uso no subleito, reforço do subleito, corpo do aterro e camada final do aterro; e médio potencial de uso para sub-base e base, CLAUS (2014).

### 3.2 DESCRIÇÃO DOS EXPERIMENTOS

Serão descritos acerca da praça experimental, dos tipos de compactação realizado, dos experimentos de campo e de laboratório.

#### 3.2.1 Praça Experimental e Experimentos de Campo

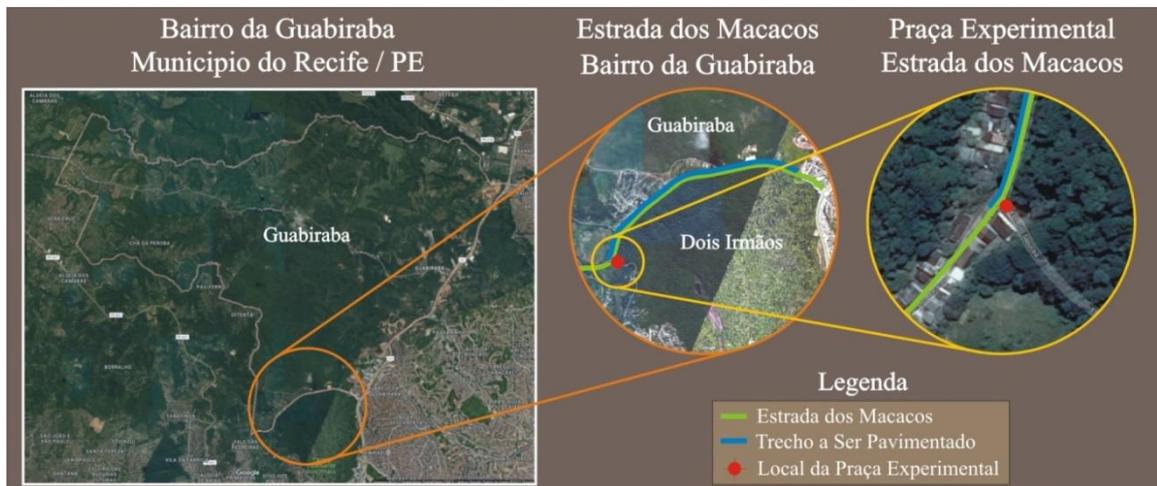
Serão descritos acerca da escolha da praça experimental, detalhes das seções analisadas, os equipamentos de compactação utilizados, distribuição e nomenclatura dos ensaios realizados.

##### 3.2.1.1 Local dos Ensaios

A escolha do local na Estrada dos Macacos para proceder à investigação geotécnica foi feita “in loco” pelo Prof. Dr. Sílvio Romero de Melo Ferreira, ele levou em consideração o espaço aberto plano, capinado e com pouco tráfego, para se dispor do tempo necessário para execução de todos os experimentos em campo sem maiores contratempos.

A praça experimental escolhida está localizada adjacente a Estrada dos Macacos e na entrada para a estrada do Sítio Sapucaia e, com isso, podendo assegurar um solo sob as mesmas condições físico-químico-ambientais do local da obra para utilização deste no subleito da Estrada dos Macacos. Suas coordenadas, conforme o site do aplicativo “Google Earth”, é de -8.001039, -34.958623 (8°0’3.740”S; 34°57’31.043”O), Figura 32.

Figura 32 - Localização da Praça Experimental

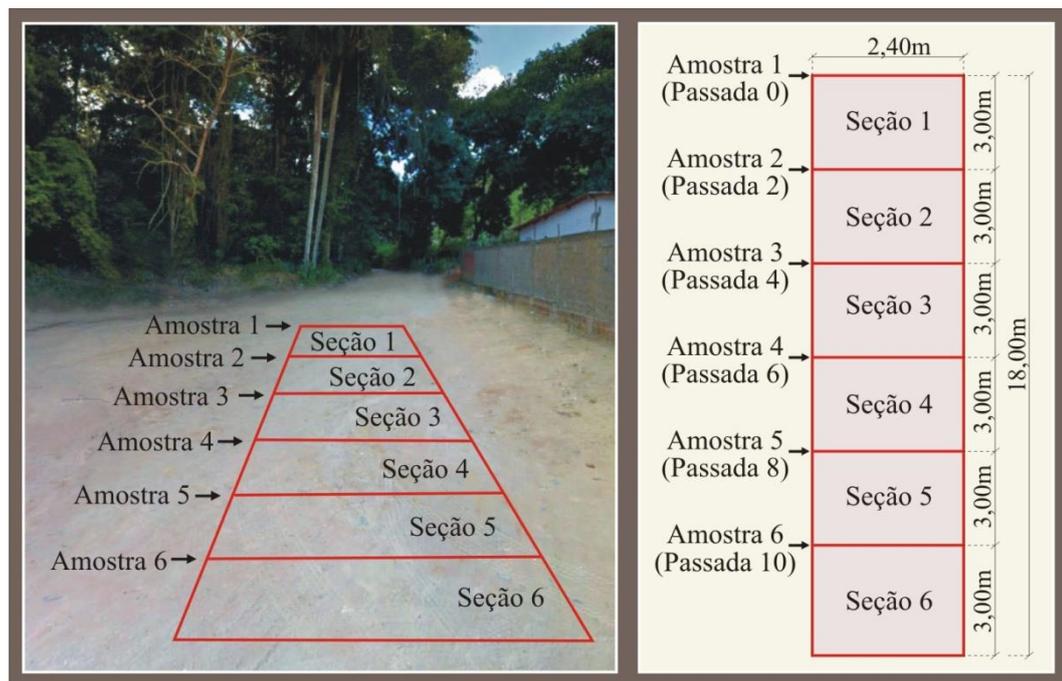


Fonte: Adaptado de GOOGLE (2018).

### 3.2.1.2 Demarcação das Seções

A área escolhida para os ensaios de campo, a praça experimental, tem dimensão total de 2,40 m de largura e 18,00 m de comprimento. Esta última, com 6 linhas transversais nomeadas como Amostra 1, 2, 3, 4, 5 e 6, equidistantes 3,00 m, delimitando as Seções 1, 2, 3, 4, 5 e 6, Figura 33.

Figura 33 - Dimensões das Seções na Praça Experimental



Fonte: O autor (2018).

Onde: “Seção 1” o local da coleta da “Amostra 1” e dos procedimentos para o solo natural referente a Passada 0 e “Seção 2, 3, 4, 5 e 6” os locais de coleta da “Amostra 2, 3, 4, 5 e 6” e dos procedimentos referentes as Passadas 2, 4, 6, 8 e 10.

A Seção 1 está relacionada ao solo em estado natural (Passada 0) e as demais, a cada duas passadas do rolo liso vibratório (Passada 2, 4, 6, 8 e 10). Nestas seções foram procedidos tanto os ensaios de campo como também coletadas amostras deformadas do solo para as investigações geotécnicas de laboratório, as Amostras 1, 2, 3, 4, 5 e 6.

Os procedimentos na praça experimental foram inicialmente realizados com a utilização da motoniveladora Patrol para execução do espalhamento e regularização da camada, seguido da coleta da amostra geral deformada do solo, Figura 34.

Figura 34 - Preparação da praça experimental



Fonte: O autor (2018).

Onde: a) Espalhamento da camada; b) Regularização da camada.

Para demarcação das seções, foram auferidas as distâncias com a utilização de uma trena de fita de aço e, com um martelo, fixou-se pregos de tamanho grande nos vértices de cada seção. Por fim, interligaram-se estes pregos com a utilização da fita de nylon e iniciou-se a fase dos ensaios de campo, Figura 35.

Figura 35 - Demarcação da praça experimental



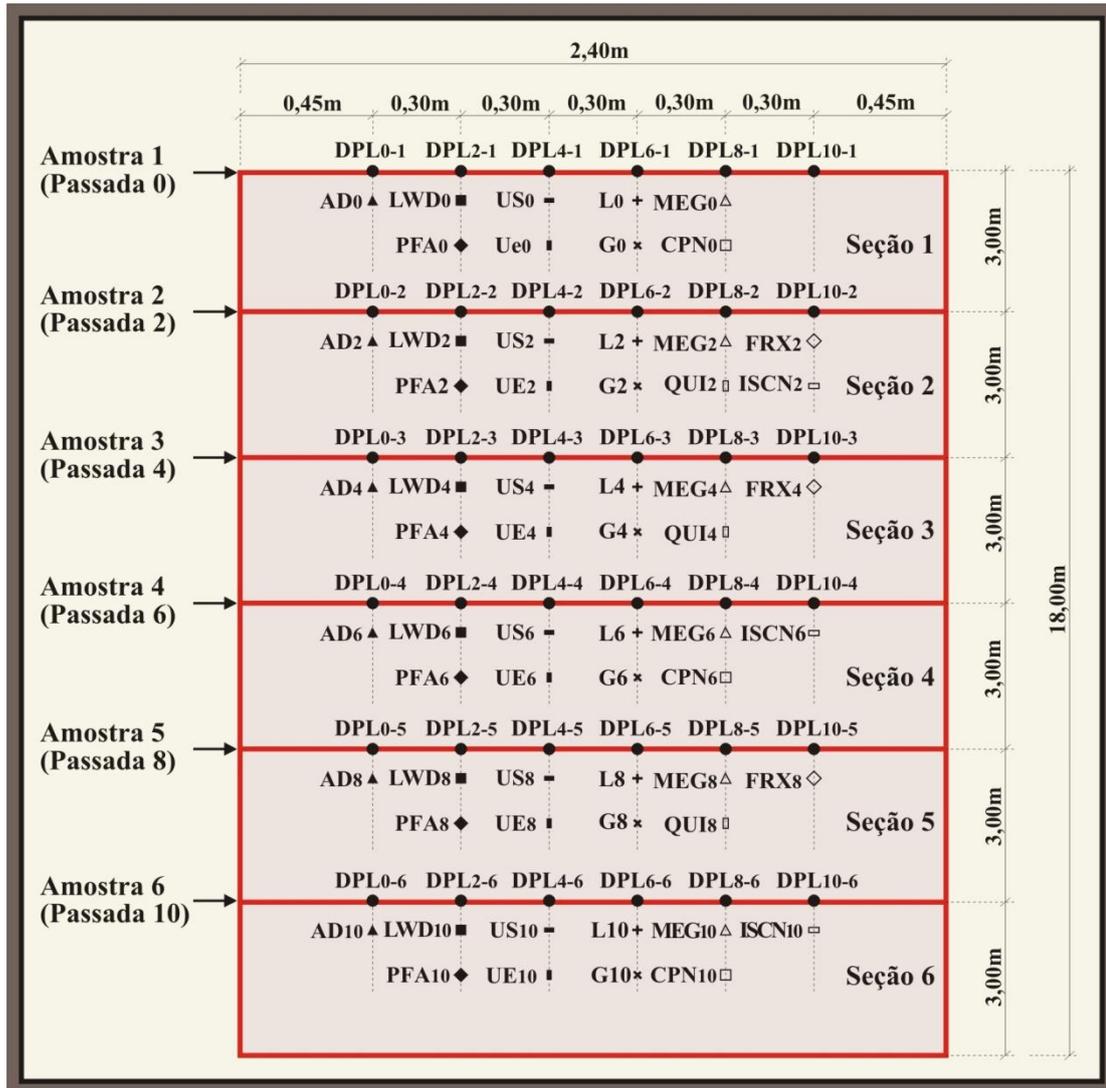
Fonte: O autor (2018).

Onde: a) Auferição das dimensões da praça experimental; b) Cravação dos pregos para fixação da fita de nylon.

### 3.2.1.3 Esquema Geral dos Ensaios Relacionados às Seções

Para melhor localizar as coletas das amostras e os experimentos procedidos em campo e em laboratório, para todas as seções da praça experimental, foi realizado um esquema geral dos ensaios nas Figuras 36 e 37.

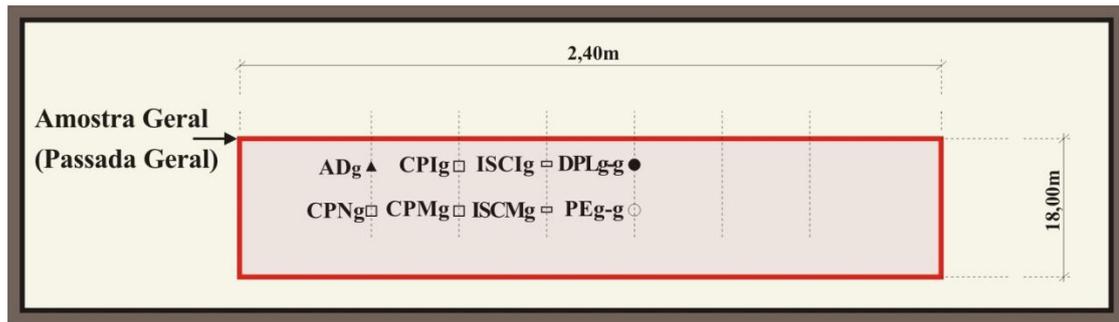
Figura 36 - Distribuição esquemática dos procedimentos na praça experimental



Fonte: O autor (2018).

Onde: “Seções 1, 2, 3, 4, 5 e 6” os locais das coletas das Amostras 1, 2, 3, 4, 5 e 6, dos ensaios em campo, relacionados inicialmente a Passada 0 (solo natural) e às Passadas 2, 4, 6, 8 e 10, do rolo compactador; “AD<sub>i</sub>” a coleta de amostra deformada na passada *i*; os ensaios de campo: “DPL<sub>i-j</sub>” do penetrômetro dinâmico na passada *i* e na seção *j*, “LWD<sub>i</sub>” do deflectômetro de impacto leve na passada *i*, “PFA<sub>i</sub>” da massa específica aparente pelo método do frasco de areia na passada *i* e “US<sub>i</sub>” de umidade pelo método “speedy” na passada *i*; os ensaios de laboratório: “UE<sub>i</sub>” de umidade pelo método da estufa na passada *i*, “Li” dos limites de Atterberg na passada *i*, “Gi” de granulometria pelo método de peneiramento e sedimentação na passada *i*, “MEGi” de massa específica dos grãos na passada *i*, “CPN<sub>i</sub>, CP<sub>i</sub> e CPM<sub>i</sub>” de compactação “Proctor” com energia normal, intermediária e modificada na passada *i*, “ISCN<sub>i</sub>, ISC<sub>i</sub> e ISCM<sub>i</sub>” do índice de suporte califórnia com energia normal, intermediária e modificada na passada *i*, “QUI<sub>i</sub>” químico analítico na passada *i* e “FRX<sub>i</sub>” de fluorescência de raios-X na passada *i*.

Figura 37 - Coleta da amostra geral e respectivos ensaios em laboratório



Fonte: O autor (2018).

Onde: “Amostra Geral” a coleta de amostra deformada e os ensaios de laboratório, relacionados ao solo em todas as seções da praça experimental; “ADg” a coleta de amostra geral deformada; os ensaios de laboratório: “CPNg, CPIg e CPMg” de compactação “Proctor” da amostra geral com energia normal, intermediária e modificada, “ISCIg e ISCMg” do índice de suporte califórnia da amostra geral com energia intermediária e modificada, “PEg-g” do penetrômetro estático em laboratório na passada geral e na amostra geral e “DPLg-g” do penetrômetro dinâmico em laboratório na passada geral e na amostra geral.

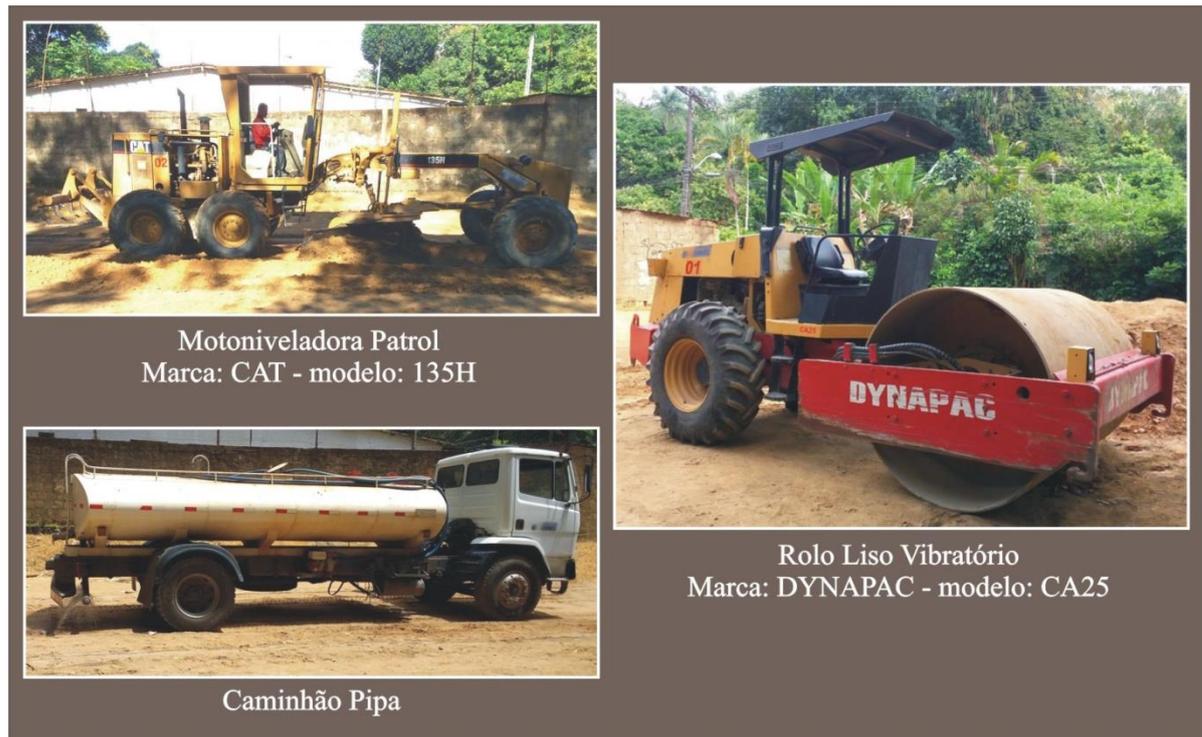
#### 3.2.1.4 Tipos de Compactação

Nos procedimentos adotados para execução dos ensaios em campo foram utilizados os seguintes equipamentos, Figura 38:

- a) Motoniveladora;
- b) Rolo Liso Vibratório;
- c) Caminhão Pipa.

A Motoniveladora foi utilizada para o início da preparação da praça experimental, auxiliando no espalhamento e na regularização da camada a ser investigada. Para a compactação do solo foi utilizado passadas do Rolo Liso Vibratório, Passada 2, 4, 6, 8 e 10, relacionadas as Amostra 2, 3, 4, 5 e 6, que delimita a Seção 2, 3, 4, 5 e 6. O Caminhão Pipa foi utilizado com a finalidade de repor a umidade do terreno ainda no início dos experimentos com o solo natural e, antes da Passada 8 (Amostra 5), para compensar a evapotranspiração no solo em virtude da temperatura, da incidência solar intensa e da proximidade do Parque Estadual de Dois Irmãos, remanescente da Mata Atlântica.

Figura 38 - Aparelhos Utilizados em Campo - Praça Experimental



Fonte: O autor (2018).

### 3.2.1.5 Ensaios Realizados em Campo

Após a regularização da camada do solo com a utilização da Motoniveladora, iniciou-se os primeiros ensaios com o solo em estado natural referente à Amostra 1 (Passada 0). Prosseguiu-se a cada duas passadas do rolo liso vibratório, relacionadas às Amostras 2, 3, 4, 5 e 6 (Passadas 2, 4, 6, 8 e 10). Os ensaios de campo realizados para avaliar a camada compactada para o pavimento em asfalto foram:

- a) O ensaio de umidade pelo método “speedy” (MS), com 6 (seis) determinações referentes a cada passada analisada.
- b) O ensaio da massa específica aparente pelo método do frasco de areia (FA), com 6 (seis) determinações referentes a cada passada analisada.
- c) O ensaio do penetrômetro dinâmico (DPL), com 6 (seis) determinações, uma para cada seção, em cada passada analisada, totalizando 36 (trinta e seis).

d) O ensaio do deflectômetro de impacto leve (LWD), com 8 (oito) determinações para cada seção, referente a cada passada analisada, para carga dinâmica de 10 Kg; e de 3 (três) à 8 (oito) determinações para as seções 1, 3 e 5, referentes as passadas 0, 4 e 8, para carga dinâmica de 15 Kg.

Salientando que os ensaios não destrutivo do penetrômetro dinâmico (DPL) para a resistência de ponta ( $q_c$ ) e do deflectômetro de impacto leve (LWD) para o módulo de elasticidade ( $E_{LWD}$ ), a deflexão média ( $s_m$ ) e o grau de compatibilidade ( $s/v$ ), possuem grande relevância em virtude dos resultados serem precisos e com resultados instantâneos ao final de cada experimento, durante a execução da compactação da camada em campo.

A distribuição dos ensaios na praça experimental seguiu-se conforme a Tabela 14.

Tabela 14 - Distribuição e Nomenclaturas utilizadas para os Ensaio de Campo

<b>Seção</b>	<b>Passada</b>	<b>Penetrômetro Dinâmico (DPL)</b>	<b>Deflectômetro de Impacto Leve (LWD)</b>	<b>Método Frasco de Areia (FA)</b>	<b>Método “Speedy” (MS)</b>
1	0	DPL0-1 ao DPL0-6	LWD0-1 ao LWD0-15	FA0	MS0
2	2	DPL2-1 ao DPL2-6	LWD2-1 ao LWD2-8	FA2	MS2
3	4	DPL4-1 ao DPL4-6	LWD4-1 ao LWD4-11	FA4	MS4
4	6	DPL6-1 ao DPL6-6	LWD6-1 ao LWD6-8	FA6	MS6
5	8	DPL8-1 ao DPL8-6	LWD8-1 ao LWD8-16	FA8	MS8
6	10	DPL10-1 ao DPL10-6	LWD10-1 ao LWD10-8	FA10	MS10

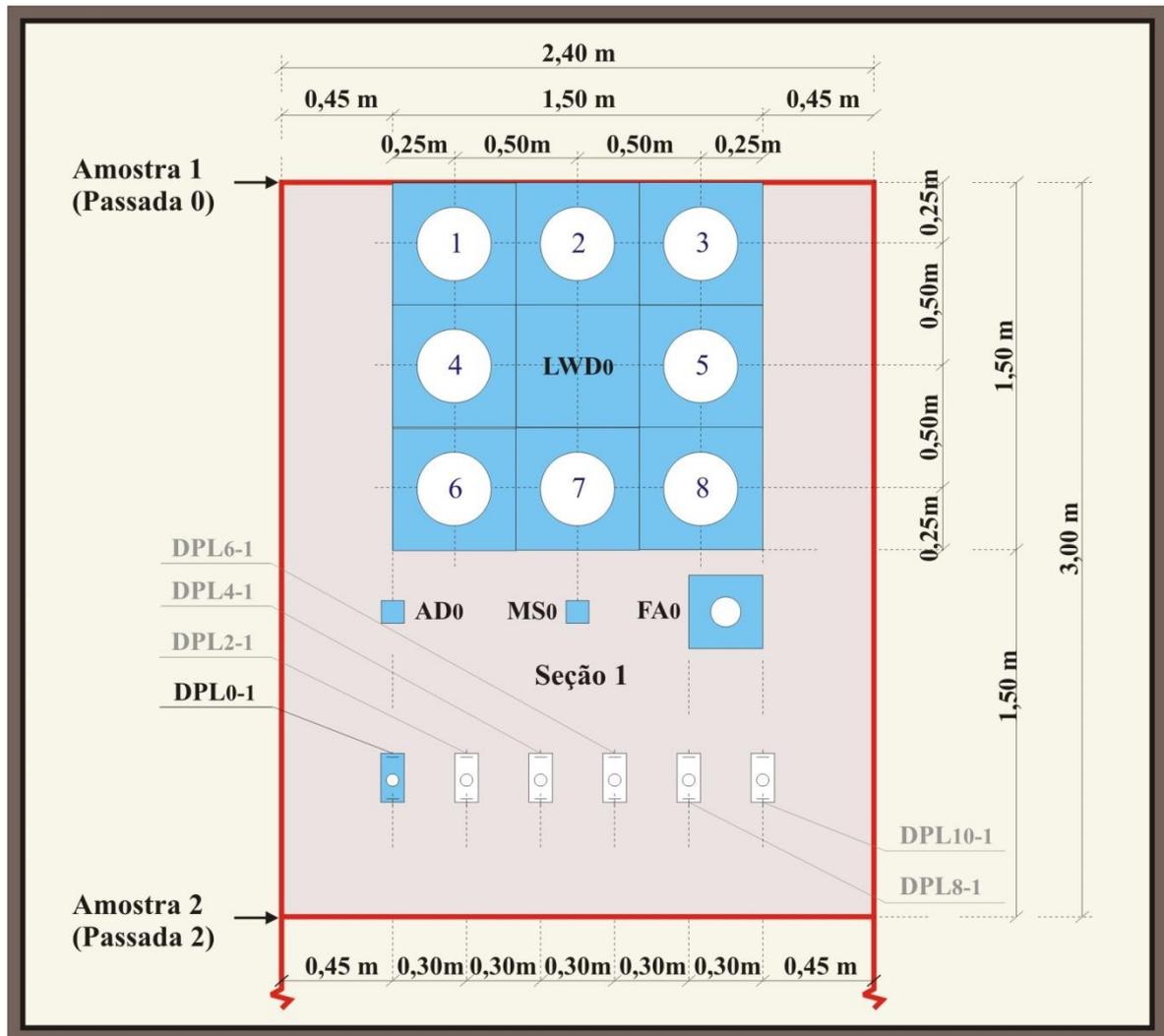
Fonte: O autor (2018).

Onde: “Seção” o local de coleta da amostra e de realização dos ensaios referente à passada i; “Passada” a quantidade de passadas do rolo compactador; os ensaios de campo: “DPLi-j” o ensaio do penetrômetro dinâmico na passada i e na seção j, “LWDi-k” o ensaio do deflectômetro de impacto leve na passada i e na quantidade de determinações k, “FAi” o ensaio da massa específica aparente pelo método do frasco de areia na passada i e “MSi” o ensaio de umidade pelo método “speedy” na passada i.

Simultaneamente aos ensaios foi procedido à coleta de amostras deformadas do solo nas seções referentes às Amostras 1, 2, 3, 4, 5 e 6, acomodando-as em sacos plásticos escuros e devidamente etiquetados, nos conformes da ABNT NBR 6457:2016 (Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização).

A Figura 39 apresenta a localização da coleta de amostras e os ensaios procedidos na Seção 1 (Amostra 1) referente ao solo em estado natural (passada 0) e, deste mesmo modo, são procedidos nas Seções 2, 3, 4, 5 e 6 (Amostras 2, 3, 4, 5 e 6) referentes as Passadas 2, 4, 6, 8 e 10, no processo de compactação do solo.

Figura 39 - Localização padrão nas seções da coleta das amostras e dos ensaios de campo



Fonte: O autor (2018).

Onde: “Seção 1” o local da coleta da Amostra 1 e dos ensaios, relacionados inicialmente ao solo natural (Passada 0) e, desse mesmo modo são procedidos para as Seções 2, 3, 4, 5 e 6 (Amostras 2, 3, 4, 5 e 6), referentes as Passadas 2, 4, 6, 8 e 10; “AD<sub>i</sub>” a coleta de amostra deformada na passada *i*; os ensaios de campo: “DPL<sub>i-j</sub>” do penetrômetro dinâmico na passada *i* e na seção *j*, “LWD<sub>i-k</sub>” o ensaio do deflectômetro de impacto leve na passada *i* e na quantidade de determinações *k*, “FA<sub>i</sub>” o ensaio da massa específica aparente pelo método do frasco de areia na passada *i* e “MS<sub>i</sub>” o ensaio de umidade pelo método “speedy” na passada *i*.

### 3.2.1.6 Fatores Excepcionais nos Ensaios de Campo

Verificou-se que no local da praça experimental havia um estreitamento do terreno na Seção 1, relacionada à coleta da Amostra 1 e os ensaios de campo para o solo natural (Passada 0), forçando os veículos a transitarem sobre a área demarcada. Como consequência dessa solicitação, o solo desta Seção apresentou um incremento da resistência de ponta no DPL, do módulo de elasticidade e deflexão no LWD e do peso específico aparente seco do solo *in situ*.

Também foi verificado que nas Seções 4, 5 e 6 (Amostras 4, 5 e 6) relativas às Passadas 6, 8 e 10, ocorria, na camada superior do solo, em pouca quantidade, resíduos pequenos de tijolos, madeiras, concretos e vidros, que foram removidos, em grande parte, quando no procedimento de esplanamento e regularização do terreno.

Antes das execuções dos ensaios nas seções 4 e 6 (Amostras 4 e 6) referentes às Passadas 6 e 10, foi observado um veículo de carga médio manobrar muito próximo ao local da Seção 6 (Passada 10) e, quatro veículos leves trafegaram adjacente à praça experimental de todas as seções.

Quando na utilização do caminhão pipa para a reposição da umidade antes das Passadas 0 e 8, relacionadas aos ensaios e as coletas das Amostras 1 e 5, o chuveiro de liberação da água foi acionado ainda com o veículo estacionado sobre a Seção 6 (Passada 10), resultando no aumento da umidade e alteração nos resultados dos ensaios procedidos nesta seção

## 3.2.2 Experimentos de Laboratório

Serão descritos acerca dos locais e dos tipos de ensaios realizados em laboratório.

### 3.2.2.1 Locais dos Ensaios

Inicialmente as amostras deformadas colhidas e os registros dos ensaios de campo foram armazenados no Laboratório de Geotecnia do Curso de Engenharia Civil da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP) para as investigações geotécnicas nas caracterizações físicas e químicas.

Posteriormente, as amostras colhidas em campo e as cópias dos registros dos ensaios, com os respectivos resultados, foram transferidas para o Laboratório de Solos e

Instrumentação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

### 3.2.2.2 Ensaios Realizados em Laboratório

Inicialmente, foi realizado no Laboratório de Geotecnia da UNICAP o ensaio de umidade pelo método da estufa. Faz-se necessário a realização deste ensaio, de uma forma rápida, ainda na umidade natural de campo e também para uma análise comparatória dos resultados obtidos pelo método expedito do “Speedy”, executado *in situ*.

Prosseguiu-se com o ensaio de determinação da massa específica / densidade real; os ensaios dos limites de liquidez e de plasticidade; e o ensaio de granulometria pelo método de peneiramento e de sedimentação, utilizando as Amostras 1, 2, 3, 4, 5 e 6.

Ao final das investigações geotécnicas programadas, foram realizados os ensaios de caracterização química do solo pelo Prof. Dr. Sérgio Carvalho de Paiva, utilizando as Amostras 2, 3 e 5, no Laboratório de Química da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP).

No Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE, foram realizados os ensaios de compactação “Proctor” com energia de compactação normal para as Amostras 1, 4, 6 e Amostra Geral que, nesta última, após cada variação da umidade, executaram-se os ensaios do penetrômetro estático (PE) e do penetrômetro dinâmico (DPL).

Prosseguiu-se com os ensaios do índice de suporte califórnia (ISC) com energia de compactação normal para as Amostras 2, 4, 6 e Amostra Geral que, nesta última, foi também ensaiada com as energias de compactação intermediária e modificada.

Ao final das investigações geotécnicas programadas, foram realizados os ensaios de caracterização química do solo por meio da fluorescência de raios-X por dispersão em energia (EDXRF) pela Profa. Dra. Valderéz P. Ferreira e pela Bacharela em Química Gilsa Maria de Santana, utilizando as Amostras 2, 3 e 5, no Laboratório de Isótopos Estáveis (LABISE) do Curso de Geologia da UFPE.

## 3.3 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS REALIZADOS

Serão descritos acerca dos ensaios realizados em campo e em laboratório.

### 3.3.1 Ensaios Realizados em Campo

Serão descritos os ensaios realizados em campo e suas respectivas normatizações ou orientações acerca dos procedimentos.

#### 3.3.1.1 Umidade em Campo pelo Método Expedito do “Speedy”

Para verificar a umidade em campo das amostras referentes às passadas do rolo compactador, utilizou-se o método expedito do “Speedy”. O ensaio está normatizado pela ABNT NBR 16097:2012 (Solo – Determinação do Teor de Umidade – Métodos Expeditos de Ensaio) e DNER-ME 052/94 (Solos e Agregados miúdos – Determinação da Umidade com Emprego do “Speedy”).

#### 3.3.1.2 Massa Específica Aparente pelo Método do Frasco de Areia

Para verificar a massa específica aparente em campo das amostras referentes as passadas do rolo compactador, utilizou-se o método do frasco de areia. O ensaio está normatizado pela ABNT NBR 7185:2016 (Solo – Determinação da Massa Específica Aparente, *in situ*, com Emprego do Frasco de Areia) e DNER-ME 092/94 (Solo – Determinação da Massa Específica Aparente, “*in situ*”, com Emprego do Frasco de Areia).

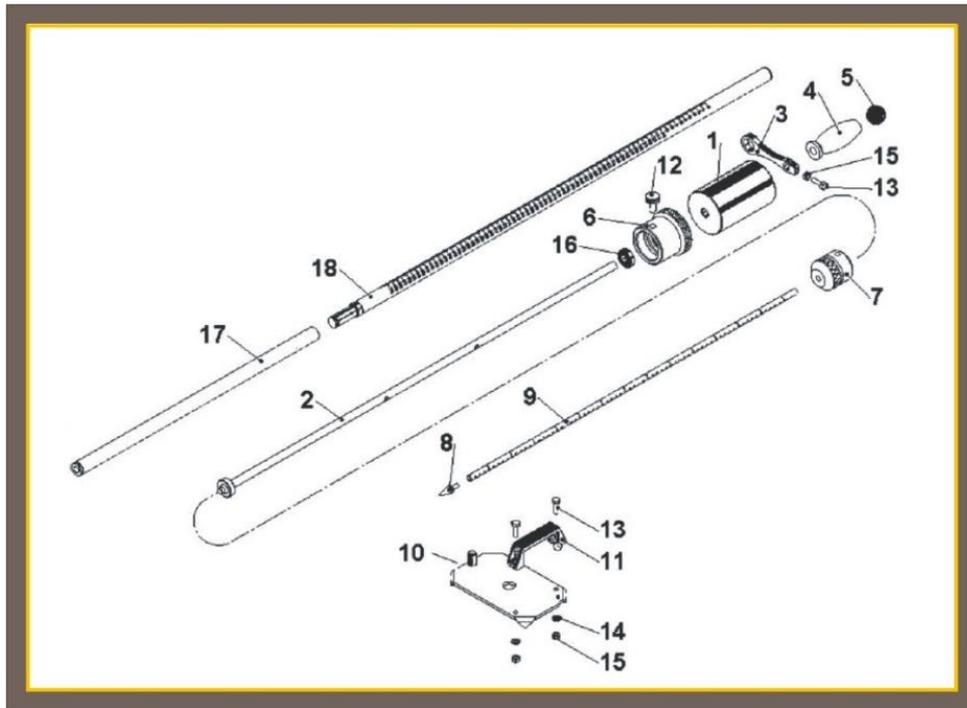
#### 3.3.1.3 Resistência de Ponta ( $q_c$ ) pelo Ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL)

Para verificar a resistência de ponta dinâmica ( $q_{cDPL}$ ), utilizou-se o Penetrômetro Dinâmico (DPL) do modelo IAA / Planalsucar–Stolf em sua última adaptação realizada por Stolf em 2011. As normas técnicas referentes ao DPL podem ser encontradas em mais de 20 países e a orientação da ABNT é para o uso da norma internacional ISO 22476-2: 2005 + Amd 1: 2011 (Ensaio e Investigação Geotécnica – Ensaio em Campo – Parte 2: Ensaio de Penetração Dinâmica) e a versão alemã BS EN ISO 22476-2: 2005 + A1: 2011 (Investigação e Ensaio Geotécnico. Ensaio de Campo. Sondagem Dinâmica).

O aparelho do Penetrômetro Dinâmico utilizado possui 18 componentes, Figura 40. Para cada passada investigada, foram realizados 6 (seis) ensaios, 1 (um) para cada seção da praça experimental, totalizando 36 (trinta e seis) ensaios. A profundidade limite

convencionada para as verificações foi de 25 cm para análise dos 20 cm iniciais da camada investigada.

Figura 40 - Componentes do Penetrômetro Dinâmico (DPL) - Modelo IAA/Planalsucar-Stolf



Fonte: STOLF *et al.* (2011).

Onde: 1- Peso que provoca o impacto,  $M=3,992$  Kg; 2- Haste guia da queda da massa; 3- Argola de nível de leitura da régua; 4 e 5- Apoio para o operador manter o conjunto na vertical; 6- Limitador inferior do peso; 7- Conector da haste de penetração com a estrutura de impacto; 8- Ponta cônica com ângulo sólido de  $30^\circ$ , área de base  $1,29$  cm<sup>2</sup>, diâmetro  $1,28$  cm; 9- Haste de penetração, diâmetro de  $0,95$  cm; 10- Chapa de nivelamento; 11- Alça da chapa de nivelamento; 12, 13, 14, 15 e 16- Parafusos e porcas do equipamento; 17- Base da régua de leitura; 18- Régua de leitura; Peso dos demais componentes com exceção do que provoca o impacto,  $m=2,444$  Kg; Peso total do conjunto =  $6,436$  Kg; Altura da queda do peso que provoca o impacto,  $h=40$  cm (STOLF *et al.*, 2011).

Os procedimentos para cada ensaio eram iniciados com a limpeza na superfície da camada para o assentamento da chapa de nivelamento e, fixada na mesma, através de um parafuso, a haste da base da régua com um encaixe magnético para fixar sua parte superior. Seguia-se no encaixe do restante do aparelho através da argola de nível de leitura, com o cuidado na ponta cônica que, no primeiro momento, apoiava-se na chapa de nivelamento, para a primeira leitura, convencionando como a profundidade zero nos registros, Figura 41-a. Em

seguida, para a segunda leitura, levantou-se a haste de penetração e acomodou a ponta cônica sobre o solo através do orifício central da chapa de nivelamento, sem a utilização do golpe e apenas apoiado com o peso próprio do equipamento, Figura 41-b. Antes do início dos golpes com a massa de queda, utilizou-se um nivelador apoiado na superfície deste, para executar o ensaio na posição vertical quanto possível.

Figura 41 - Medições Iniciais do Procedimento no Penetrômetro Dinâmico (DPL)

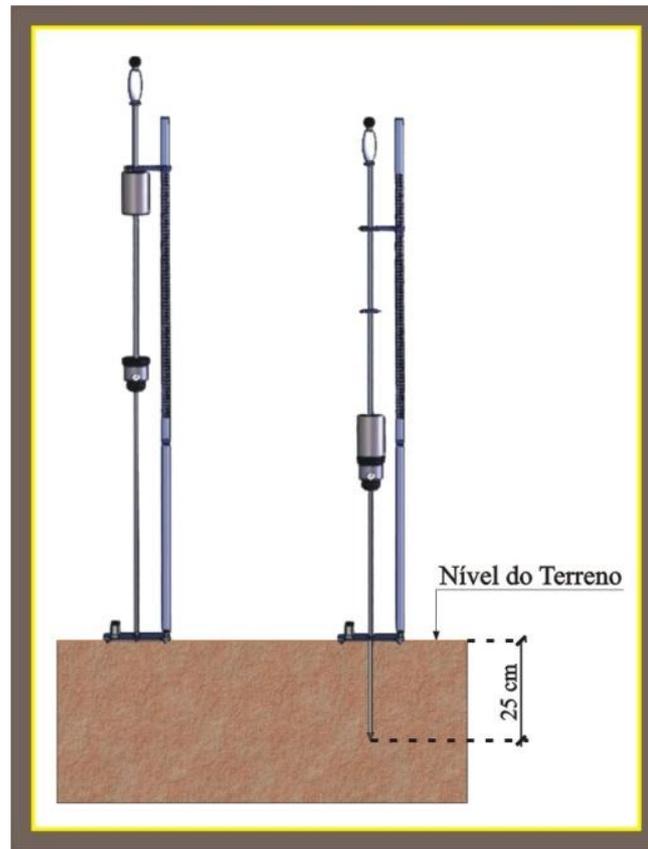


Fonte: O autor (2018).

Onde: a) Ponta cônica apoiada na chapa de nivelamento; b) Ponta cônica acomodada ao solo sem utilização do golpe e verificação da posição vertical do equipamento através de um nivelador.

Após esta verificação, a massa de queda do equipamento foi levantada e solta para golpear a haste de penetração e possibilitar a medição da quantidade de golpes para se vencer a profundidade de 1 cm, a partir do último valor registrado, até a profundidade final para o ensaio, convencionada em 25 cm. Ao final, as profundidades registradas foram subtraídas em 0,4 cm referente à espessura da chapa de nivelamento, Figura 42.

Figura 42 - Procedimento em Campo do Penetrômetro Dinâmico (DPL)



Fonte: O autor (2018).

#### 3.3.1.4 Módulo de Elasticidade do Solo ( $E_{LWD}$ ) pelo Deflectômetro de Impacto Leve (LWD)

Para determinar o módulo de elasticidade do solo ( $E_{LWD}$ ) durante o processo de compactação, utilizou-se o Deflectômetro de Impacto Leve (LWD) do modelo “TERRATEST 4000 USB”, que utiliza os conformes da norma internacional ASTM E2835-11(2015) (Método de Ensaio Padrão para Medir a Deflexão Utilizando um Dispositivo de Ensaio de Cargamento de Placa de Impulso Portátil). No Brasil, a orientação normativa da ABNT estabelece o uso da norma internacional ASTM E2583 - 07(2015) (Método de Ensaio Padrão para Medir Deflexões com o LWD).

Inicialmente, em 2012, a empresa alemã “TERRATEST GmbH” lançou o modelo “TERRATEST 3000” com o sistema GPS integrado com a interface do “Google® Maps”. No modelo “TERRATEST 4000 USB”, lançado em 2013, à inovação foi o conector USB para transferência dos registros do ensaio para uma memória “Flash” ou, por meio de um cabo USB, para outro computador, Figura 43. Ainda em 2013 foi lançado o modelo “TERRATEST 5000 BLU” com a inovação da tecnologia Bluetooth em substituição ao conector USB,

possibilitando o envio dos registros por meio de uma conexão sem fios para smartphones, tablet ou outro computador, BORGES (2016).

Figura 43 - Deflectômetro de Impacto Leve (LWD), Modelo “TERRATEST 4000 USB”



Fonte: Adaptado de TERRATEST GMBH (2013).

Onde: a) Dispositivo de carregamento dinâmico de 15 kg com gatilho ergonômico para captura de massa e amortecedor de mola reforçado, (EO); b) Computador do ensaio com sistema GPS integrado com a interface do Google® Maps, verificação de integridade interna e comparação dos resultados do ensaio, memória interna para até 2000 ensaios de forma contínua. Mostrador gráfico retroiluminado para configuração do ensaio e apresentação de curvas de deflexão, impressora térmica com rolo de papel, leitor de cartão de chip integrado, porta para conector USB, bateria recarregável integrada, botão de controle externo, janela de inspeção grande permitindo operação em condições climáticas adversas, (EP); c) Caixa de transporte 'ROMA', feita de madeira compensada e perfil de alumínio, com alças e rodas integradas, para transporte combinado do pacote básico com o dispositivo de carregamento de 10 kg e de 15 kg, (EO); d) Carrinho de transporte 'CARRELLO 4000', sistema de

ensaio móvel, (EO); e) Placa magnética 'TRETMINÉ', para apoiar o dispositivo de carregamento no chão, (EO); f) Dispositivo de carregamento dinâmico de 10 kg com gatilho ergonômico para captura da massa e amortecedor de mola reforçado, (EP); g) Cabo de medição que conecta o computador do ensaio a placa de carga, (EP); h) Placa de carga 300 mm, (EP); i) Conector USB no computador do ensaio, (EP); j) Cabo USB para transferência dos dados para outro computador, (EP); e k) Rolos de papel para impressora térmica, (EO).

Obs: EP = Equipamento Padrão e EO = Equipamento Opcional, Todos para uso no Equipamento 'TERRATEST 4000 USB', TERRATEST (2013).

Devido a sua praticidade de operação, o LWD pode ser executado por apenas uma pessoa resultando numa influência humana mínima em seus resultados. Os procedimentos do ensaio possuem uma duração de aproximadamente dois minutos e, ao final, os resultados podem ser visualizado instantaneamente no mostrador gráfico do computador do equipamento, impresso na impressora térmica, gravados num cartão de memória ou transferidos para outro computador, BORGES (2016).

O módulo de deflexão ou elasticidade ( $E_{vd}$  ou  $E_{LWD}$ ) tem conformidade com a norma austríaca RVS 08.03.04, com a alemã RIL 836, RIL 836.501 e TP-BF-StB Part B 8.3. É determinada em função da amplitude dos deslocamentos auferidos pela placa de carga, Equação 39, e sintetizada para carga dinâmica de 10 Kg na Equação 40, ou para 15 Kg na Equação 41, TERRATEST GMBH (2013); BORGES (2016).

$$E_{LWD} = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma_{m\acute{a}x}}{S_{m\acute{a}x}} \quad (39)$$

$$E_{LWD(10Kg)} = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma_{m\acute{a}x(10Kg)}}{S_{m\acute{a}x}} = 1,5 \cdot 150 \cdot \frac{0,1}{S_{m\acute{a}x}} = \frac{22,5}{S_{m\acute{a}x}} \quad (40)$$

$$E_{LWD(15Kg)} = 1,5 \cdot r \cdot \frac{\sigma_{m\acute{a}x(15Kg)}}{S_{m\acute{a}x}} = 1,5 \cdot 150 \cdot \frac{0,15}{S_{m\acute{a}x}} = \frac{33,75}{S_{m\acute{a}x}} \quad (41)$$

Onde: " $E_{LWD}$ " o módulo de deflexão ou elasticidade dinâmico (MPa), " $r$ " o raio da placa de carga utilizada nos ensaios, com 150 mm para com diâmetro de 300 mm, " $\sigma_{m\acute{a}x}$ " a tensão normal ajustada na calibração para o valor de 0,1 MPa no ensaio com 10 Kg de carga dinâmica ou 0,15 MPa para 15 Kg e " $S_{m\acute{a}x}$ " a média dos valores máximos das deflexões  $S4_{m\acute{a}x}$ ,  $S5_{m\acute{a}x}$  e  $S6_{m\acute{a}x}$  (mm).

A preparação do ensaio LWD iniciou-se com a limpeza na superfície e a demarcação do local para execução na seção investigada. Foram auferidas as distâncias de um quadrado de 1,5m por 1,5m por meio de uma trena de fita de aço e, com um martelo, fixaram-se oito pregos de tamanho grande. Concluiu-se com a interligação destes pregos por meio da fita de nylon, seguindo os procedimentos da marcação da praça experimental. Em seguida, foi deslocado o carro de transporte com o computador do ensaio para o local demarcado, assentou-se a placa de carga no solo, conectou-se o cabo de medição e, ao lado, assentou-se placa magnética para apoiar o dispositivo de carregamento no chão, Figura 44.

Figura 44 - Procedimento Inicial do Deflectômetro de Impacto Leve (LWD)



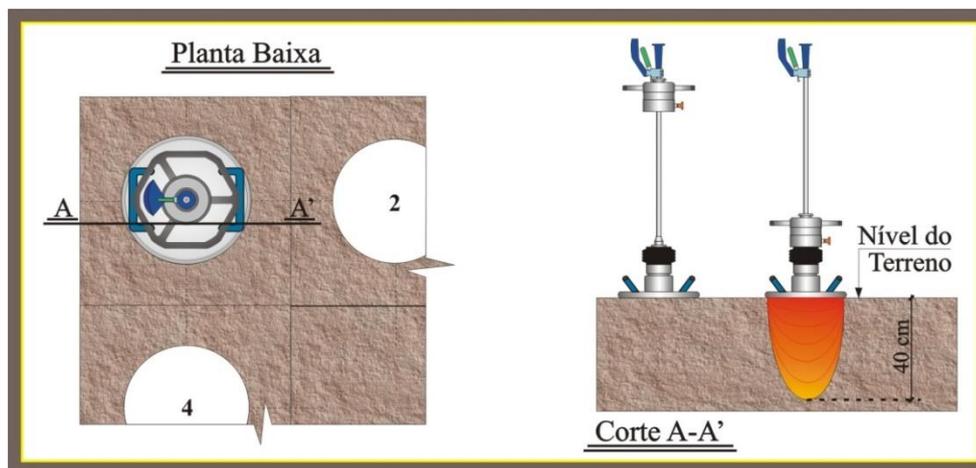
Fonte: O autor (2018).

Onde: a) Assentamento da placa de carga no local do ensaio; b) Transferência do dispositivo de carregamento, com a massa de queda de 10 Kg, da placa magnética para a placa de carga; c) massa de queda elevada é encaixada na parte superior do equipamento para o início do ensaio.

O ensaio consiste em seis quedas de um peso, guiado por uma haste, até que alcance um amortecedor de molas localizado na base desta e na parte superior da placa de carga. As três primeiras quedas, conhecidas como ensaios de pré-consolidação, tem como finalidade

criar um contato perfeito entre a placa de carga e o solo. Após estes, o computador do ensaio emite um sinal sonoro curto para alertar sobre o início dos três últimos carregamentos, as determinações que farão parte dos registros a serem analisados, Figura 45.

Figura 45 - Procedimento em Campo do Deflectômetro de Impacto Leve (LWD)



Fonte: O autor (2018).

O relatório apresenta: as coordenadas GPS e foto de satélite do “Google® Maps” do local do ensaio; “ $E_{vd}$ ” ou “ $E_{LWD}$ ”, o valor do módulo de elasticidade (MPa); gráficos das deflexões; “ $S_i$ ” e “ $S_m$ ”, os valores e gráficos das deflexões máximas individuais e média (mm); “ $v_i$ ” e “ $v_m$ ”, os valores das velocidades máximas individuais e média, relativas as deflexões (mm/s); “ $s/v$ ”, o grau de compatibilidade (ms), Figura 46, BORGES (2016).

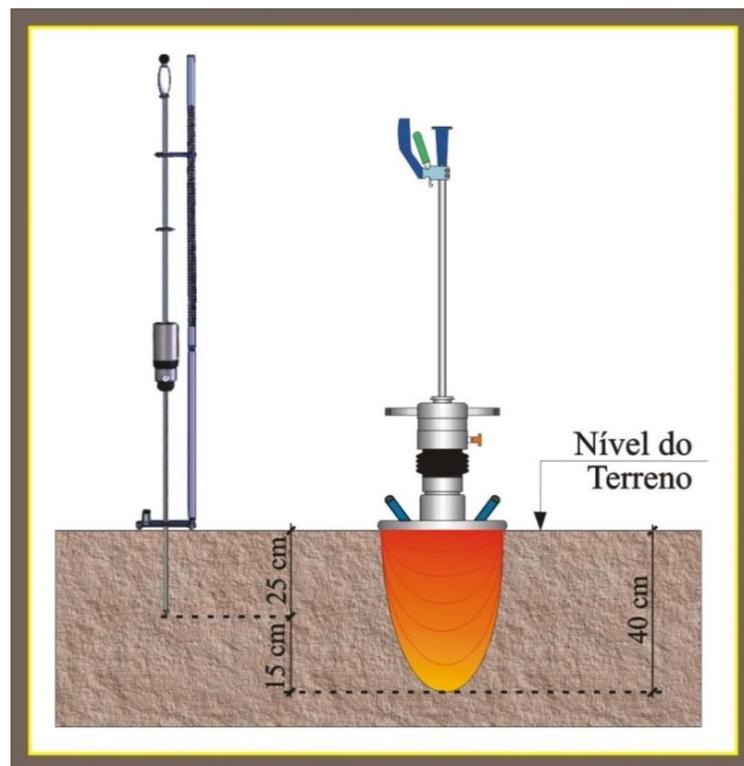
Figura 46 - Relatório Impresso *in situ* pela Impressora Térmica



Fonte: O autor (2018).

Para o método da correlação entre o Penetrômetro Dinâmico (DPL) e o Deflectômetro de Impacto Leve (LWD) utilizou-se o padrão investigatório para o DPL em 25 cm de profundidade para análise dos 20 cm iniciais e, para o LWD, em 40 cm de profundidade, como padrão do equipamento. A primeira correlação utiliza os valores médios do deslocamento por impacto (DN) do DPL versus as médias dos módulos de elasticidade ( $E_{LWD}$ ) do LWD e a segunda, os valores médios do DN do DPL versus as médias das deflexões médias ( $S_m$ ) do LWD, Figura 47.

Figura 47 - Representação Esquemática da correlação entre o DPL e o LWD



Fonte: O autor (2018).

### 3.3.2 Ensaios Realizados em Laboratório

Serão descritos acerca das caracterizações físicas, químicas e mecânicas do solo e respectivas normatizações ou orientações para nortear os procedimentos dos ensaios.

#### 3.3.2.1 Caracterização Física

No Laboratório de Geotecnia do Curso de Engenharia Civil da UNICAP utilizaram-se

as amostras 1, 2, 3, 4, 5 e 6 (Passadas 0, 2, 4, 6, 8 e 10) nos ensaios de determinação: da umidade pelo método da estufa, da massa específica, do limite de liquidez, do limite de plasticidade e de granulometria.

O ensaio de umidade pelo método da estufa foi realizado nos conformes das normas: ABNT NBR 6457:2016 (Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização) e DNER-ME 213/94 (Solos – Determinação do Teor de Umidade). O ensaio de determinação da massa específica (densidade real) foi realizado nos conformes das normas: ABNT NBR 6508:1984 (Grãos de Solo que Passam na Peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica) e DNER-ME 093/94 (Solos – Determinação da Densidade Real).

O ensaio de determinação do limite de liquidez (LL) e do limite de plasticidade (LP) foi realizado nos conformes das normas: para determinação do limite de liquidez, ABNT NBR 6459:2016 (Solo – Determinação do Limite de Liquidez) e DNER-ME 122/94 (Solos – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Referência e Método Expedito); para determinação do limite de plasticidade, ABNT NBR 7180:2016 (Solo – Determinação do Limite de Plasticidade) e DNER-ME 082/94 (Solos – Determinação do Limite de Plasticidade). O ensaio de granulometria foi realizado nos conformes das normas: ABNT NBR 7181:2016, versão corrigida: 2017 (Solo – Análise Granulométrica) e DNER-ME 051/94 (Solos – Análise Granulométrica).

No Laboratório de Solos e Instrumentação do Curso de Engenharia Civil da UFPE utilizaram-se: as Amostras 1, 4 e 6 (Passadas 0, 6 e 10) para o ensaio de compactação “Proctor” com energia normal; a Amostra Geral (Passada Geral) para o Ensaio de Compactação “Proctor” com energia normal, intermediária e modificada; as Amostras 2, 4 e 6 (Passadas 2, 6 e 10) para o ensaio do índice de suporte califórnia (ISC) com energia normal; e a Amostra Geral (Passada Geral) para o ensaio do índice de suporte califórnia (ISC) com energia intermediária e modificada.

O ensaio de compactação “Proctor” foi realizado nos conformes das normas: ABNT NBR 7182:2016 (Solo – Ensaio de Compactação) e DNIT 164/2013-ME (Solos – Compactação Utilizando Amostras Não Trabalhadas – Método de Ensaio). O ensaio do índice de suporte califórnia (ISC) foi realizado nos conformes das normas: ABNT NBR 9895:2016, versão corrigida: 2017 (Solo – Índice de Suporte Califórnia – Método de Ensaio) e DNIT 172/2016-ME (Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras Não Trabalhadas – Método de Ensaio).

### 3.3.2.2 Caracterização Química

No Laboratório de Química Analítica do Curso de Engenharia Química da UNICAP, foram realizados os ensaios para análise química nas Amostras 2, 3 e 5 (Passadas 2, 4 e 8). Os ensaios foram detalhados no Manual de Métodos de Análise de Solo da EMBRAPA, na sua segunda edição, de 1997.

Nos ensaios é caracterizado: ensaio de determinação do pH em Água ( $H_2O$ ); pH em Cloreto de Potássio (KCl); pH em Cloreto de Cálcio ( $CaCl_2$ ); Carbono Orgânico Total e Matéria Orgânica; íons trocáveis de Cálcio + Magnésio ( $Ca^{++} + Mg^{++}$ ); íon trocável de Cálcio ( $Ca^{++}$ ); íon trocável de Magnésio ( $Mg^{++}$ ); percentagem de saturação do Sódio (Na); acidez trocável do Hidrogênio + Alumínio ( $H^+ + Al^{++}$ ); Hidrogênio ( $H^+$ ) extraível; teor de Sódio (Na); Teor de Potássio (K); capacidade de troca de cátions (T); saturação de bases (V); soma de bases trocáveis (S); Dióxido de Silício ( $SiO_2$ ) no solo fino; percentagem de Água ( $H_2O$ ) no extrato de saturação; condutividade elétrica no extrato de saturação; Capacidade de Troca Catiônica (CTC); adsorção de Azul de Metileno; e superfície específica dos grãos.

No Laboratório de Isótopos Estáveis (LABISE) do Curso de Geologia, Centro de Tecnologia e Geociências da UFPE, foi realizado o ensaio da fluorescência de raios X por dispersão em energia (EDXRF), nas Amostras 2, 3 e 5 (Passadas 2, 4 e 8), nos conformes das normas: ABNT NBR 16137:2016 (Ensaio Não Destrutivo – Identificação de Materiais por Teste por Pontos, Espectrometria por Fluorescência de Raios X e Espectrometria por Emissão Óptica).

Neste ensaio foram realizadas as análises químicas semi-quantitativas nas amostras do solo dos compostos químicos: Óxido de Sódio ( $Na_2O$ ), Óxido de Magnésio ( $MgO$ ), Óxido de Alumínio ( $Al_2O_3$ ), Óxido de Silício ( $SiO_2$ ), Óxido de Fósforo ( $P_2O_5$ ), Óxido de Enxofre ( $SO_3$ ), Óxido de potássio ( $K_2O$ ), Óxido de Cálcio ( $CaO$ ), Óxido de Titânio ( $TiO_2$ ), Óxido de Cromo ( $Cr_2O_3$ ), Óxido de Manganês ( $MnO$ ), Óxido de Ferro ( $Fe_2O_3$ ), Óxido de Zinco ( $ZnO$ ) e Óxido de Zircônio ( $ZrO_2$ ). Também foi analisado o Ponto de Fusão (P.F.).

### 3.3.2.3 Caracterização Mecânica

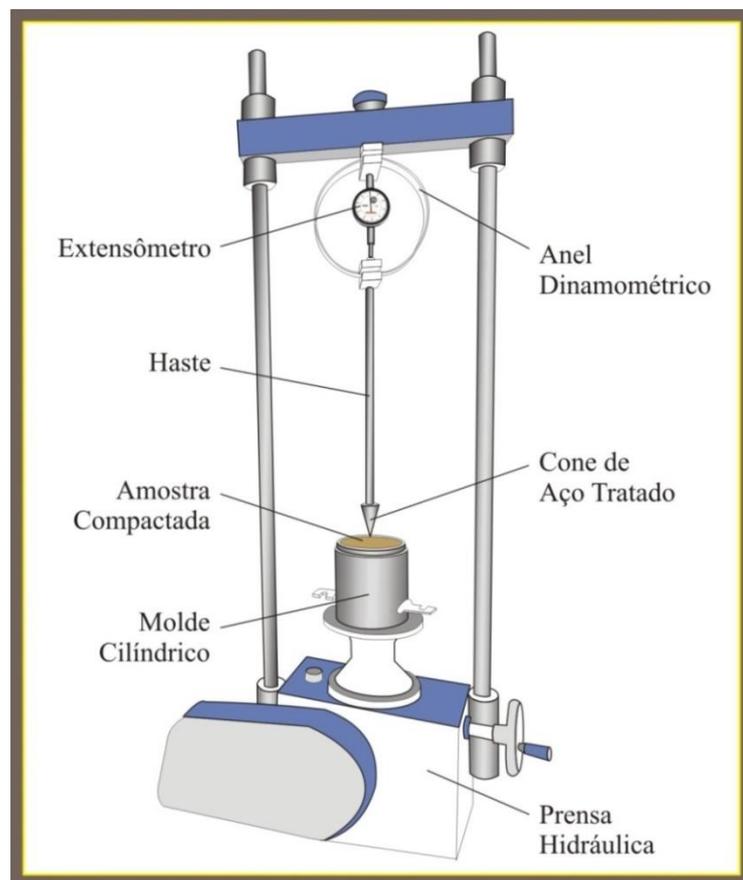
Serão descritos acerca dos ensaios do penetrômetro estático e do penetrômetro dinâmico, ambos realizados em laboratório.

## I. Ensaio do Penetrômetro Estático (PE) em Laboratório

No Laboratório de Solos e Instrumentação do Curso de Engenharia Civil da UFPE, realizou-se o ensaio do penetrômetro estático (PE) na Amostra Geral (Passada Geral). Para a realização do ensaio em laboratório, utilizou-se o penetrômetro estático com anel dinamométrico, um cilindro pequeno contendo o solo compactado e uma prensa hidráulica. Inicialmente, fixou-se na parte superior de uma prensa hidráulica o anel dinamométrico, onde rosqueou-se uma haste de penetração com um cone de aço voltado para baixo.

O modelo do penetrômetro de solos com anel dinamométrico utilizado no ensaio foi da empresa SOLOTEST com o certificado normativo de calibração. O Anel Dinamométrico tem a capacidade de 100 Kgf; com o extensômetro de 10 mm – 0,01 mm; o Cone de Aço tratado possui um ângulo sólido de 30° e com diâmetro em sua base de 28,40 mm; a haste que penetra o solo possui o diâmetro de 19,10 mm; e a profundidade máxima do experimento em 54,70 mm, altura total do cone de aço, Figura 48.

Figura 48 - Equipamentos do Ensaio do Penetrômetro Estático em Laboratório

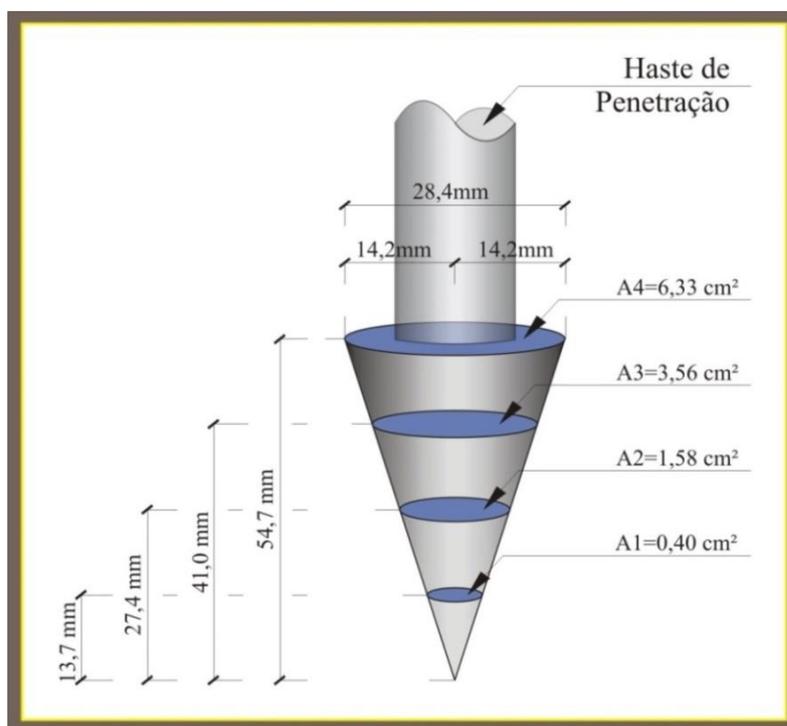


Fonte: O autor (2018).

Assentou-se no prato da prensa o molde cilíndrico pequeno, de 1000 cm<sup>3</sup> e, no seu interior, uma amostra ensaiada na compactação “Proctor” a certa umidade com a energia normal. Configou-se as catracas da engrenagem da prensa hidráulica para a elevação do prato ocorrer à velocidade constante convencionada de 4,915 mm/min e determinando o mínimo de interferência humana nos resultados do experimento.

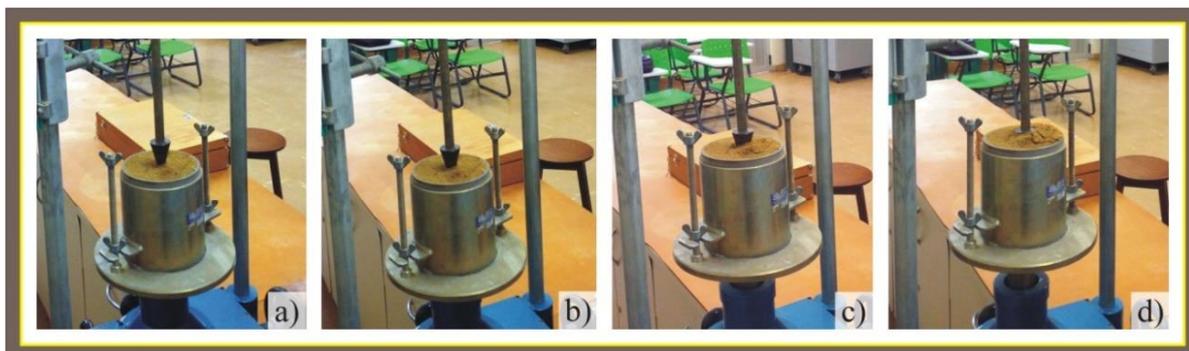
Dividiu-se o cone da haste de penetração em quatro seções com mesma altura, Figura 49. A cada divisão, registrou-se o valor da resistência à penetração do cone no molde com a amostra compactada, por meio do extensômetro do equipamento, Figura 50.

Figura 49 - Divisões do Cone de Aço



Fonte: O autor (2018).

Figura 50 - Ensaio de Penetração Estática em Laboratório



Fonte: O autor (2018).

Onde: a) a penetração de  $\frac{1}{4}$  do cone no solo ou 13,7 mm; b) a penetração de  $\frac{1}{2}$  do cone no solo ou 27,4 mm; c) a penetração de  $\frac{3}{4}$  do cone no solo ou 41,0 mm; d) a penetração total do cone no solo ou 54,7 mm.

A força desprendida no ensaio é calculada por meio da equação de calibração do anel dinamométrico, Equação 42, A resistência de ponta é calculada para as quatro áreas do cone utilizando a Equação 43.

$$F = 0,5401 \cdot y \quad (42)$$

Onde: “ $F$ ” a força necessária para a penetração do cone em certa profundidade do solo (Kgf) e “ $y$ ” o deslocamento do anel dinamométrico aferido no extensômetro (mm).

$$q_c = \frac{F}{A} \quad (43)$$

Onde: “ $q_c$ ” a resistência de ponta (Kgf/cm<sup>2</sup>), “ $F$ ” a força necessária para a penetração do cone em certa profundidade do solo (Kgf) e “ $A$ ” a área do cone em certa profundidade do solo (cm<sup>2</sup>).

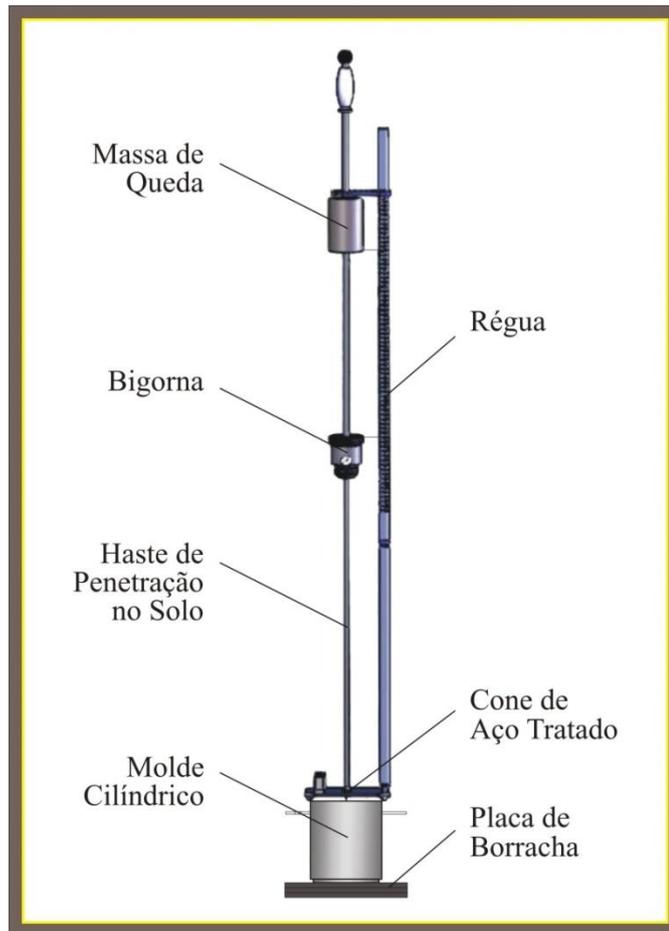
## II. Ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL) em Laboratório

No Laboratório de Solos e Instrumentação do Curso de Engenharia Civil da UFPE, realizou-se o ensaio do penetrômetro dinâmico (DPL) na Amostra Geral (Passada Geral).

Para a realização do ensaio em laboratório, utilizou-se o penetrômetro dinâmico no modelo IAA / Planalsucar–Stolf, adaptado por Stolf em 2011, um cilindro pequeno contendo o solo compactado e uma placa de borracha.

Inicialmente, o ensaio DPL foi realizado na investigação de campo e, nesse ítem, adaptado para o uso em laboratório. Para isso, utilizou-se o molde cilíndrico pequeno, com a amostra ensaiada na compactação “Proctor” a certa umidade com a energia normal, já utilizada no ensaio do penetrômetro estático em laboratório, virada de ponta cabeça e assentada sobre a placa de borracha apoiada no chão. Seguiu-se com a montagem do DPL e o posicionamento do orifício da chapa de nivelamento no centro do molde a ser ensaiado, Figura 51.

Figura 51 - Equipamentos do Ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL) em Laboratório



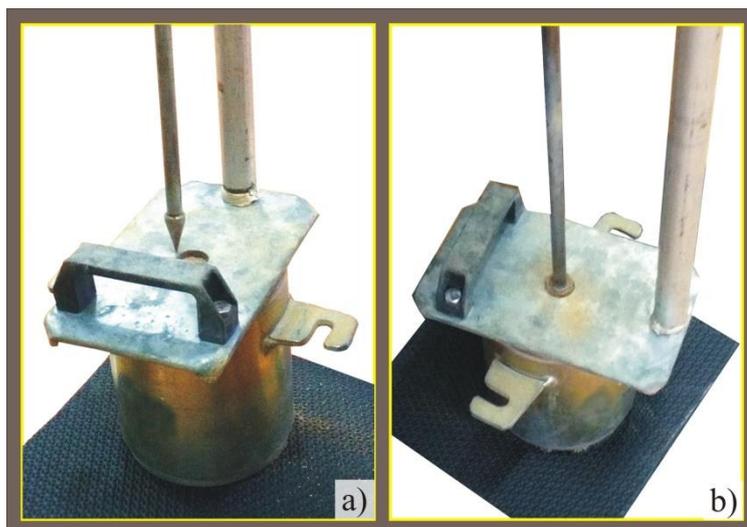
Fonte: O autor (2018).

Após a montagem do equipamento sobre o molde cilíndrico, apoiou-se a ponta cônica da haste de penetração na chapa de nivelamento para o registro da primeira leitura. Seguiu-se acomodando a ponta cônica sobre o solo por meio do orifício central da chapa de nivelamento, sem a utilização do golpe e apenas apoiado pelo peso próprio do equipamento, Figura 52.

Para executar o ensaio na posição vertical do equipamento, utilizou-se um nivelador apoiado sobre a massa de queda, similar ao ensaio em campo. Após essa verificação, o peso foi levantado e solto para golpear a haste de penetração e aferir, através da régua, a resistência de ponta cônica para penetrar o solo compactado.

Na adaptação dos procedimentos do DPL em laboratório fez-se os registros das determinações para cada golpe do peso e subtraídos de 0,4 cm, devido espessura da chapa de nivelamento para se chegar a superfície da amostra compactada. Para finalizar o ensaio do DPL em laboratório, convencionou-se a profundidade máxima de penetração na amostra compactada em 5 cm.

Figura 52 - Procedimentos Iniciais do Ensaio do Penetrômetro Dinâmico (DPL) em Laboratório



Fonte: O autor (2018).

Onde: a) a ponta cônica da haste de penetração apoiada na chapa de nivelamento; b) a ponta cônica apoiada no solo por meio do orifício central da chapa de nivelamento utilizando apenas o peso próprio do equipamento.

## 4 RESULTADOS

Neste capítulo são abordadas as análises e as discussões acerca das verificações obtidas por meio dos ensaios em campo e em laboratório. As determinações obtidas são apresentadas por meio das caracterizações físicas, químicas e mecânicas. As verificações dos resultados são apresentadas à luz das normas vigentes no Brasil e balizadas por meio de publicações renomadas. Para as determinações dos ensaios que se inter-relacionam e, por algumas vezes, se completam, são apresentados sempre em conjunto.

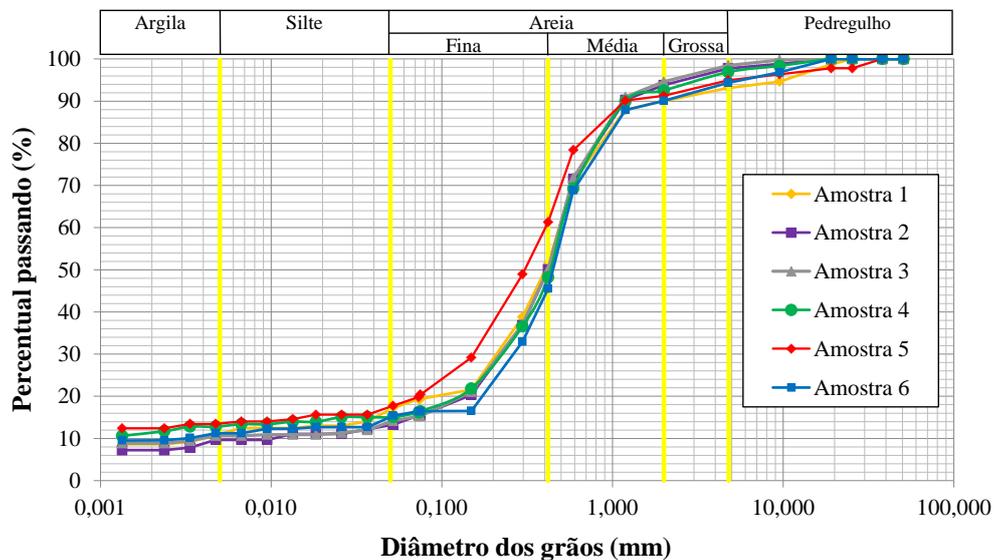
### 4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

São descritas acerca das características físicas do solo, determinadas por meio dos ensaios de granulometria, limites de consistência, umidade, peso específico, densidade, compactação “Proctor” e índice de suporte califórnia.

#### 4.1.1 Granulometria, Limites de Consistência e Classificação do Solo

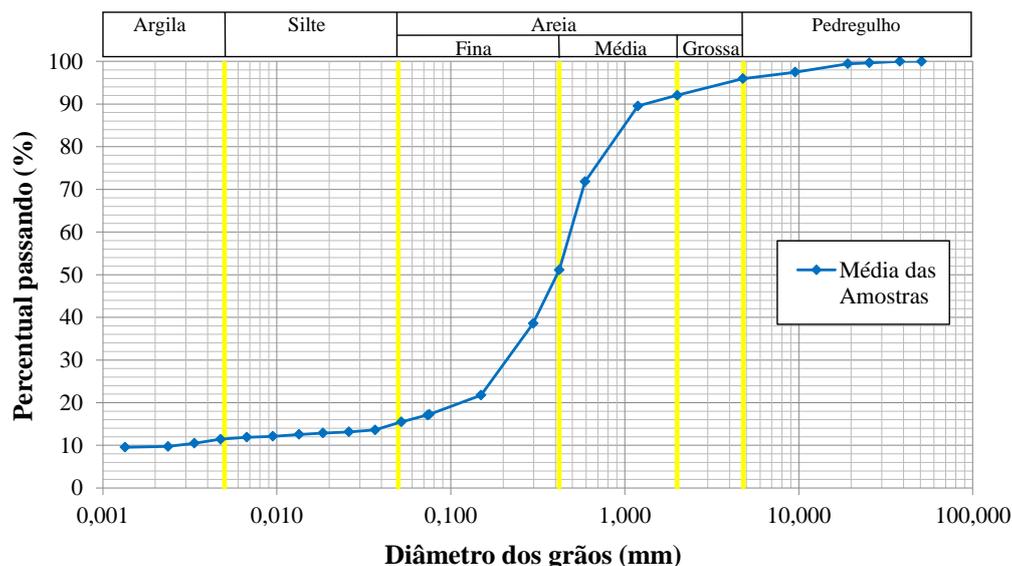
Os resultados das análises granulométricas do solo para as 6 (seis) seções, locais da coleta das amostras, na praça experimental está descrito nas curvas granulométricas das Figuras 53 e 54.

Figura 53 - Curvas Granulométricas das Amostras



Fonte: O autor (2018).

Figura 54 - Curva Granulométrica Média das Amostras



Fonte: O autor (2018).

A fração areia varia de 76% na Amostra 1 a 84% nas Amostras 2 e 3, a fração argila varia de 10% na Amostra 2 a 14% na Amostra 5 e a fração pedregulho varia de 1% na Amostra 3 e 7% na Amostra 1. Em virtude da forte presença da fração areia nas amostras, o solo não apresenta limites de consistências, NL e NP e ainda, segundo SKEMPTON (1953), apresenta-se inativo.

A classificação do solo, para todas as amostras, pelo Sistema Unificado (SUCS) da Associação Americana de Materiais e Ensaio (ASTM), é determinada como areia siltosa de baixa compressibilidade (SM). Pela classificação do sistema do Conselho de Pesquisa do Transporte (TRB) da Associação Americana de Funcionários do Transporte e de Rodovias Estaduais (AASHTO), as Amostras 4 e 6 são classificadas como pertencente ao Grupo A-1-b (fragmentos de pedra, pedregulho e areia) e as Amostras 1, 2, 3 e 5, como pertencente ao Grupo A-2-4 (pedregulhos e areias siltosas), material excelente a bom para o uso em subleito de rodovias, Tabela 15.

O solo classificado como areia siltosa com pedregulho atende para a utilização do equipamento do rolo liso vibratório no processo de compactação em campo, segundo a tabela 3 por MORRIS (1961). A vibração decorrente do rolo liso resulta no deslizamento dos grãos para um rearranjo progressivo das partículas intergranulares e, como citado anteriormente por TRINDADE *et al.* (2008), permite trabalhar em camadas com espessuras maiores que as usuais, aumentando o rendimento do processo de compactação.

Tabela 15 - Granulometria, Limites de Consistência e Classificação do Solo

Parâmetros	Amostras						Amostra Geral
	1	2	3	4	5	6	
Pedregulho (%)	7	2	1	3	5	6	4
Areia (%)	76	84	84	82	77	79	80
Silte (%)	6	4	4	2	4	4	4
Argila (%)	11	10	11	13	14	11	12
LP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
IP	NP	NP	NP	NP	NP	NP	NP
Ia	Inativo	Inativo	Inativo	Inativo	Inativo	Inativo	Inativo
SUCS	SM	SM	SM	SM	SM	SM	SM
TRB	A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-1-b	A-2-4	A-1-b	A-2-4

Fonte: O autor (2018).

Onde: a) “LP” o limite de plasticidade; b) “IP” o índice de plasticidade; c) “Ia” o índice de atividade; d) “SUCS” a classificação do solo pelo sistema unificado da “ASTM”; e) “TRB” a classificação do solo pelo conselho de pesquisa do transporte da “AASHTO”.

#### 4.1.2 Índices Físicos - Umidade

A umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) do solo, determinada em laboratório por meio do ensaio de compactação pelo método “Proctor”, é de 9,8%.

No ensaio em campo pelo método “Speedy” ( $\omega_s$ ), o solo apresenta a umidade, para as Amostras 2, 3 e 4, o valor de 6,8 % e, após a reposição de umidade, para as Amostra 1, 5 e 6, o valor de 8,1 %. Pelas determinações dos desvios de umidade pelo método “Speedy” ( $\Delta\omega$  “Speedy”), para as Amostras 2, 3 e 4, com 3,0 e, Amostras 1, 5 e 6, com 1,7.

No ensaio em laboratório pelo método da estufa ( $\omega_E$ ), o solo apresenta a umidade, para a Amostra 1, o valor de 6,6 %, até a Amostra 4, com 5,3 % e, após a reposição da umidade, para a Amostra 5, com 6,2 %, até a Amostra 6, com 6,6 %. Pelas determinações dos desvios de umidade pelo método da estufa ( $\Delta\omega_E$ ), para a Amostra 1, com 3,2, até a Amostra 4, com 4,5 e, da Amostra 5, com 3,6, até a Amostra 6, com 3,2.

A porosidade (n) do solo tem o maior valor na Amostra 3, com 30,5% e, o menor valor, após a reposição da umidade, na Amostra 5, com 25,8%.

O grau de saturação (S) do solo é determinada na Amostra 1, com 44,7%, até a Amostra 4, com 34,8% e, após a reposição da umidade, a Amostra 5, com 47,0%, até a Amostra 6, com 43,9%, Tabela 16.

Tabela 16 - Umidade, Porosidade e Grau de Saturação

Parâmetros	Amostras					
	1	2	3	4	5	6
$\omega_{ot}$ (%)	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8
$\omega_S$ (%)	8,1	6,8	6,8	6,8	8,1	8,1
$\Delta\omega_S$	1,7	3,0	3,0	3,0	1,7	1,7
$\omega_E$ (%)	6,6	6,0	5,5	5,3	6,2	6,6
$\Delta\omega_E$	3,2	3,8	4,3	4,5	3,6	3,2
n (%)	28,0	28,5	30,5	28,0	25,8	28,5
S (%)	44,7	39,0	33,4	34,8	47,0	43,9

Fonte: O autor (2018).

Onde: a) “ $\omega_{ot}$ ” a umidade ótima; b) “ $\omega_S$ ” a umidade pelo método “Speedy”; c) “ $\Delta\omega_S$ ” o desvio de umidade pelo método “Speedy”; d) “ $\omega_E$ ” a umidade pelo método da estufa; e) “ $\Delta\omega_E$ ” o desvio de umidade pelo método da estufa; f) “n” a porosidade do solo; g) “S” o grau de saturação do solo.

#### 4.1.3 Índices Físicos - Peso Específico do Solo e Massa Específica dos Grãos

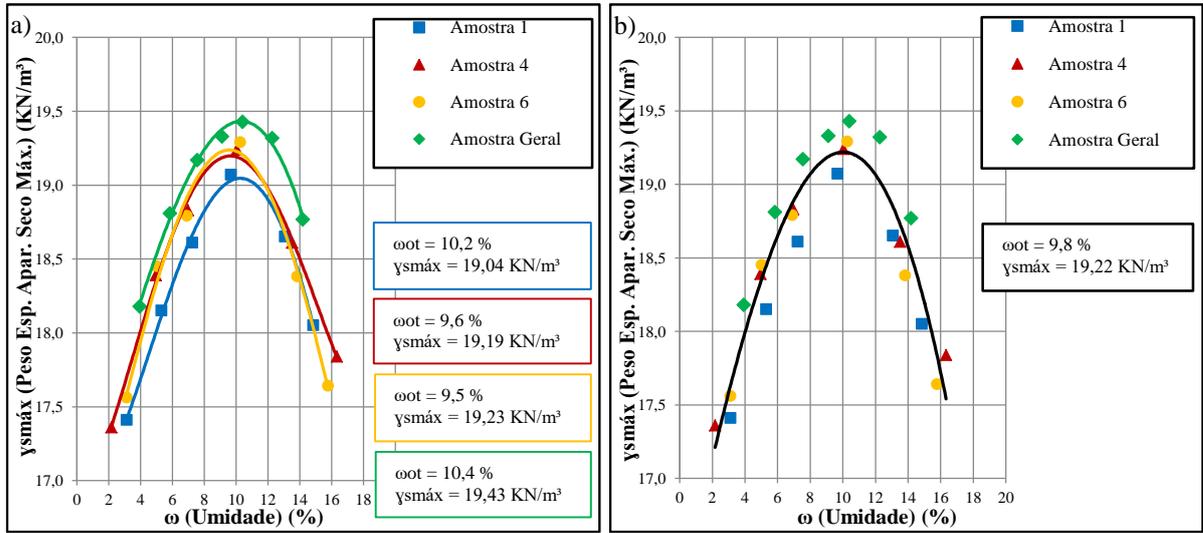
No ensaio em campo pelo método do frasco de areia, o solo apresenta o peso específico aparente seco ( $\gamma_s$ ), para a Amostra 3, o valor de 18,46 KN/m<sup>3</sup>, até a Amostra 5, com 19,56 KN/m<sup>3</sup>. Pelas determinações dos desvios do peso específico aparente seco ( $\Delta\gamma_s$ ) pelo método do frasco de areia, para a Amostra 3, com 0,76, até a Amostra 1, com 0,41 e, após a reposição da umidade, da Amostra 5, com 0,34, até a Amostra 6, com 0,33, Tabela 17.

No ensaio em laboratório, o solo apresenta a massa específica dos grãos ( $\gamma_g$ ), para a Amostra 4, o valor de 25,68 KN/m<sup>3</sup>, até a Amostra 3, com 26,54 KN/m<sup>3</sup> e, da Amostra 5, com 26,36 KN/m<sup>3</sup>, até a Amostra 6, com 26,40 KN/m<sup>3</sup>.

#### 4.1.4 Compactação “Proctor”

No ensaio de compactação “Proctor”, o solo apresenta, por meio da média das curvas de compactação das Amostras 1, 4, 6 e Geral, para a energia de compactação normal, a umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ), com 9,8% e, o peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{smáx}$ ), com 19,22 KN/m<sup>3</sup>, Figura 55 e Tabela 17.

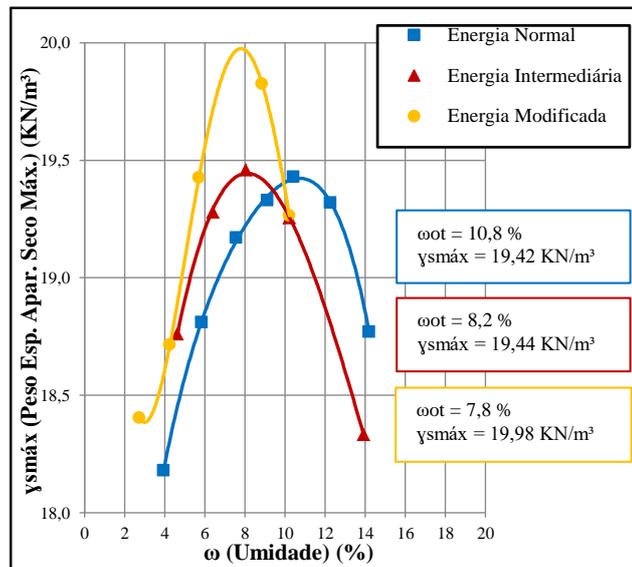
Figura 55 - Determinações das Curvas de compactação: a) Amostras 1, 4, 6 e Geral b) Média das Amostras



Fonte: O autor (2018).

Também são determinadas as curvas de compactação, com a utilização da Amostra Geral, para as energias normal, intermediária e modificada. Verifica-se que a partir da energia de compactação normal para a modificada, em virtude do aumento da energia de compactação, o valor da umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) declina devido à diminuição dos vazios e o peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{sm\acute{a}x}$ ) eleva o seu valor, Figura 56.

Figura 56 - Determinações das Curvas de compactação da Amostra Geral para energia de compactação normal, intermediária e modificada



Fonte: O autor (2018).

Tabela 17 - Umidade Ótima e Peso Específico Aparente Seco Máximo

Parâmetros	Amostras						
	1	4	6	Geral	Geral	Geral	Média
Energia	Normal	Normal	Normal	Normal	Intermediária	Modificada	Normal
$\omega_{ot}$ (%)	9,9	9,7	9,6	9,9	8,5	8,0	9,8
$\gamma_{smáx}$ (KN/m <sup>3</sup> )	18,96	19,10	19,20	19,37	19,39	19,68	19,22

Fonte: O autor (2018).

Onde: a) “ $\omega_{ot}$ ” a umidade ótima; b) “ $\gamma_{smáx}$ ” o peso específico aparente seco máx.

O peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{smáx}$ ) do solo, determinada em laboratório pelo ensaio de compactação pelo método “Proctor”, é de 19,22 KN/m<sup>3</sup>, Tabela 18.

As determinações do Grau de Compactação (GC) obtêm o seu valor máximo, após a reposição da umidade da passada 8, na Amostra 5, com 101,77% e, seu valor mínimo, após a passada 4, na Amostra 3, com 96,06%.

Conclui-se que o decréscimo da umidade do solo verificado pelo método da estufa durante o processo de compactação em campo, atue na diminuição do Grau de Compactação (GC) ocorrido com o aumento das passadas após as reposições de umidade realizadas na passada 0 e na passada 8, Figura 57.

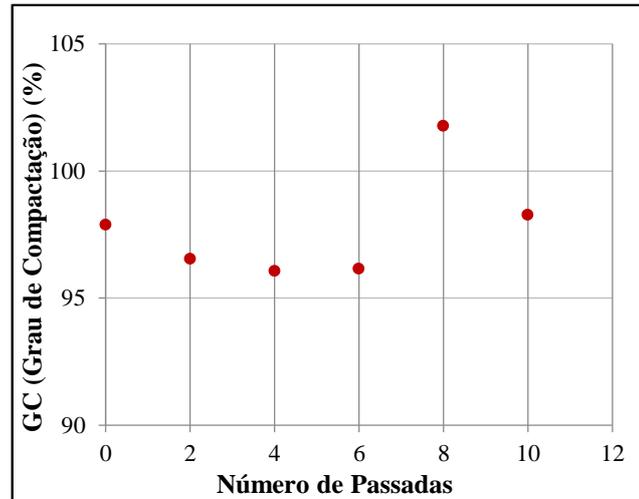
Tabela 18 - Peso Esp. Aparente Seco, Massa Esp. dos Grãos e Grau de Compactação

Parâmetros	Amostras					
	1	2	3	4	5	6
$\gamma_{smáx}$ (KN/m <sup>3</sup> )	19,22	19,22	19,22	19,22	19,22	19,22
$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	18,81	18,56	18,46	18,48	19,56	18,89
$\Delta\gamma_s$	0,41	0,66	0,76	0,74	0,34	0,33
$\gamma_g$ (KN/m <sup>3</sup> )	26,13	25,95	26,54	25,68	26,36	26,40
GC (%)	97,89	96,54	96,06	96,15	101,77	98,28

Fonte: O autor (2018).

Onde: a) “ $\gamma_{smáx}$ ” o peso esp. apar. seco máx.; b) “ $\gamma_s$ ” o peso esp. apar. seco; c) “ $\Delta\gamma_s$ ” o desvio do peso esp. aparente seco; d) “ $\gamma_g$ ” a massa esp. dos grãos; e) “GC” o grau da compactação.

Figura 57 - Número de Passadas versus Grau de Compactação (GC)

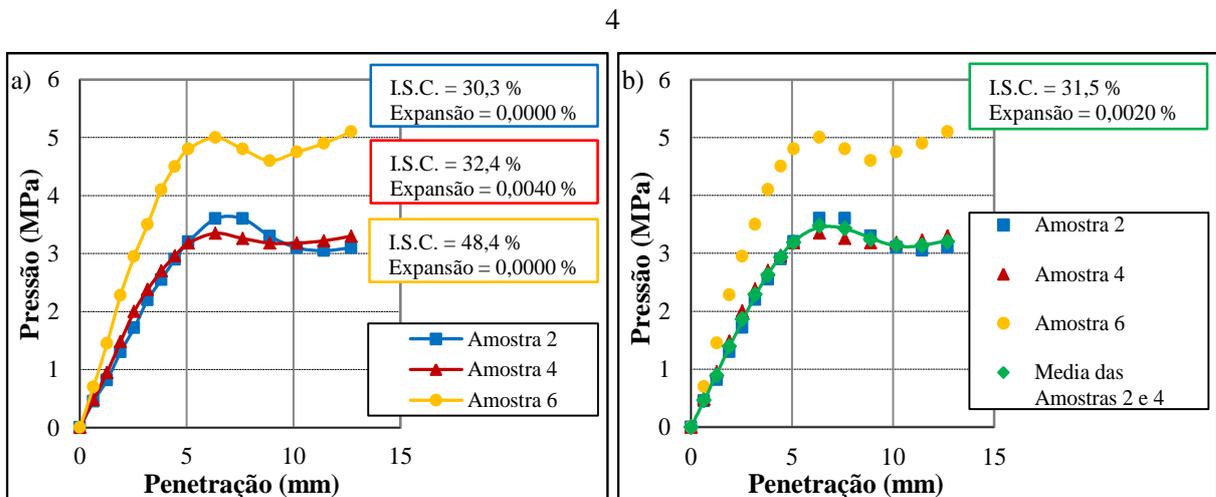


Fonte: O autor (2018).

#### 4.1.5 Índice de Suporte Califórnia (ISC)

Nos ensaios do índice de suporte califórnia, o solo apresenta, por meio da média das determinações das Amostras 2 e 4, para a energia de compactação normal, o ISC com o valor de 31,5 % e Expansão de 0,0020 %, Figura 58. A Seção 6 (Amostra 6) apresenta um comportamento atípico do ISC em virtude do local ser utilizado para manobras de veículo de carga médio, justificado anteriormente no item 3.2.1.6. e, por isso, suas determinações foram descartadas para o cálculo da média.

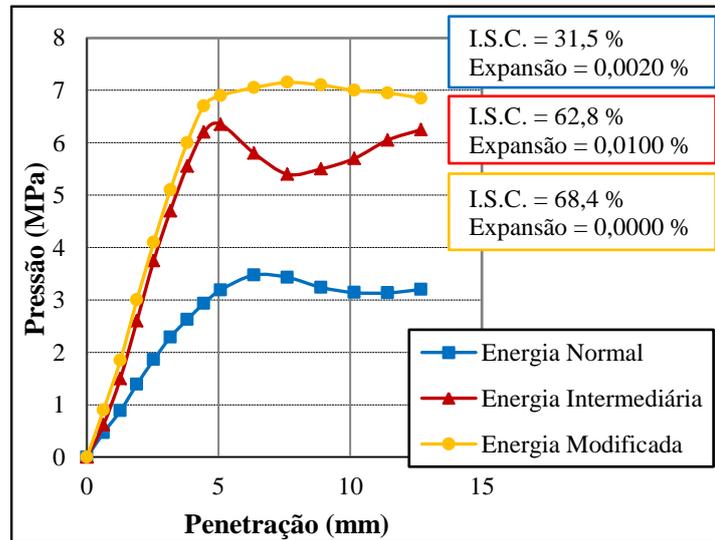
Figura 58 - ISC para energia de compactação normal: a) Amostras 2, 4 e 6 b) Média das Amostras 2 e 4



Fonte: O autor (2018).

Nas determinações do ISC da Amostra Geral, para as energias de compactação normal, intermediária e modificada, foi verificado um incremento no valor do ISC a partir da energia normal com 31,5 %, intermediária com 62,8 % e modificada com 68,4 %, Figura 59.

Figura 59 - ISC da Amostra Geral para energia de compactação normal, intermediária e modificada



Fonte: O autor (2018).

Foram verificadas as instruções normativas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT), nos requisitos para utilização dos materiais em construção de rodovias:

- O solo apresenta ISC = 31,5 % e expansão = 0,0020 %, para energia de compactação normal, atendendo ao que preconiza a utilização como corpo do aterro (DNIT 108/2009-ES); e como subleito (DNIT 137/2010-ES).
- O solo apresenta ISC = 62,8 % e expansão = 0,0100 %, para energia de compactação intermediária, atendendo ao que preconiza a utilização como camada final do aterro e reforço do subleito (DNIT 108/2009-ES); e como regularização do subleito (DNIT 137/2010-ES).
- O solo apresenta ISC = 62,8 % e expansão = 0,0100 %, para energia de compactação intermediária, índice de grupo (IG) = 0 e classificação TBR ocorrerem nos grupos A-1-b e A-2-4, atendendo ao que preconiza a utilização como sub-base (DNIT 139/2010-ES).

- d) O solo apresenta ISC = 68,4 % e expansão = 0,0000 %, para energia de compactação modificada, LL = NL, IP = 0 e o material passante na peneira #200 = 17,23 %  $\leq$  2/3 material passante na peneira #40 = 34,06, atendendo ao que preconiza a utilização como base (DNIT 141/2010-ES).

#### 4.1.6 Caracterização Química

Foram realizados os ensaios químicos analíticos, Tabela 19, e os de fluorescência de raios-X, Tabela 20, por meio das Amostras 2, 3 e 5, coletadas no horizonte superficial da praça experimental.

O solo natural é alcalino, com intensidade de fraca a média ( $\text{pH} > 7$ ). O valor do pH em H<sub>2</sub>O (Água), com o valor entre 7,44 e 7,94 %, superiores ao pH em KCl (cloreto de potássio), com o valor entre 7,31 e 7,61 %, resultando na variação do pH ( $\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$ ) negativa para todas as Amostras, indicando que a capacidade de troca catiônica é superior a capacidade de troca aniônica e, por conseguinte, a predominância das cargas negativas devido a presença de argilas silicatas.

O valor de V ocorreu no limite da alta saturação por base, com  $V \geq 50$  % nas Amostras 3 e 5, referindo-se a um solo eutrófilo. O valor da matéria orgânica determinada por meio do carbono orgânico é baixo, varia entre 0,79 e 1,02 g/Kg. O valor de T, capacidade de troca catiônica na fração argila, em todas as Amostras, é de atividade baixa (Tb), com  $T < 27$  cmolc/Kg, varia entre 11,49 e 13,98 cmolc/Kg, com predominância do material argílico caulinita do tipo 1:1, resultando numa grande percentagem de cargas dependentes do pH das argilas oxídicas: óxido de ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3t</sub>) com os valores entre 1,11 e 1,58 %, óxido de alumínio (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) com os valores entre 11,30 e 11,83 % e, atendendo por meio destes resultados, a constituição mineralógica e de microestrutura dos solos tropicais lateríticos, segundo NOGAMI E VILLIBOR (1981).

Verifica-se por meio dos ensaios de fluorescência de raios-X que os percentuais de óxido de silício (SiO<sub>2</sub>), Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> e Fe<sub>2</sub>O<sub>3t</sub> preponderam e o percentual de SiO<sub>2</sub> é o maior de todos, corroborando com o grande percentual de areia que o solo apresenta.

Tabela 19 - Determinações do Ensaio Químico

Determinação	Unidade	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 5
pH em H <sub>2</sub> O	-	7,44	7,80	7,94
pH em KCl	-	7,31	7,61	7,57

Matéria Orgânica	g/kg	0,79	0,84	1,02
Na <sup>+</sup> Trocável	cmol/kg	0,01	0,01	0,01
K <sup>+</sup> Trocável	cmol/kg	0,01	0,01	0,01
Ca <sup>++</sup> Trocável	cmol/kg	2,70	5,70	3,60
Mg <sup>++</sup> Trocável	cmol/kg	2,50	1,90	3,70
Valor de S (Soma de Cátions)	cmol/kg	5,22	7,62	7,32
Hidrogênio Extraível (H <sup>+</sup> )	cmol/kg	6,27	6,11	6,66
Alumínio Trocável (Al <sup>+++</sup> )	cmol/kg	0,00	0,00	0,00
Valor de T (Cap. Troca Cátions)	cmol/kg	11,49	13,73	13,98
RC (Retenção de Cátions)	-	52,2	69,27	52,29
Tr (Atividade da Fração Argila)	-	114,9	124,82	99,86
Valor de V (% Sat. de Base)	%	0,45	0,55	0,52
% Saturação de Alumínio	%	0,00	0,00	0,00
% saturação de Sódio	%	0,09	0,07	0,07
% SiO <sub>2</sub> na Terra Fina	g/kg	89,65	92,67	93,24
CE (Cond. Elétrica) no Ext. Sat.	mS/cm/25°C	117,0	186,3	68,4
% H <sub>2</sub> O no extrato saturação	%	26,0	26,0	23,6
Superfície Específica	m <sup>2</sup> /g	3,7	7,3	3,7
Na (Sódio) leitura	-	5,0	8,0	3,0
K (Potássio) leitura	-	2,0	4,0	3,0

Fonte: O autor (2018).

Tabela 20 - Determinações do Ensaio de Fluorescência de Raios-X

Determinação	Unidade	Amostra 2	Amostra 3	Amostra 5
Na <sub>2</sub> O (Monóxido de Dissódio)	%	0,09	0,04	Nd
MgO (Monóxido de Magnésio)	%	0,07	0,05	0,06
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Trióxido de Dialumínio)	%	11,83	11,30	11,37
SiO <sub>2</sub> (Dióxido de Silício)	%	83,35	84,19	85,00
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (Pentaóxido de Difósforo)	%	0,17	0,18	0,17
SO <sub>3</sub> (Trióxido de Enxofre)	%	0,07	0,05	0,06
K <sub>2</sub> O (Monóxido de Dipotássio)	%	0,21	0,18	0,15
CaO (Monóxido de Cálcio)	%	0,31	0,21	0,29
TiO <sub>2</sub> (Dióxido de Titânio)	%	0,39	0,27	0,38
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (Trióxido de Dicromo)	%	0,07	0,04	0,05
MnO (Monóxido de Manganês)	%	0,01	0,01	0,01
Fe <sub>2</sub> O <sub>3t</sub> (Trióxido de Diferro)	%	1,43	1,11	1,58
ZnO (Monóxido de Zinco)	%	Nd	0,01	tr
ZrO <sub>2</sub> (Dióxido de Zircônio)	%	0,03	0,02	0,03
PF (Ponto de Fusão)	°C	1,99	2,33	0,85
Total	%	100,00	100,00	100,00

Fonte: O autor (2018).

Onde: Unidade em %, exceto “PF” (ponto de fusão) em °C; “Nd” não detectado; “tr” traços.

## 4.2 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

São descritas acerca das características mecânicas do solo por meio em ensaios em laboratório e em campo.

### 4.2.1 Laboratório

São descritos acerca das características mecânicas do solo, determinadas por meio dos ensaios em laboratório do Penetrômetro Estático (PE) e do Penetrômetro Dinâmico (DPL).

#### 4.2.1.1 Penetrômetro Estático (PE) e Penetrômetro Dinâmico (DPL)

É Verificado que, para os ensaios do PE em laboratório, Figura 60-a, quando na cravação dos 50 % iniciais do cone, a resistência de ponta estática ( $q_{cPE}$ ) diminui com o acréscimo da umidade, como é de se esperar devido ao maior atrito existente, maior sucção e ao menor embutimento do cone.

À medida que o cone penetra e atinge a sua totalidade, o que prevalece é o menor índice de vazios, próximo à condição de umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) e o maior embutimento do solo. À medida que o peso específico cresce, há um maior levantamento do solo nas bordas do cone, indicando um maior entrosamento e o efeito de dilatância passa a ter uma maior contribuição.

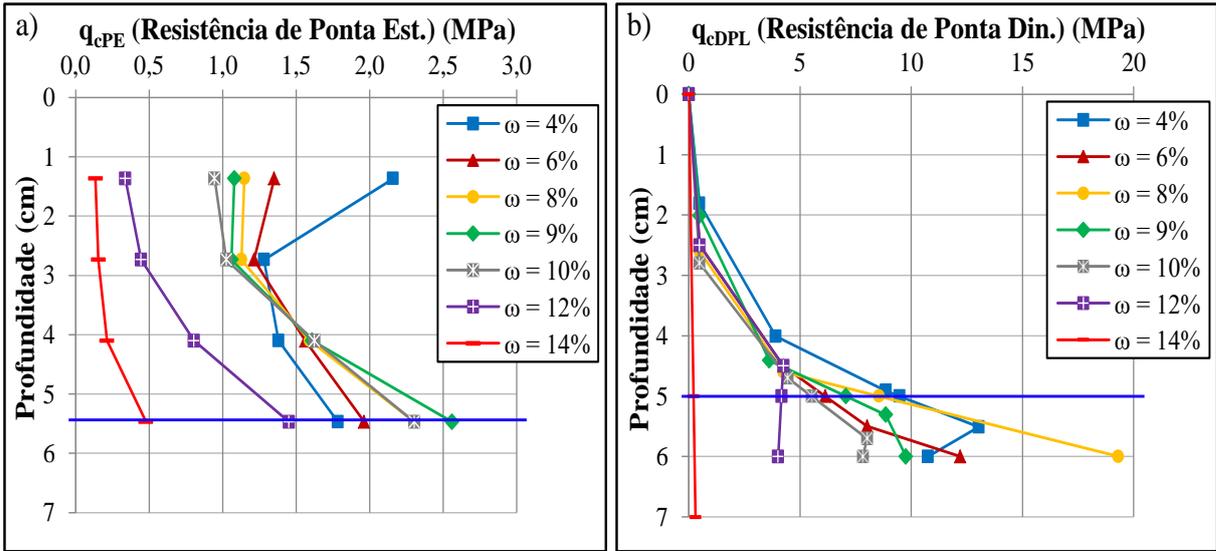
Verifica-se que, nos ensaios do DPL em laboratório, Figura 60-b, a resistência de ponta dinâmica ( $q_{cDPL}$ ) aumenta com com a profundidade e o acréscimo de umidade atua para a diminuição de sua resistência máxima, devido aos mesmos parâmetros apresentados no PE.

É verificado um comportamento atípico no ensaio do DPL em laboratório para a umidade de 6 % devido à diminuição brusca da resistência de ponta devido pela não ocorrência de pedregulhos na amostra compactada, no trajeto do cone de aço do experimento.

Nas verificações nos ensaios de compactação da presente dissertação, ficou evidenciado que a umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) relacionada à maior resistência de ponta ( $q_c$ ) do PE e do DPL, em laboratório, resultam em determinações abaixo da umidade ótima obtida por meio do peso específico aparente seco ( $V_s$ ), Figura 61.

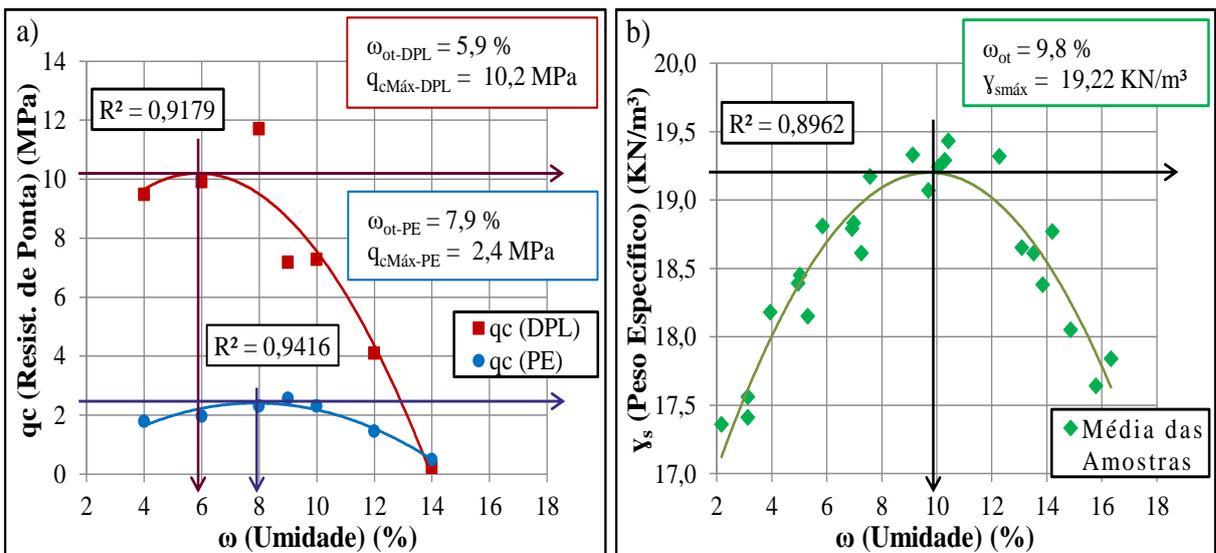
Esse comportamento decorre devido à resistência de ponta, no ramo úmido da curva, decair mais bruscamente que o peso específico aparente seco, minorando sua umidade ótima. De onde se conclui que as maiores resistências de ponta dos penetrômetros ocorrem quando o solo é compactado a uma umidade um pouco abaixo da ótima, CLAUS (2014).

Figura 60 - Determinações da resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade com variação da Umidade ( $\omega$ ) em laboratório: a) PE b) DPL



Fonte: O autor (2018).

Figura 61 - Determinações da umidade ( $\omega$ ) versus: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) para o DPL e PE em laboratório b) peso específico aparente seco ( $\gamma_s$ )



Fonte: O autor (2018).

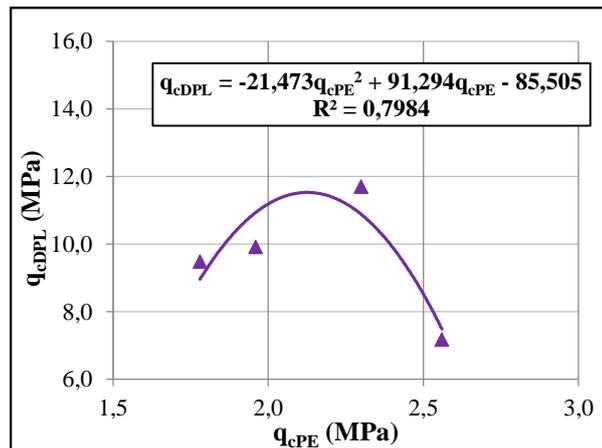
Na dissertação de Claus (2014), os resultados obtidos nos experimentos para a Amostra 2, classificada pelo SUCS como areia siltosa (SM), resultou no peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{SM\acute{a}x}$ ) no valor menor que  $17 \text{ KN/m}^3$  e na elevação da umidade ótica ( $\omega_{ot}$ ), para próximo de 20 %. Verifica-se também que a  $q_{cM\acute{a}x-DPL}$  apresenta valores superiores a  $q_{cM\acute{a}x-PE}$  e com  $\omega_{ot}$  menores, quando comparadas as do  $\gamma_{SM\acute{a}x}$ , com 19,5 %, CLAUS (2014).

O valor da resistência de ponta dinâmica máxima ( $q_{cM\acute{a}x-DPL}$ ) verificada pelo DPL, é de 9,0 MPa, com observância do comportamento atípico para  $\omega = 6 \%$ , cujo o valor esperado, de acordo com a Figura 60-b, é de 10,2 MPa e, desprezando o fator de segurança de 10, abordado na revisão bibliográfica, foi superior a resistência de ponta estática máxima ( $q_{cM\acute{a}x-PE}$ ) verificada pelo PE, é de 2,6 MPa.

Os resultados obtidos a partir dos 5 cm de profundidade nos ensaios do DPL apresentam um comportamento atípico em virtude da utilização prévia do mesmo molde contendo a amostra compactada, de ponta cabeça, para o ensaio do PE, ocorrendo interferência entre os dois ensaios.

É determinado para os parâmetros  $q_{cPE}$  do PE e  $q_{cDPL}$  do DPL em laboratório, o coeficiente de correlação  $R = 0,89$ , para a equação  $q_{cDPL} = -21,473.q_{cPE}^2 + 91,294.q_{cPE} - 85,505$ , Figura 62.

Figura 62 - Correlação entre as médias das resistências de ponta do PE ( $q_{cPE}$ ) e do DPL ( $q_{cDPL}$ ), em laboratório



Fonte: O autor (2018).

#### 4.2.2 Campo

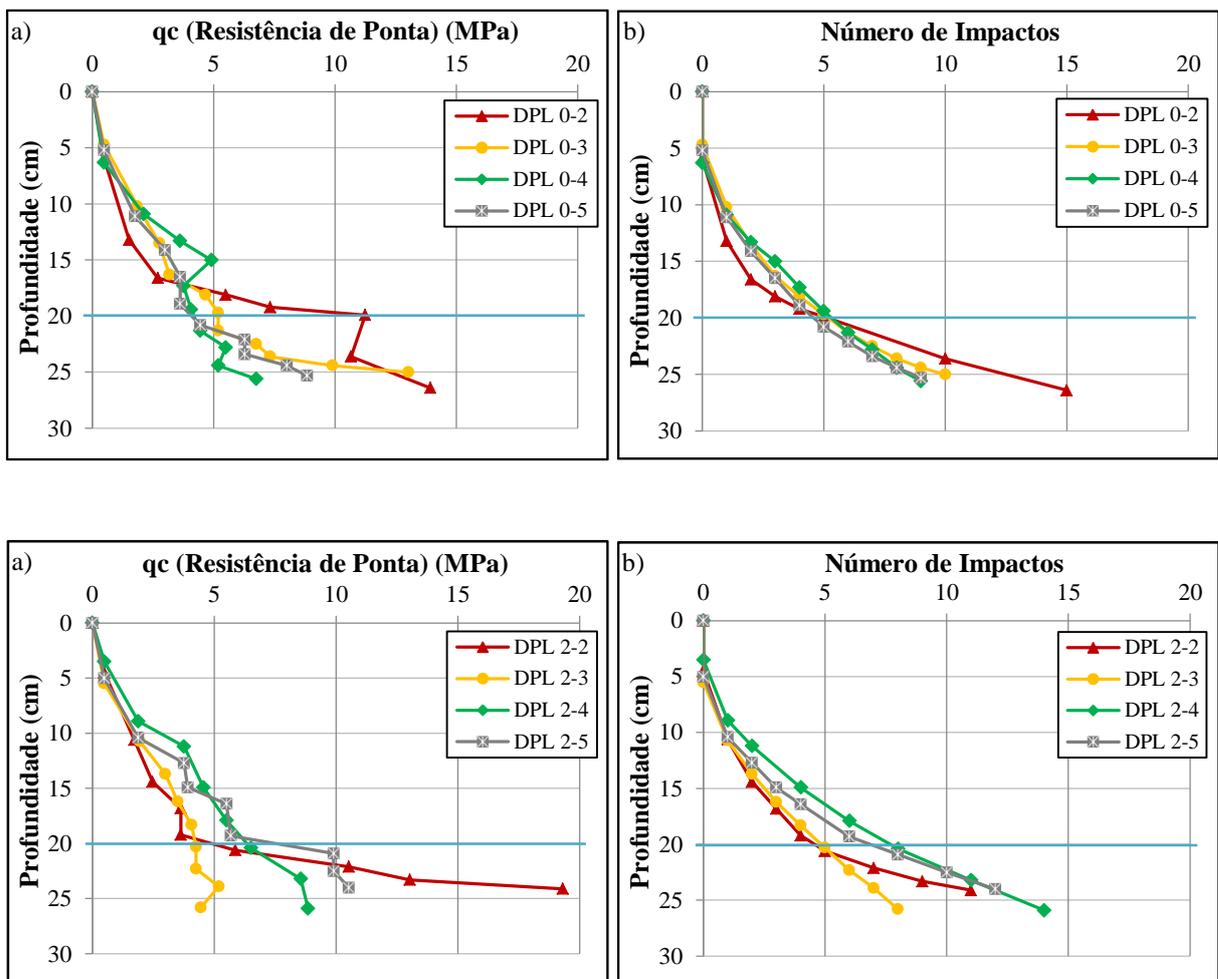
São descritos acerca das características mecânicas do solo, determinadas por meio dos ensaios em campo do Penetrômetro Dinâmico (DPL) e do Deflectômetro de Impacto Leve (LWD).

#### 4.2.2.1 Penetrômetro Dinâmico (DPL)

A resistência de ponta ( $q_c$ ) determinada pelo penetrômetro dinâmico (DPL) em campo é utilizada para a verificação da homogeneidade da camada compactada e para evolução da resistência de ponta ( $q_c$ ) com o acréscimo das passadas, ao longo da praça experimental.

A homogeneidade da camada compactada é analisada por meio das determinações da resistência de ponta em todas as seções da praça experimental para cada passada. É verificado o ganho uniforme da resistência de ponta que evidencia a homogeneidade da camada para cada passada, Figura 63-a, 64-a e 65-a e, por conseguinte, do número de impactos com a profundidade, Figura 63-b, 64-b e 65-b.

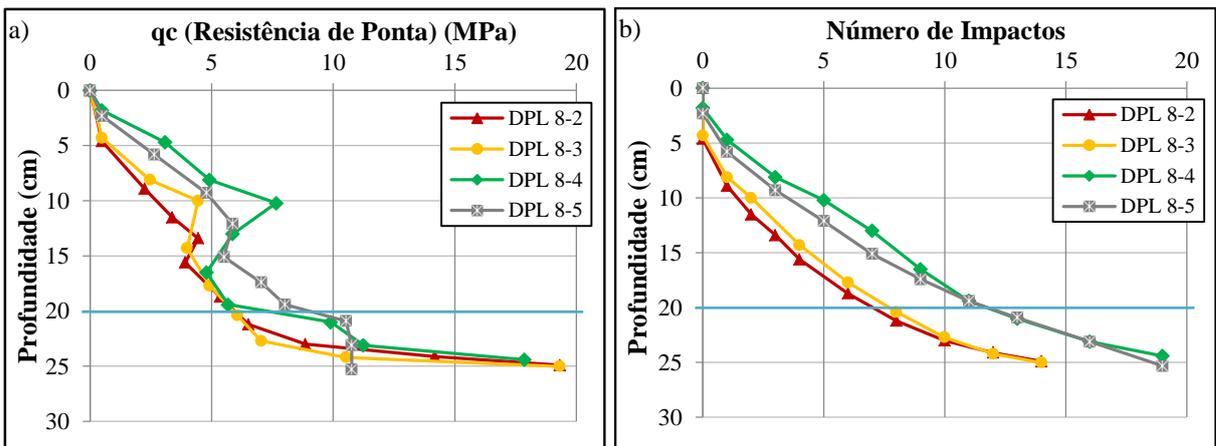
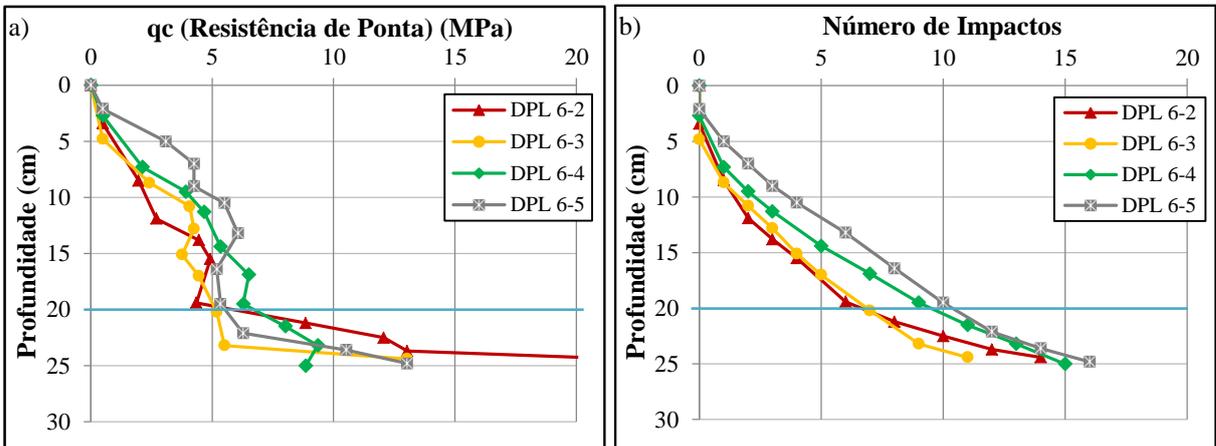
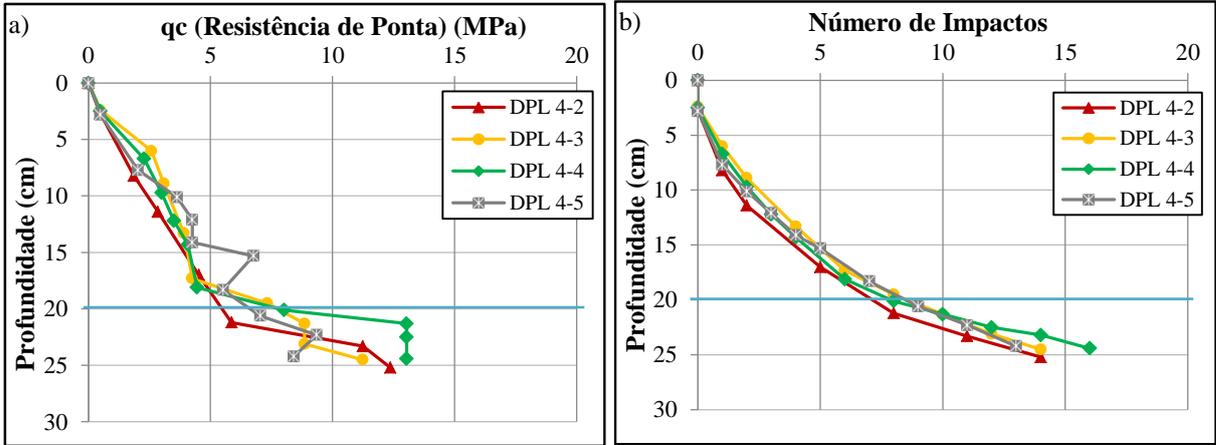
Figura 63 - Determinações para as passadas 0 e 2: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade



Fonte: O autor (2018).

Onde: "DPL<sub>i-j</sub>" do penetrômetro dinâmico na passada i e na seção j.

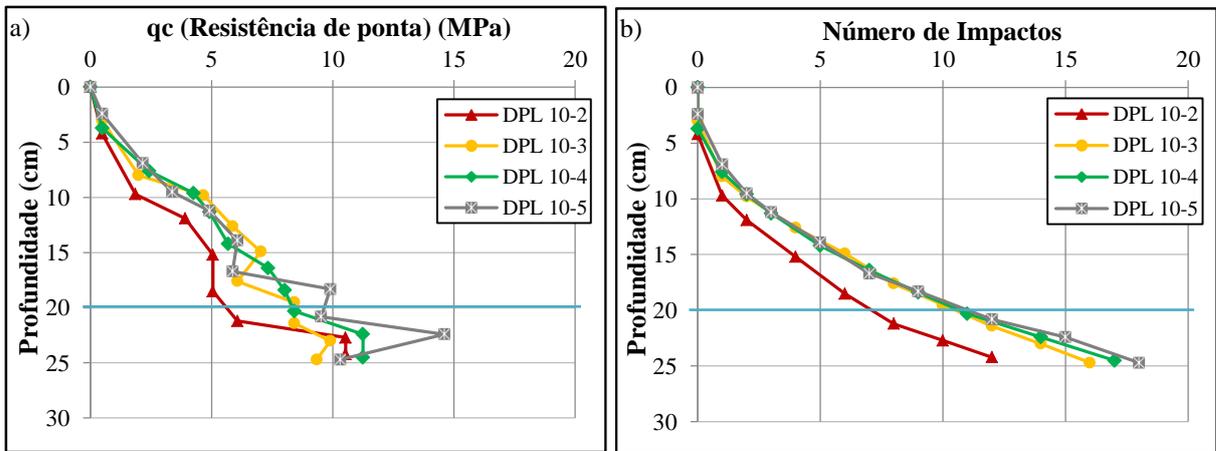
Figura 64 - Determinações para as passadas 4, 6 e 8: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade  
 b) número de impactos versus profundidade



Fonte: O autor (2018).

Onde: “DPL<sub>i-j</sub>” do penetrômetro dinâmico na passada i e na amostra j.

Figura 65 - Determinações para a passada 10: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade

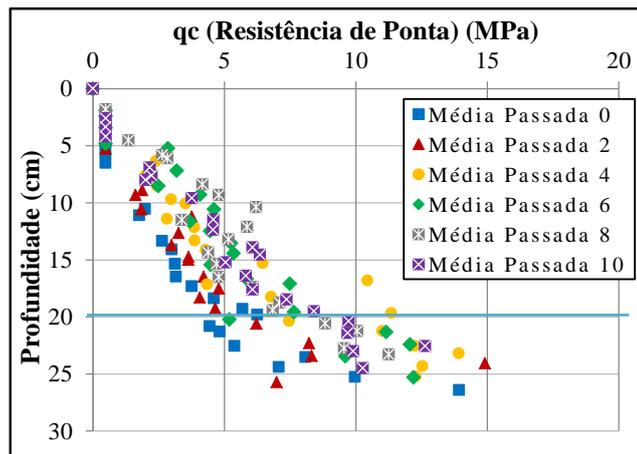


Fonte: O autor (2018).

Onde: “DPLi-j” do penetrômetro dinâmico na passada i e na amostra j.

É verificado que na Passada 8 ocorre o maior ganho de resistência de ponta aos 10 cm de profundidade, com 7,7 MPa, declinando até os 15 cm, com 5,51 MPa e, voltando a se elevar até os 20 cm, com 9,2 MPa. Na Figura 66 é observada a evolução da resistência de ponta com a profundidade por meio das médias das passadas.

Figura 66 - Média das passadas na evolução da resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade

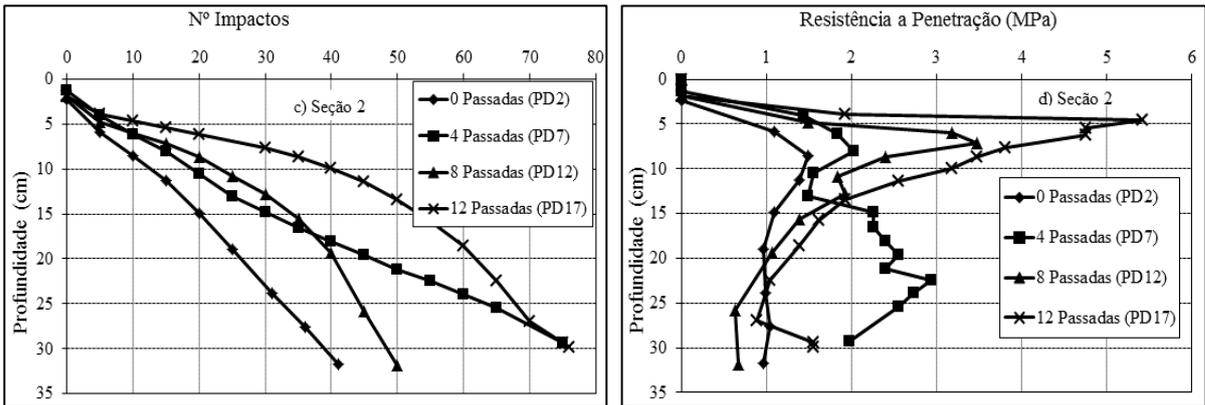


Fonte: O autor (2018).

Na dissertação de CLAUS (2014) foi verificada a evolução da resistência à penetração por meio do DPL para um solo na seção 2 de um sistema viário em Goiana-PE. O solo também foi classificado como areia siltosa, com o percentual de areia em 67 % e de finos

superando os 30 %. Foi verificado que, em geral, a resistência de ponta do seu solo cresce e atinge seu valor máximo até 5 cm de profundidade e, em seguida, decresce, mostrando que a compactação não foi uniforme em toda a camada, Figura 67.

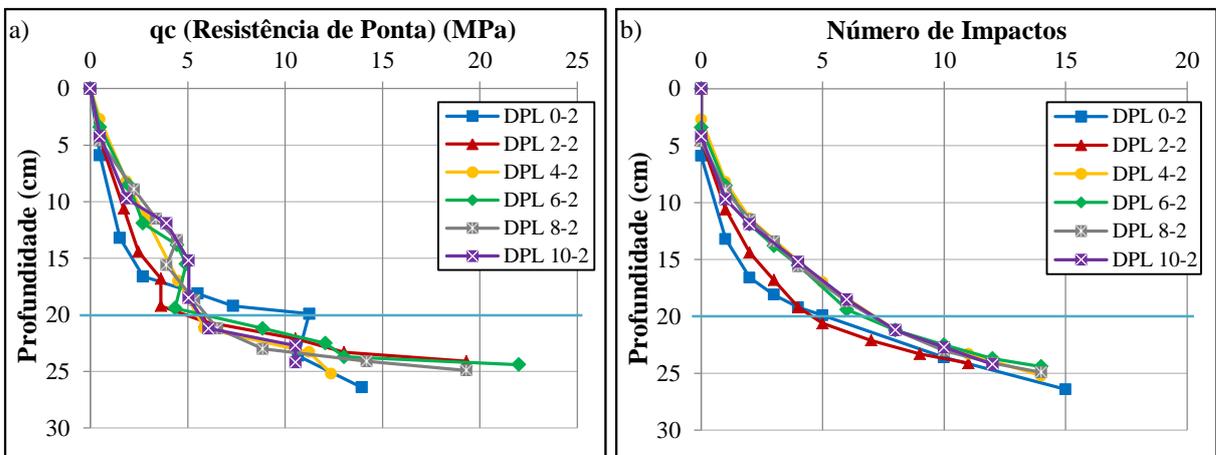
Figura 67 - Determinações para a Seção 2 da praça experimental em um sistema viário: c) número de impactos versus profundidade d) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade.



Fonte: CLAUS (2014).

É verificado, para cada seção da praça experimental, a evolução da resistência de ponta por meio da elevação das determinações do DPL, com o aumento de passadas e a reposição de umidade ocorrida antes das passadas 0 e 8, Figuras 68-a e 69-a e, do mesmo modo, o número de impactos com a profundidade, Figuras 68-b e 69-b.

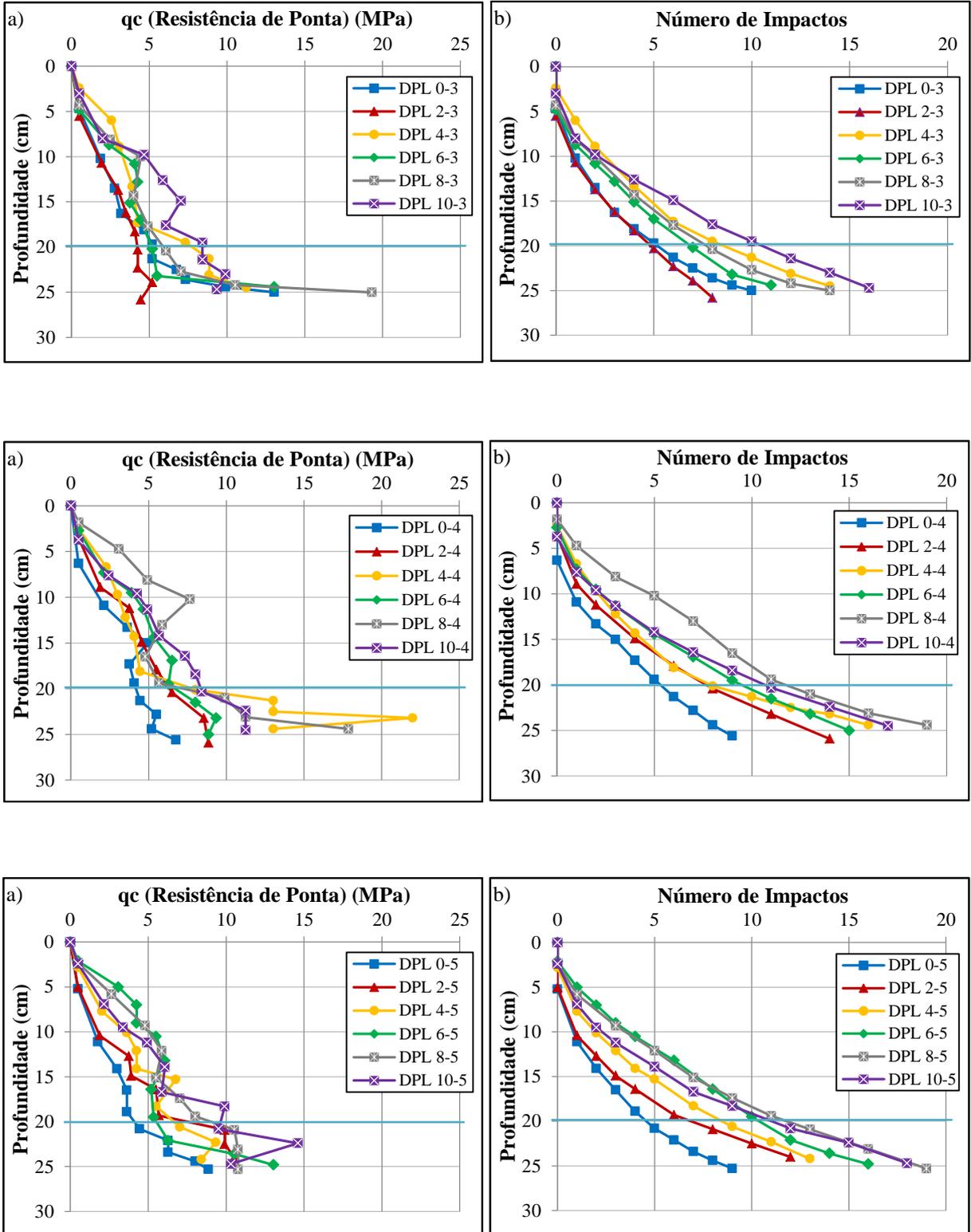
Figura 68 - Determinação para a Seção 2: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade



Fonte: O autor (2018).

Onde: “DPLi-j” do penetrômetro dinâmico na passada i e na amostra j.

Figura 69 - Determinação para a Seção 3, 4 e 5: a) resistência de ponta ( $q_c$ ) versus profundidade b) número de impactos versus profundidade



Fonte: O autor (2018).

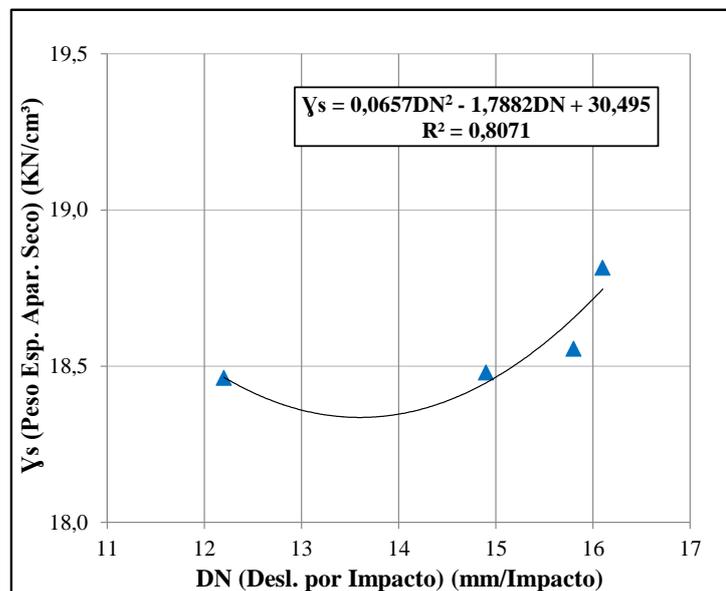
Onde: “DPL<sub>i-j</sub>” do penetrômetro dinâmico na passada i e na amostra j.

Nas verificações da homogeneidade ao longo da profundidade da camada compactada, é verificada que as determinações da resistência de ponta resultam no ganho progressivo, não havendo pontos de grandes variações da resistência de ponta, indicando que a compactação atingiu toda a camada compactada sem pontos de descontinuidade.

Os procedimentos para os ensaios do DPL em campo foram satisfatórios, exceto pela Seção 1, com o solo natural compactado; e pela Seção 6, com o excesso de umidade na reposição, para todas as passadas, justificado anteriormente no ítem 3.2.1.6. e, por isso, suas determinações foram descartadas.

É determinado para o índice DN (deslocamento por impacto) do ensaio do DPL e  $\gamma_s$  (Peso Específico Apar. Seco) do ensaio da massa específica aparente pelo método do frasco de areia, o coeficiente com uma correlação  $R = 0,90$ , para a equação  $\gamma_s = 0,0657DN^2 - 1,7882DN + 30,495$ , Figura 70.

Figura 70 - Correlação entre o Deslocamento por Impacto (DN) e o Peso Específico Aparente Seco ( $\gamma_s$ )



Fonte: O autor (2018).

#### 4.2.2.2 Deflectômetro de Impacto Leve (LWD)

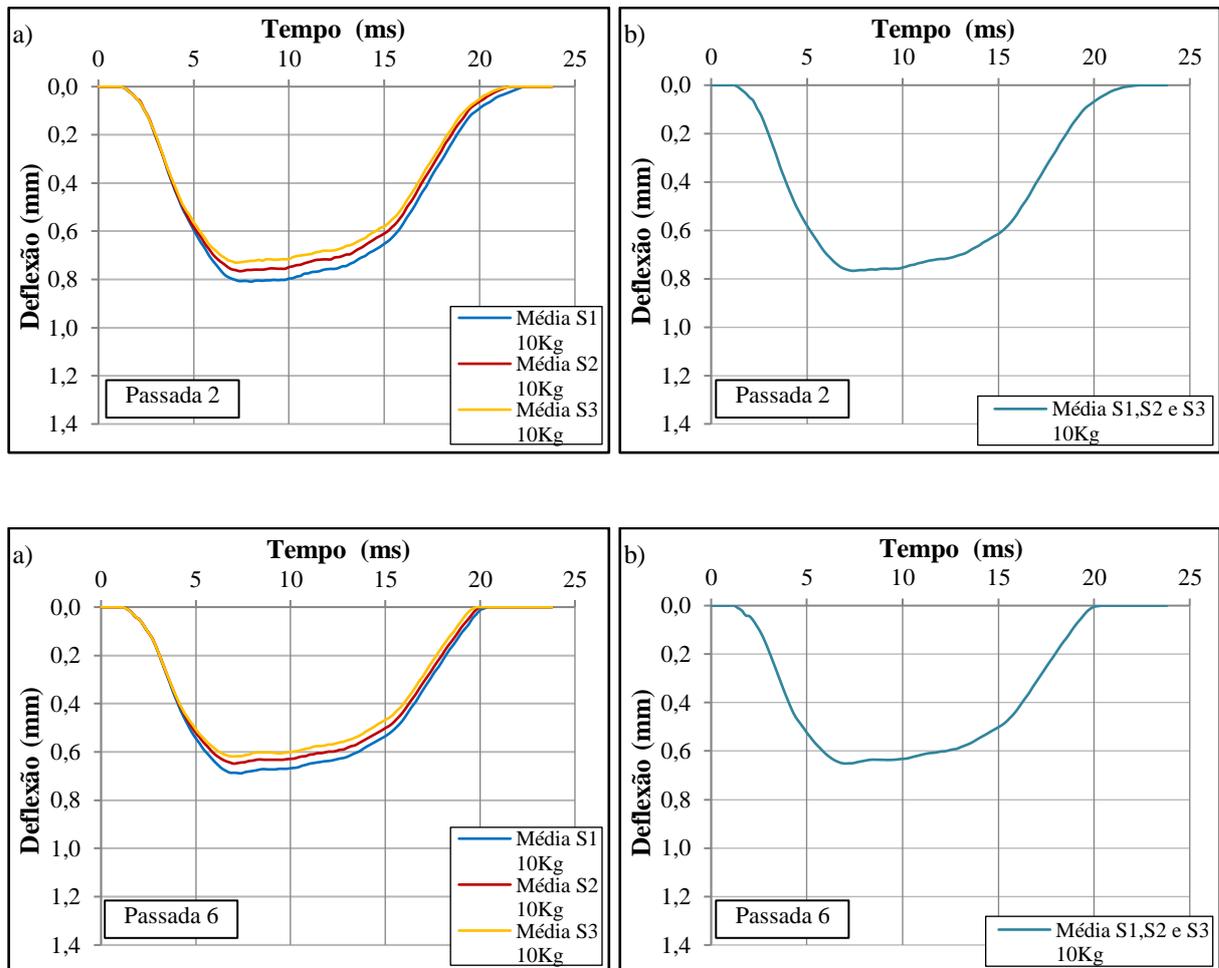
Os ensaios do Deflectômetro de Impacto Leve (LWD) em campo foram caracterizados como de alta qualidade em virtude das bacias de deflexões resultantes serem perfeitas, ítem 2.3.4.5, quando inicia e finaliza sobre o eixo do tempo, sem ressaltos.

O estado de compactação do solo também pode ser verificado por meio da proximidade das curvas de deflexões e, como ideal a sobreposição destas, como indicativo do solo bem compactado e resistente, BORGES (2016).

A média das deflexões S1, S2 e S3 do solo investigado, apresentam-se próximas o suficiente para o grau de compatibilidade, a relação entre a deflexão e a velocidade de aplicação da força, resultar como um solo adequadamente compactado para rodovias, mesmo sem a ocorrência da sobreposição das curvas.

As determinações gráficas das deflexões médias das Passadas 2 e 6, para carga dinâmica de 10 Kg, estão apresentadas na Figura 71.

Figura 71 - Determinações das Passadas 2 e 6, para a carga dinâmica de 10 Kg: a) média das deflexões S1, S2 e S3 b) deflexão média ( $S_m$ ).



Fonte: O autor (2018).

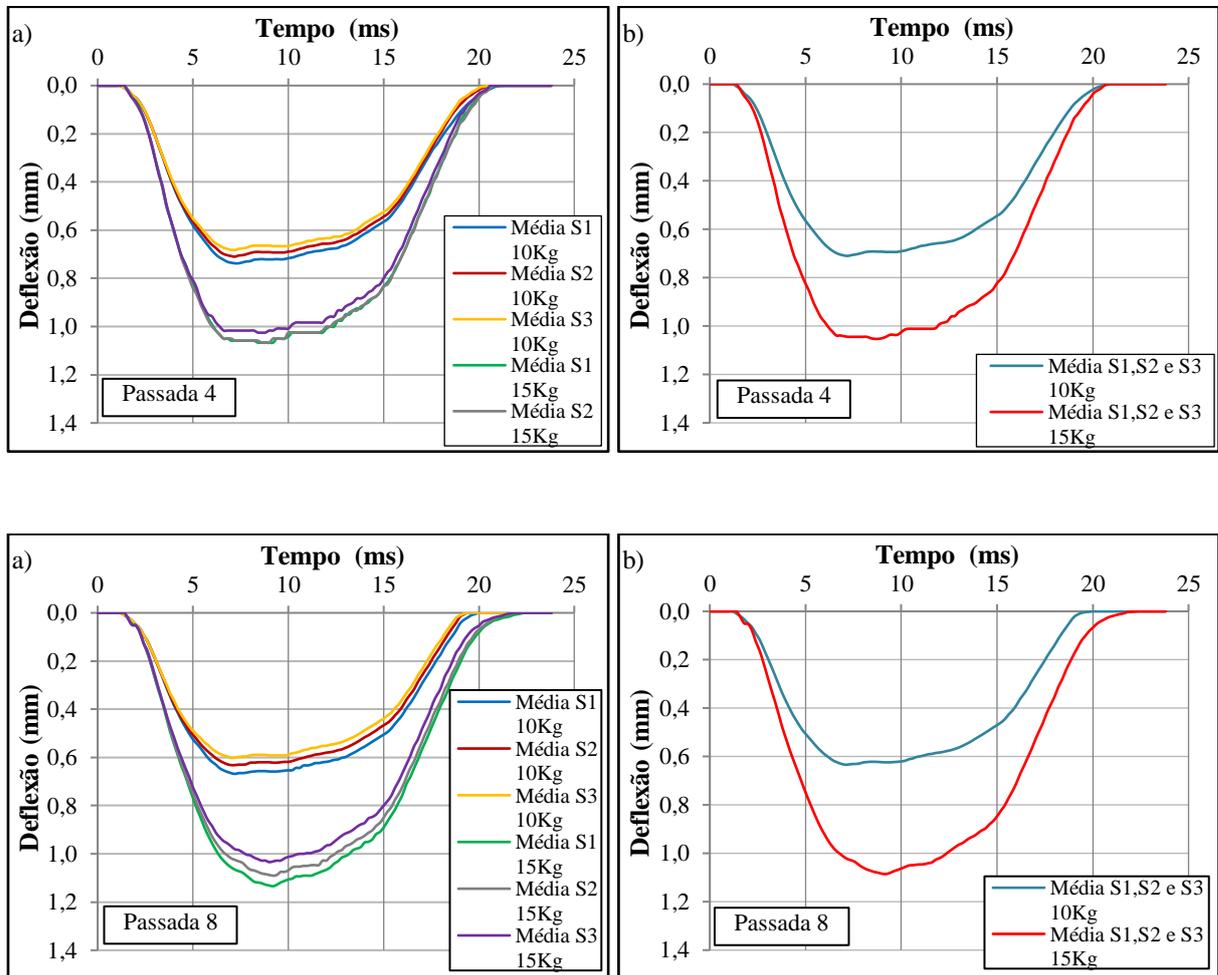
As verificações obtidas na Seção 1, local dos ensaios da Passada 0 (solo natural), para carga dinâmica de 10 Kg e de 15 Kg; e na Seção 6, local dos ensaios da Passada 10, para

carga dinâmica de 10 Kg, foram descartados como justificado anteriormente no ítem 3.2.1.6.

Em virtude da forte presença de pedregulhos a uma determinada profundidade do solo, as verificações para carga dinâmica de 15 Kg sofreram majoração nos módulos de elasticidade ( $E_{LWD}$ ), minoração nas deflexões média ( $S_m$ ) e inviabilizando alguns ensaios previstos para as passadas.

As determinações gráficas das deflexões médias das Passadas 4 e 8, para carga dinâmica de 10 Kg e 15 Kg, Figura 72.

Figura 72 - Determinações das Passadas 4 e 8, para a carga dinâmica de 10 Kg e 15 Kg: a) média das deflexões S1, S2 e S3 b) deflexão média ( $S_m$ ).



Fonte: O autor (2018).

É verificado na passada 8, para carga dinâmica de 10 Kg, a ocorrência da maior média do módulo de elasticidade dinâmico ( $E_{LWD}$ ) com 34,8 MPa; a menor deflexão média ( $S_m$ ) com 0,651 mm; e a média do grau de compatibilidade (s/v) com 3,23 ms, indicativo de irrelevância de novas passadas em virtude do solo estar bem compactado, Tabela 21.

Tabela 21 – Quadro resumo das determinações para os parâmetros do LWD

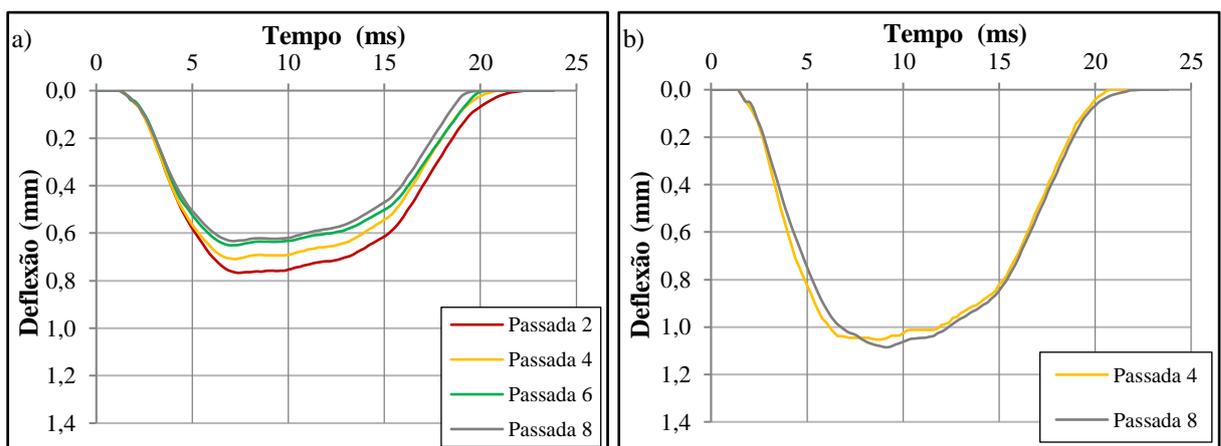
Carga Dinamica 10 Kg				Passada	Carga Dinâmica 15 Kg			
ELWD (MPa)	CV (%)	S <sub>m</sub> (mm)	s/v(ms)		ELWD (MPa)	CV (%)	S <sub>m</sub> (mm)	s/v(ms)
26,3	8,7	0,862	3,62	0	46,7	5,6	0,747	2,54
30,0	26,3	0,792	3,36	2	-	-	-	-
31,3	10,9	0,728	3,20	4	31,7	9,1	1,104	3,19
29,6	7,2	0,764	3,14	6	-	-	-	-
34,8	8,7	0,651	3,23	8	31,5	18,2	1,212	3,88
27,2	23,5	0,877	3,98	10	-	-	-	-

Fonte: O autor (2018).

Onde: “ELWD” o módulo de elasticidade dinâmico (MPa), “CV” o coeficiente de variação (%), “S<sub>m</sub>” a deflexão média (mm) e “s/v” o grau de compatibilidade (ms).

Na verificação das médias das deflexões para as Passadas 2, 4, 6 e 8, com a carga dinâmica de 10 Kg, observamos a diminuição das curvas à medida que aumenta a quantidade de passadas, Figura 73-a. Verifica-se que as curvas das médias das deflexões para as Passadas 4 e 8, com a carga dinâmica de 15 Kg, apresentam-se sobrepostas devido a inviabilidade na execução de 5 (cinco) dos 8 (oito) ensaios programados para a Passada 4, Figura 73-b.

Figura 73 – Deflexões médias (S<sub>m</sub>) de cada passada para carga dinâmica: a) 10 Kg b) 15 Kg



Fonte: O autor (2018).

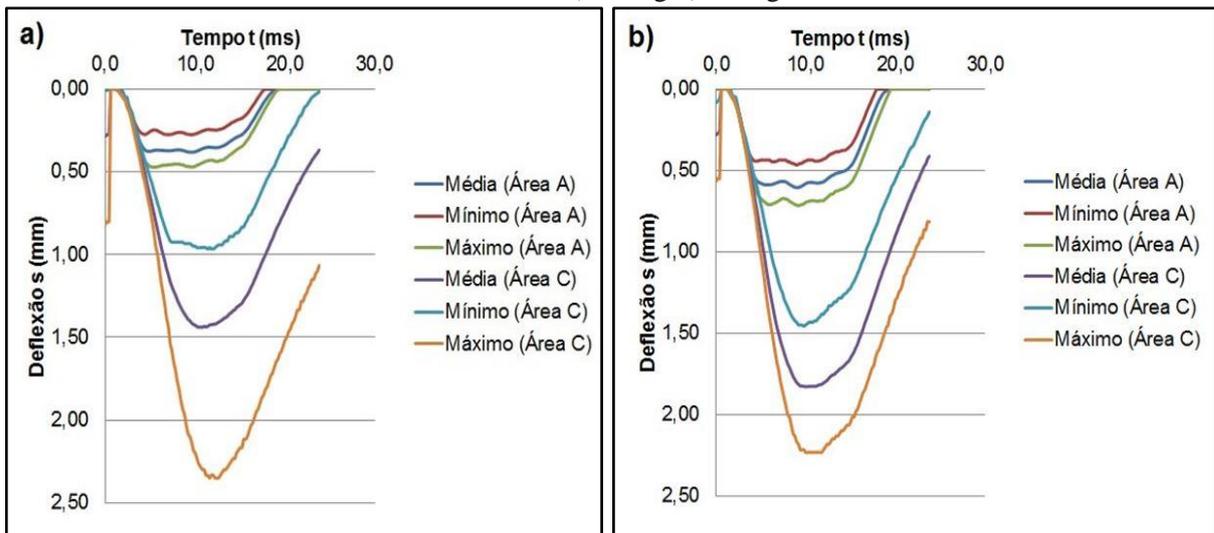
Onde: “Passada i” a passada i do rolo compactador no solo em campo.

Mesmo com os resultados referentes ao módulo de elasticidade dinâmico ( $E_{LWD}$ ) apresentarem seus valores baixos, os valores do grau de compatibilidade ( $s/v$ ), deflexão pela velocidade de aplicação da força, atende a boa compactação para rodovias, com os resultados abaixo de 3,5 ms para as Passadas 4, 6 e 8.

Na dissertação de Borges (2016), para verificações dos resultados do LWD para solos colapsíveis em Petrolina-PE, classificado como areia siltosa mal graduada ocorre na condição natural certa resistência à penetração devido às forças capilares que resultam no efeito da sucção e as curvas de deflexões apresentam-se próximas e por vezes sobrepostas, indicando também o solo no estado compactado. Quando na condição inundada, somada a aplicação da carga dinâmica, as curvas de deflexões apresentam-se consideravelmente afastadas, indicador de um solo pouco resistente em virtude da diminuição da sucção atuar para a desintegração estrutural do solo.

Com as médias para a carga dinâmica de 10 Kg, na condição natural:  $E_{LWD} = 59,3$  MPa,  $S_m = 0,391$  mm e  $s/v = 2,2$  ms; e na condição inundada:  $E_{LWD} = 16,1$  MPa,  $S_m = 1,509$  mm e  $s/v = 5,4$  ms. As médias para a carga dinâmica de 15 Kg, na condição natural:  $E_{LWD} = 55,8$  MPa,  $S_m = 0,616$  mm e  $s/v = 2,3$  ms; e na condição inundada:  $E_{LWD} = 18,3$  MPa,  $S_m = 1,888$  mm e  $s/v = 5,2$  ms, Figuras 74 e 75, BORGES (2016).

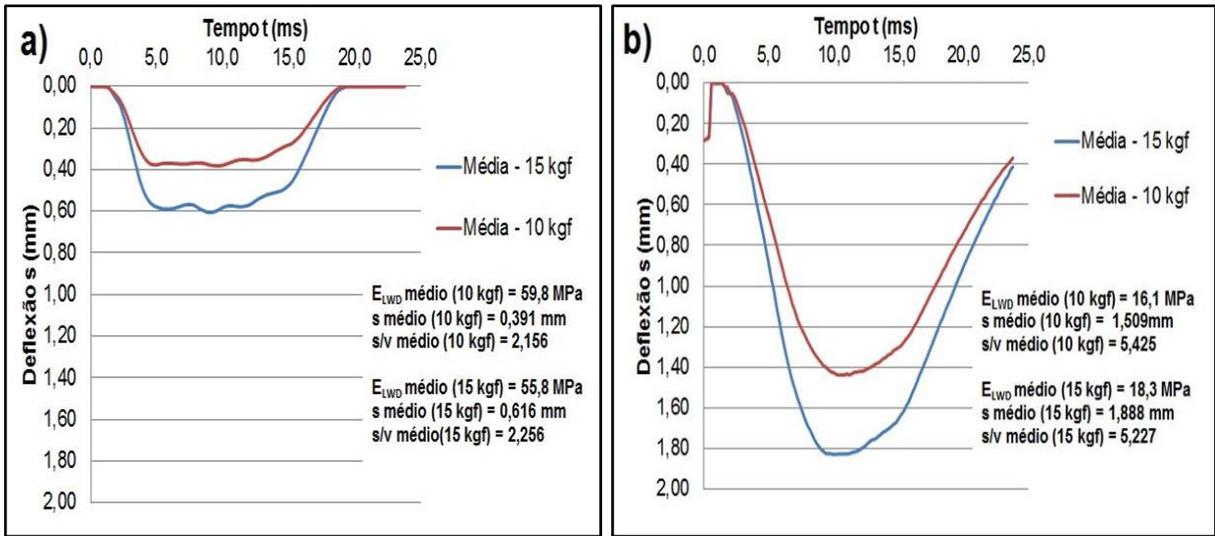
Figura 74 - Determinações para uma areia siltosa colapsível na condição natural (Área A) e na condição inundada (Área c), no LWD, para o tempo (t) versus a deflexão média ( $S_m$ ) para carga dinâmica: a) 10 Kg b) 15 Kg



Fonte: BORGES (2016).

Onde: “Média” = a deflexão média ( $S_m$ ), “Mínimo” = a deflexão ( $S_1$ ) e “Máximo” = a deflexão ( $S_3$ ).

Figura 75 - Determinações das médias do LWD, para cargas dinâmicas de 10 Kg e 15 Kg, no gráfico tempo (t) versus a deflexão média (S<sub>m</sub>): a) condição natural (Área A) b) condição inundada (Área c)



Fonte: BORGES (2016).

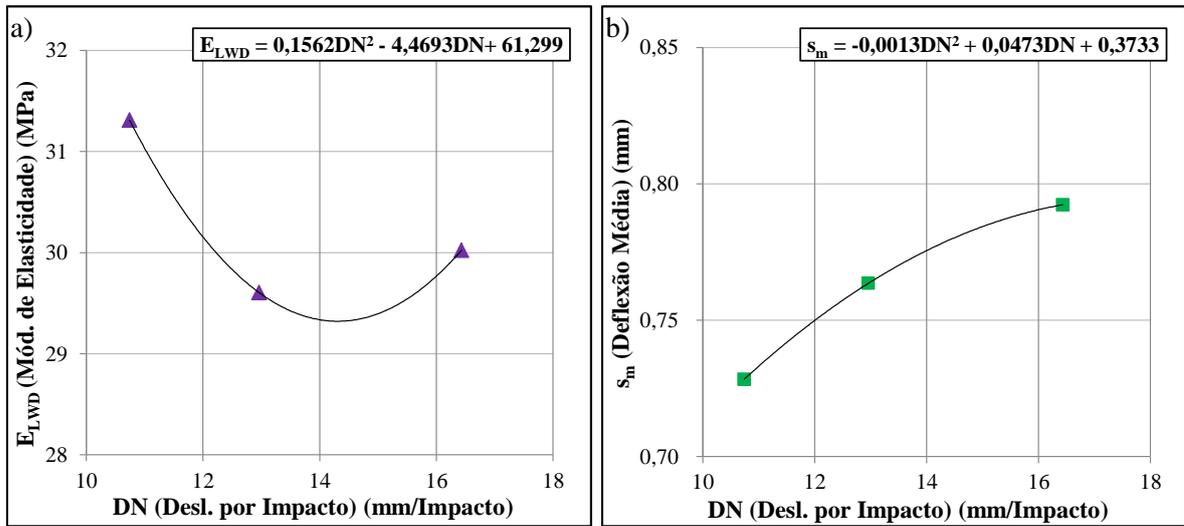
Onde: “Média” = a deflexão média (S<sub>m</sub>), “E<sub>LWD</sub> médio” a média do módulo de elasticidade dinâmico (MPa) e “s/v” o grau de compatibilidade (ms).

É determinado para a presente dissertação, um coeficiente com uma correlação perfeita para o índice DN (deslocamento por impacto) do DPL e do E<sub>LWD</sub> (módulo de elasticidade dinâmico) do LWD, para a equação  $E_{LWD} = 0,1562DN^2 - 4,4693DN + 61,299$ . Na análise dos dados, é verificado que quando o valor do E<sub>LWD</sub> na parábola declina, o DN se eleva e, após 14,3 mm/Impacto, os valores do E<sub>LWD</sub> e do DN elevam-se juntamente, Figura 76-a.

É determinado para o índice DN (deslocamento por impacto) do ensaio do DPL e do S<sub>m</sub> (deflexão média) do LWD, o coeficiente com uma correlação perfeita para a equação  $S_m = -0,0013DN^2 + 0,0473DN + 0,3733$ . Na análise dos dados, é verificado que o valor do S<sub>m</sub> e do DN eleva-se juntamente e, após DN = 18,2 mm/Impacto, o valor de S<sub>m</sub> declina e o DN se eleva, Figura 76-b.

O comportamento típico de solo arenoso são os resultados do índice DN (deslocamento por impacto) do DPL e da S<sub>m</sub> (deflexão média) do LWD quando se elevam, o módulo de elasticidade dinâmico (E<sub>LWD</sub>) do LWD declina pela falta de resistência e, vice versa. Porém, devido à ocorrência de pedregulhos no solo, é também observado um comportamento atípico do aumento dos resultados do E<sub>LWD</sub> e S<sub>m</sub> para valores elevados de DN.

Figura 76 - Correlação entre DN (deslocamento por impacto) do DPL e : a)  $E_{LWD}$  (módulo de elasticidade dinâmico) do LWD e b)  $S_m$  (deflexão média) do LWD.



Fonte: O autor (2018).

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Serão apresentadas as conclusões e as sugestões para futuras pesquisas.

### 5.1 CONCLUSÕES

O solo é classificado como areia siltosa (SM) de baixa compressibilidade com pedregulhos, caracterizado como um solo denso e muito resistente para o uso em subleitos de rodovias. O material é adequado para o uso do rolo liso vibratório no qual a ação repetitiva do carregamento produz um rearranjo progressivo das partículas intergranulares na camada para uma compactação satisfatória.

É verificada a utilização do solo para as camadas da estrutura de uma rodovia, nos conformes das normas vigentes do DNIT (departamento nacional de infraestrutura de transporte). O material atende as especificações para a utilização no corpo e camada final do aterro, no subleito, no reforço do subleito, na sub-base e na base, para o número equivalente de operação de um eixo tomado como padrão  $(N) \leq 5 \cdot 10^6$ .

Nas caracterizações físicas, a compactação adequada ocorre na Passada 8, após a reposição de umidade, com o peso específico aparente seco ( $\gamma_s$ ) em 19,56 KN/m<sup>3</sup>; na umidade ( $\omega$ ) em 6,2 %; na porosidade (n) em 25,8 %; na saturação (S) em 47,0 %; e no grau de compactação (GC) em 101,8 %.

Nas análises dos índices do penetrômetro dinâmico (DPL) em campo é constatada a eficácia do processo de compactação para a Passada 8 por meio da confirmação da homogeneidade para a espessura da camada e em toda extensão na praça experimental; do ganho uniforme da resistência de ponta e do número de impactos por mm, de todas as passadas, em cada seção; e da ocorrência do maior ganho da resistência de ponta aos 11 cm de profundidade, com  $q_c = 7,7$  MPa e, aos 20 cm, 9,2 MPa.

Nas análises dos índices do deflectômetro de impacto leve (LWD) em campo é verificado que na Passada 8 o grau de compatibilidade  $(s/v) = 3,23$  ms, corroborando no diagnóstico para o estado compactado do solo para rodovias, sem a necessidade de novas passadas. Também é diagnosticado a maior média dos módulos de elasticidade dinâmico ( $E_{LWD}$ ) = 34,8 MPa e a menor média das deflexões,  $S_m = 0,651$  mm, dentre as Passadas analisadas. O LWD é atualmente o equipamento mais difundido mundialmente para o uso em obras de rodovias alvejando a excelência na qualidade da compactação, comprovado em nossos experimentos.

É verificada a correlação forte para o índice DN (deslocamento por impacto) pelo DPL e o  $\gamma_s$  (peso específico aparente seco) pelo método do frasco de areia; a correlação perfeita para o índice DN pelo DPL e o  $E_{LWD}$  (módulo de elasticidade dinâmico) pelo LWD e para o índice DN pelo DPL e o  $S_m$  (deflexão média) pelo LWD.

É verificado a resistência de ponta do PE (penetrômetro estático) em laboratório ( $q_{cPE}$ ) = 2,6 MPa, aos 5,35 cm de profundidade; a resistência de ponta do DPL em laboratório ( $q_{cDPL}$ ) = 9,0 MPa, aos 5 cm de profundidade, apresentando valor muito próximo ao determinado em campo, apesar das diferenças na profundidade de investigação; e a correlação forte para o índice  $q_{cPE}$  (resistência de ponta do PE) e o  $q_{cDPL}$  (resistência de ponta do DPL), com  $R = 0,89$  para a equação  $q_{cDPL} = -21,473.q_{cPE}^2 + 91,294.q_{cPE} - 85,505$ .

As análises por meio das verificações dos ensaios de campo e de laboratório corroboram que o objetivo da investigação geotécnica e suporte a fase construtiva foram alcançados, quando os resultados indicam um solo bem compactado na Passada 8 do rolo liso vibratório, estando nos conformes normativos para utilização do material em todas as camadas de uma rodovia com  $N \leq 5 \cdot 10^6$  e para um bom desempenho do pavimento em asfalto.

## 5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- I. Executar os ensaios do LWD com carga dinâmica de 15 Kg para as seis seções das amostras, alterando a localização dos ensaios sempre na ocorrência de pedregulhos diagnosticáveis nos resultados.
- II. Utilizar o densímetro nuclear nas determinações da umidade e do peso específico em campo para confrontar com os resultados obtidos na investigação geotécnica, devido a uma forte interveniência desse parâmetro na compactação adequada.
- III. Acompanhar o desempenho do sistema viário por meio de ensaios pós-execução para alimentar uma base de dados que diagnostique os efeitos degradantes que venham a infringir o pavimento e atue na redução da sua vida útil.
- IV. Realizar caracterizações pedológicas em campo.

## REFERÊNCIAS

- AKBARIYEH, N. **A new technique for the estimation of the elastic moduli of pavement layers from light weight deflectometer data.** Thesis of Master of Science in Civil Engineering. Arlington, Texas, USA: University of Texas, 2015.
- ALVES, A. B. C. **Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o penetrômetro dinâmico de cone.** Dissertação de Mestrado, Florianópolis, SC: UFSC, 2002.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E2583 - 07:** Standard Test Method for Measuring Deflections with a Light Weight Deflectometer (LWD). West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2015.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E2835 - 11:** Standard Test Method for Measuring Deflections using a Portable Impulse Plate Load Test Device. West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2015.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4694:** Standard Test Method for Deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device. ASTM International, West Conshohocken, Pennsylvania, USA, 2015.
- AMINI, F. **Potential Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometers in MDOT Pavement Design and Construction.** Jackson, Mississippi, USA: Jackson State University, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457:** Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7185:** solo - Determinação da Massa Específica Aparente, *in situ*, Com o Emprego do Frasco de Areia. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9813:** solo - Determinação da massa específica aparente *in situ*, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12052:** Solo ou agregado miúdo - Determinação do equivalente de areia - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16097:** Solo - Determinação do Teor de Umidade – Métodos Expeditos de Ensaio. Rio de Janeiro, 2012.
- AYYANCHIRA, M. M. **Introduction of Light Weight Deflectometer.** International Journal of Engineering Research & Technology (IJERT), Vol. 3 Is. 4, April, Meerut, India: Swami VivekanandSubharti University. pp. 303-305, 2014.

BERNUCCI, L. B.; DA MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro, PETROBRAS: ABEDA, 504p. 2006.

BORGES, J. J. da S. **Avaliação do módulo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume em campo com e sem inundação em solo colapsível**. Dissertação de Mestrado, Recife, PE: UFPE, 2016.

BRITISH STANDARD / EUROPEAN STANDARD / INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **BS EN ISO 22476-2:2005+A1: Geotechnical investigation and testing. Field testing. Dynamic probing**. London, United Kingdom. 2011.

CAPUTO, Homero P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. 6. Ed. Rio de Janeiro: LTC - Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 234 p. 1988.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Tensão admissível em fundações diretas**. São Carlos, São Paulo: Ed. Rima, 134 p. 2003.

CLAUS, R. P. **Uma proposta para se avaliar o grau de compactação e a homogeneidade da camada compactada utilizando o DPL**. Dissertação de Mestrado, Recife, PE: UFPE, 2014.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT) (2017). **Dnit apresenta novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos**. <<http://www.cnt.org.br/impressao/noticia/dnit-apresenta-novo-metodo-dimensionamento>>. Acesso em: 07 Maio 2018.

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 1. Ed. São Paulo: Thomson Learning, 614 p. 1985.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-ME 024: Pavimento - determinação das deflexões pela Viga Benkelman**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-ME 036: Solo – Determinação da Massa Específica Aparente, “in situ”, Com o Emprego do Balão de Borracha**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-ME 037: Solo – Determinação da Massa Específica, “in situ”, com emprego do óleo**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-ME 052: Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com emprego do “speedy”**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-ME 088: Solos – Determinação da umidade pelo método expedito do álcool**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-ME 092: Solo – Determinação da Massa Específica Aparente “in situ” Com o Emprego do Frasco de Areia**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-ME 213**: Solos – Determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM. **DNER-PRO 011**: Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis - Procedimento “B”. Rio de Janeiro, 1979.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE (DNIT). **Manual de pavimentação**. 3. Ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisa Rodoviária (IPR) Publ., 719, 274 p. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE (DNIT). **Projeto DNIT TED nº682/2014 - Novo Método de Dimensionamento Mecânico Empírico de Pavimentos Asfálticos. Convênio UFRJ / DNIT**. 2015. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/pesquisa/pesquisas-em-andamento>>. Acesso em: 07 Maio 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 035-ME**: Agregados – Determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 036-ME**: Solo – Determinação da Massa Específica Aparente, “in situ”, Com o Emprego do Balão de Borracha. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 051-ME**: Solos – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 054-ME**: Equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 106-ES**: Terraplenagem - Cortes - Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 108-ES**: Terraplenagem - Aterros - Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 137-ES**: Pavimentação – Regularização do subleito - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 138-ES**: Pavimentação – Reforço do subleito - Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 139-ES**: Pavimentação – Sub-base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 141-ES**: Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 164-ME**: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 172-ME**: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT-PRO 273**: Determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo “Falling Weight Deflectometer (FWD)”. Rio de Janeiro, 1996.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (EMBRAPA). **Centro Nacional de Pesquisa de Solos (CNPS)- Zoneamento Agroecológico do estado de Pernambuco – Mapa de reconhecimento de baixa e média intensidade de solos – Recife e Itamaracá**. 1999. Recife: Folha SC.25-V-A-III, Disponível em: <[http://www.uep.cnps.embrapa.br/zape/ cartas/Recife.pdf](http://www.uep.cnps.embrapa.br/zape/cartas/Recife.pdf)>. Acesso em: 10 Maio 2018. Itamaracá: Folha SB.25-Y-C-VI, Disponível em: <[http://www.uep.cnps.embrapa.br/zape/cartas/ Itamaraca.pdf](http://www.uep.cnps.embrapa.br/zape/cartas/Itamaraca.pdf)>. Acesso em: 10 Maio 2018.

FELLENIOUS, B. H.; ESLAMI, A. **Basics of Foundation Design**. Electronic Edition. [www.fellenius.net](http://www.fellenius.net). Calgary, Alberta, Canada: 275 p., 2006.

FERRI, S. **Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos**. Dissertação de Mestrado, São Paulo, SP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2013.

FLEMING, P. R.; LAMBERT, J. P.; FROST, M W. **In situ assessment of stiffness modulus for highway foundations during construction**. IN: Ninth International Conference on Asphalt Pavements. Copenhagen, Denmark, 15 P. 2002.

FLEMING, P. R.; FROST, M W.; LAMBERT, J. P. **Review of Lightweight Deflectometer for Routine In Situ Assessment of Pavement Material Stiffness**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2004, Transportation Research Board of the National Academies, Washington D.C.: pp. 80–87. 2007.

FLEMING, P. R.; FROST, M W.; LAMBERT, J. P. **Lightweight Deflectometers for Quality Assurance in Road Construction**. IN: Tutumluer, E. and Al-Qadi, I.L. (eds). Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields: Proceedings of the 8th International Conference (BCR2A'09). Champaign, Illinois, USA: University of Illinois at Urbana, pp. 809-818. 2009.

FORTUNATO, E. M. C. **Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga**. Tese de Doutorado. Porto, Portugal: Universidade do Porto. 2005.

FUCALE, S. P. **Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsíveis do Estado de Pernambuco**. Dissertação de Mestrado, Recife, PE: UFPE, 2000.

G1 PERNAMBUCO – VÍDEOS. **Apenas dois micro-ônibus circulam na Estrada dos Macacos, no Recife**. 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/pernambuco/videos/v/ apenas-dois-micro-onibus-circulam-na-estrada-dos-macacos-no-recife/2744503/>>. Acesso em: 07 Maio 2018.

GEORGE, K. P., UDDIN, W. **Subgrade Characterization for Highway Pavement Design**. Final Report, Mississippi Department of Transportation, Jackson, Mississippi, USA. 2000.

GOMES, A.; PEÑA, Y.A. **Caracterização da compactação através do uso do penetrômetro**. Lavoura Arrozeira, Porto Alegre, Rio Grande do Sul: v.49, n.1, p.18-20, 1996.

GOOGLE MAPS. **Mapa geográfico do bairro da Guabiraba – Recife - PE**. 2018. Disponível em: < <https://www.google.com.br/maps/place/Guabiraba,+Recife+-+PE/@-7.9660622,-34.9915429,13z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x7ab10d0e8909039:0x505f974e6f5624e0!8m2!3d-7.9648352!4d-34.9228915>>. Acesso em: 10 Maio 2018.

GRASMICK, J. G. **Using the light weight deflectometer with radial offst sensors on two-layer systems for construction quality control/quality assurance of reclaimed and stabilized materials**. Thesis of Master of Science in Civil Engineering., Colorado, USA: Colorado School of Mines, 2013.

HEYN, A.T. **Aplicações do Penetrômetro Dinâmico de Ponta Cônica na avaliação de Estruturas de Pavimento**. Reunião anual de pavimentação 21, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1986.

HOGENTOGLER, C. A. **Engineering properties of soil**. 1. Ed. New York, USA: McGraw-Hill Book Company, Inc., 343 p. 1937.

HUMBOLDT – Testing Equipment for Construction Materials. **El densímetro nuclear Humboldt – Catálogo 2**. Schiller Park, IL, USA. 2012. Disponível em:< <https://www.yumpu.com/es/document/view/59430583/catalogo-humboldt-espanol/7>>. Acesso em: 08 Maio 2018.

INSITU TEST – TEST EQUIPAMENT FOR GEOTECHNICS EARTHWORKS AND PAVEMENTS. **LWD Light Weight Deflectometer (ZFG 3000) Glossary & FAQ**. Albert Park, Australia. 2018. Disponível em:< <http://www.insitutest.com.au/light-weight-deflectometer/lwd-glossary-faq/>>. Acesso em: 09 Maio 2018.

KLEYN, E. G.; SAVAGE, P. E. **Caracterização da compactação através do uso do penetrômetro**. Lavoura Arrozeira, Porto Alegre, Rio Grande do Sul: v.49, n.1, p.18-20, 1996.

KREBS, Robert D.; WALKER, Richard D. **Highway Materials**. New York, USA: McGraw-Hill Book Company Inc., 428 p.1971.

LEWIS, W. A. **Influence of the performance of pneumatic-tyred rollers in the compaction of soil, , Crowthorne**, England: Road Res. Lab. Tech., Paper 45. 1959.

LOPES, J. E. R. **Contributo para o estudo da utilização do deflectómetro de impacto ligeiro**. Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Lisboa, Portugal: Universidade Técnica de Lisboa, 2010.

MELO, F. G. **Compactação de aterros de barragens de terra**. Lisboa, Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), 106 p. 1985.

MENDES, J. T. S. **Utilização do Defletómetro de Impacto Ligeiro, do GeoGauge e do Densímetro Elétrico para o Controlo in situ da Qualidade de Materiais em Obras de Pavimentação Rodoviária.** Dissertação para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil. Coimbra, Portugal: Instituto Superior e Engenharia de Coimbra, 2013.

MORIS, M. D. **Earth Compaction.** New York, USA: McGraw-Hill Book Company, Inc., p. 17-32, 1961.

NAZZAL, M. D. **Field evaluation of in-situ test technology for qc/qa during construction of pavement layers and embankments.** Thesis of Master of Science in Civil Engineering. Birzeit, West Bank, Building a Better Palestinian Future: Birzeit University, 2003.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias.** In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1981.

RIBEIRO, S. P. T. **Terraplenagem. Metodologia e Técnicas de Compactação.** Dissertação de Mestrado. Porto, Portugal: Universidade do Porto, 2008.

OSCORP ENGINEERING PTY LTD - Pavement Testing Division. **Falling Weight Deflectometer.** Millennium Circuit, Helensvale, Austrália. 2018. Disponível em: <<http://oscorp.com.au/falling-weight-deflectometer-fwd/>>. Acesso em: 09 Maio 2018.

PAIVA, C. E. L.; BERTI, C. **Correlações Índices de Penetração DCP e CBR Disponíveis na Literatura.** In: Jornadas Luso-Brasileiras de Pavimentos: Políticas e Tecnologias, V, 2006, Recife. Anais V Jornadas Luso-brasileiras de Pavimentos: Políticas e Tecnologias, Recife, 2006.

PEREIRA, T. C. **Uma contribuição para a determinação de propriedades físicas e mecânicas de materiais granulares compactos, com recurso a penetrómetro dinâmico ligeiro.** Dissertação de Mestrado. Porto, Portugal: Universidade do Porto, 2010.

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas.** 3. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 354 p.

PREUSSLER, L. A. **Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento.** Dissertação de Mestrado, São Paulo, SP: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2007.

RIBEIRO, S. P. T. **Terraplenagem. Metodologia e Técnicas de Compactação.** Dissertação de Mestrado. Porto, Portugal: Universidade do Porto, 2008.

RODRIGUES, T. N. **Estudo comparativo do CBR “in situ” & LWD para determinação da capacidade de suporte de subleitos.** Dissertação de Mestrado, Campina Grande, PB: Universidade Federal de Campina Grande, 2017.

SANGLERAT, G. **The penetration and soil exploration.** Development in geotechnical engineering, Elsevier Sci-entific Publishing, New York, USA, p. 52-80 1972.

SANTOS, J. A.. **Obras Geotécnicas - Compactação – Elementos Teóricos**. Lisboa, Portugal: Instituto Superior Técnico. 2008. Disponível em:<[http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta\\_T.pdf](http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/Compacta_T.pdf)>. Acesso em: 07 Maio 2018.

SANTOS, P. J. C. R. dos. **Análise estrutural de pavimento utilizando LWD**. Dissertação de Mestrado, Rio de Janeiro, RJ: Instituto Militar de Engenharia, 2014.

SILVA, M. J. R. da. **Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: cartas de suscetibilidade**. Dissertação de Mestrado, Recife, PE: UFPE, 2003.

SOLOCAP – Geotecnologia Rodoviária. **HILF - CONJUNTO COMPLETO COM 3 CILINDROS (BRUCUTU)**. Belo Horizonte, Minas Gerais. 2018. Disponível em:<[http://solocap.com.br/detalhe.asp?idcod=HILF%20-%20CONJUNTO%20COMPLETO%20COM%203%20CILINDROS%20\(BRUCUTU\)](http://solocap.com.br/detalhe.asp?idcod=HILF%20-%20CONJUNTO%20COMPLETO%20COM%203%20CILINDROS%20(BRUCUTU))>. Acesso em: 08 Maio 2018.

SOLOTEST . **Catálogo Geral - Penetrômetro de Solos com Anel Dinamométrico**. Bela Vista, São Paulo. 2018. Disponível em:< [http://www.solotest.com.br/novo/upload/pdfCatalogo/SOLOTEST\\_Catalogo\\_Inteiro.pdf](http://www.solotest.com.br/novo/upload/pdfCatalogo/SOLOTEST_Catalogo_Inteiro.pdf)>. Acesso em: 08 Maio 2018.

SOUZA, M. L. **Pavimentação rodoviária**. 2ª ed. MT-DNER-Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), Rio de Janeiro: Livros técnicos e Científicos Editora S.A. 1980. 361 p.

SOUZA JUNIOR, J. D. **O Efeito da Energia de Compactação em Propriedades dos Solos Utilizados na Pavimentação do Estado do Ceará**. Dissertação de Mestrado, Fortaleza, CE: UFC, 2005.

STOLF R.;FERNANDES, J.; FURLANI NETO, V.L. **Recomendação para o uso do penetrômetro de impacto modelo IAA/Planalsucar-Stolf**. Piracicaba, São Paulo: 9 p., 1983.

STOLF R. **A compactação do solo e perspectivas de subsolagem em citrus. Laranja**. Cordeiropolis, São Paulo: v.2, n.8, p.283-308, 1987.

STOLF R. **Teoria e teste experimental de fórmulas de transformação dos dados de penetrômetro de impacto em resistência do solo**. Campinas, São Paulo: v.15, p.229-235, 1991.

STOLF R.; MURAKAMI, J. H.; MANIERO, M. A.; SOARES, M. R.; SILVA, L. C. F. **Incorporação de régua para medida de profundidade no projeto do penetrômetro de impacto stolf**. Anais do XL Congresso Brasileiro de Engenharia Agrícola - CONBEA 2011, Cuiabá, Mato Grosso: p.1476-1482, 2011.

TERRATEST GmbH. **Light Weight Deflectometer for the dynamic plate load test - TERRATEST 4000 USB and TERRATEST 5000 BLU with integrated GPS system and Google® Maps interface**. Lehnitz / Berlin, Germany. 2013.

THE AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 176: Plastic fines in graded aggregates and soils by use of the sand equivalente test**. Washington DC, USA. 1986.

THE INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **ISO 22476-2:2005 / Amd.1:** Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 2: Dynamic probing - AMENDMENT 1. Geneva, Switzerland. 2011.

TORRES, M. S. **Avaliação da colapsividade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido à inundação.** Dissertação de Mestrado, Recife, PE: UFPE, 2014.

TRINDADE, T. P.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; BARBOSA, P. S. de A.; SILVA, C. H. de C.; MACHADO, C. C. **Compactação dos Solos, Fundamentos Teóricos e Práticos.** Viçosa, Minas Gerais: Editora Universidade Federal de Viçosa, 2008. 95 p.

VERÍSSIMO, K. J. da S. **Avaliação da colapsibilidade e resistência de ponta em um solo arenoso compactado de Petrolina-PE com e sem inundação.** Dissertação de Mestrado, Recife, PE: UFPE, 2016.