

Programa de Pós-Graduação em **Engenharia Civil e Ambiental**

Universidade Federal de Campina Grande
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais
Departamento de Engenharia Civil

**CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE PAVIMENTOS
URBANOS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO,
ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO DO CONE
DE PENETRAÇÃO DINÂMICA**

HUGO PIMENTEL JORDÃO

Campina Grande
Data: OUTUBRO / 2009

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE - UFCG
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS - CTRN
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL - PPGECA
CAMPUS I – CAMPINA GRANDE
ÁREA: GEOTÉCNICA

CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE PAVIMENTOS URBANOS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO,
ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

Por:

HUGO PIMENTEL JORDÃO

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campina Grande/PB, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

Campina Grande – Paraíba

Outubro de 2009

HUGO PIMENTEL JORDÃO

Dissertação apresentada ao Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande – Campina Grande/PB, como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

Área de Concentração: Geotécnica

Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena
(Orientador)

Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho
(Co-orientador)

Campina Grande – Paraíba

Outubro de 2009



FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA BIBLIOTECA CENTRAL DA UFCC

J82c

2009 Jordão, Hugo Pimentel.

Contribuição ao projeto de pavimentos urbanos de baixo volume tráfego, através da utilização do cone de penetração dinâmica / Hugo Pimentel Jordão. — Campina Grande, 2009.

116f.: il.Color

Referências.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais.

Orientadores: Prof. Dr. Adriano Elisio de Figueirêdo Lopes Lucena Prof. Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho.

1. Dimensionamento de Pavimentos. 2. Cone de Penetração Estática. 3. Cone de Penetração Dinâmica. I. Título.

CDU 625 (0)

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor: Hugo Pimentel Jordão

Título: CONTRIBUIÇÃO AO PROJETO DE PAVIMENTOS URBANOS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO,
ATRAVÉS DA UTILIZAÇÃO DO CONE DE PENETRAÇÃO DINÂMICA

Dissertação Defendida e Aprovada em: 30/10/2009.

Pela Banca Examinadora

(Assinatura): Adriano Elísio de F. de Lucena

Prof. D.Sc. (Orientador) Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

(Assinatura): Milton Bezerra das Chagas Filho

Prof. D.Sc. (Co-orientador) Milton Bezerra das Chagas Filho
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

(Assinatura): Luciana de Figueirêdo Lopes Lucena

Prof. D.Sc. (Examinador Externo) Luciana de Figueirêdo Lopes Lucena
Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN

(Assinatura): Raimundo Leidimar Bezerra

Prof. D.Sc. (Examinador Interno) Raimundo Leidimar Bezerra
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, Manassés e Soraya, pelo apoio, incentivo e compreensão sempre presentes.

Aos meus irmãos, Luciana, Heitor e Guilherme pelo apoio e estímulo em todas as horas.

Aos meus avós, Liquinha , Mário e Lucrecia pelo apoio e torcida.

A minha namorada Elane, pelo carinho, incentivo, ajuda e compreensão, em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, por tudo.

Ao Professor Dr. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena, pela orientação, compreensão, dedicação e paciência, sem o qual este trabalho não seria possível.

Ao Professor Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues, pela orientação.

Ao Professor Dr. Milton Bezerra das Chagas Filho, pela co-orientação, indispensável neste trabalho.

Aos professores do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG pela base científica necessária para realização deste trabalho.

A ATECEL® – Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Júnior.

Aos funcionários da Área Geotécnica pela dedicação.

Aos meus avós, Mário, Lucrecia e Liquinha, tios e primos que sempre estiveram ao meu lado.

Aos amigos e colegas do curso de Pós-Graduação, em especial a Robson Barros pela ajuda e incentivo *nesta caminhada.*

Finalmente, agradeço a todos que direta ou indiretamente, contribuíram para realização deste trabalho.

RESUMO

Para o dimensionamento de pavimentos é de fundamental importância o conhecimento das características físicas e mecânicas do solo do subleito através de ensaios realizados tanto em laboratório quanto em campo. Os ensaios geotécnicos realizados no campo, tais como o CBR "in situ" e Ensaio de Placa e outros, cujos resultados são utilizados para o dimensionamento de pavimentos, representam de forma mais significativa as condições do solo, porém envolvem equipamentos pesados, de difícil locomoção, instalação e manutenção, o que os torna, em geral, mais onerosos e laboriosos para a obra. O Cone de Penetração Estática (CPE) e o Cone de Penetração Dinâmica (CPD) são equipamentos simples, portáteis, de baixo custo, de fácil execução e que se tornaram uma alternativa para o dimensionamento de pavimentos. Com tais equipamentos é possível determinar o perfil da resistência à penetração de camadas do solo compactado ou em seu estado natural a partir de correlações entre estes ensaios e o ensaio de CBR "in situ", por exemplo. Neste trabalho procurou-se determinar modelos matemáticos, que relacionam os resultados obtidos com o CPE e CPD com os obtidos com o ensaio de CBR "in situ" e adequar um método de dimensionamento de pavimentos urbanos de baixo volume de tráfego utilizando os resultados do índice de penetração obtidos com o ensaio do CPD. Os resultados indicam que o ensaio de CPD apresenta uma correlação significativa com o ensaio de CBR "in situ" para os solos do tipo A-2-4, podendo ser utilizado no dimensionamento de pavimentos de vias urbanas de baixo volume de tráfego.

Palavras-Chave: Dimensionamento de Pavimentos, Cone de Penetração Estática, Cone de Penetração Dinâmica.

ABSTRACT

For design of pavement is fundamental importance the knowledge of the physical features and soil mechanics of subgrade through tests in laboratory or field tests. The field geotechnical tests, like in situ CBR and plate experiment, whose results are used for the pavements design, represent more accurately the soil conditions, but involve heavy equipments, difficult to transport, install maintenance, making them in general, expensive and laborious to work. The Static Cone Penetrometer (SCP) and the Dynamic Cone Penetrometer (DCP) are simple equipments, portable, low cost and easy implementation that became an alternative to the pavement design. With such equipment it is possible to determine the penetration resistance profile of compacted soil layers or in its natural conditions from correlations between this tests and in situ CBR for example. In this study we tried to determine mathematical models that relate the results obtained with the SCP e DCP with those obtained with the in situ CBR test. The results indicate that the SCP and DCP may be used, with the aid of these models, in the urban roads design with low traffic volume and tailor a design method of pavement urban traffic using the results of penetration obtained with the test of CPD. The results indicate that the tests of DCP presents a significant correlation with the in situ CBR test for soil type A-2-4 can be used in the design of pavements for urban roads of low traffic volume.

Keywords: Pavements design, Static Cone Penetrometer, Dynamic Cone Penetrometer.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Estrutura do pavimento flexível.....	14
Figura 2.2 – Execução do pavimento flexível.....	14
Figura 2.3 – Estrutura do pavimento semi-rígido.....	15
Figura 2.4 – Execução do pavimento semi-rígido	15
Figura 2.5 – Estrutura do pavimento rígido.....	18
Figura 2.6 – Execução do pavimento rígido.....	16
Figura 2.7 – Curvas de dimensionamento: IG x Espessura do Pavimento	19
Figura 2.8 – Curvas para dimensionamento de rodovias, método do CBR	22
Figura 2.9 – Ábaco para dimensionamento	24
Figura 2.10 – Camadas do Pavimento.....	25
Figura 2.11 – Ábaco de dimensionamento	26
Figura 2.12 – Ábaco de dimensionamento de pavimentos destinado a vias de tráfego leve e tráfego muito leve – método da PMSP	26
Figura 2.13 – Aparelho desenvolvido por Barentsen	28
Figura 2.14 – Penetrômetro da Agulha de Proctor.....	29
Figura 2.15 – Penetrômetro Britânico.....	30
Figura 2.16 – Penetrômetro PANDA.....	31
Figura 2.17 - a) Partes Constituintes do Cone de Penetração Dinâmica e b) Equipamento do Cone de Penetração Dinâmica	34
Figura 2.18 – Gráfico do CPD.....	35
Figura 2.19 – Execução do ensaios de CBR “in situ”	38
Figura 2.20 – Esquema para ensaio de placa.....	39
Figura 3.1 – Rua Alta Leite.....	44
Figura 3.2 – Rua Fernando Barbosa de Melo.....	44
Figura 3.3 – Rua José Carlos Cirino.....	45
Figura 3.4 – Rua Eurípedes Gomes da Cruz.....	45
Figura 3.5 – Rua Almeida Barreto.....	46
Figura 3.6 – a) e b) Abertura de poço de inspeção	47
Figura 3.7 – Estufa e balança utilizadas na pesquisa.....	47

Figura 3.8 – a) Conjunto de peneiras b) Equipamento para realização dos ensaios de limite de liquidez e Plasticidade.....	48
Figura 3.9 – Balança para pesagem da areia deslocada.....	49
Figura 3.10 – a) Abertura do furo b) Escoamento da areia no furo.....	49
Figura 3.11 – Execução do ensaio com Frasco de Areia.....	50
Figura 3.12 – a) Pesagem do solo b) Execução do ensaio com o Speedy.....	50
Figura 3.13– Cone de Penetração Dinâmica utilizado na pesquisa.....	51
Figura 3.14 – Adaptação no equipamento de CPD.....	51
Figura 3.15 – execução do ensaio de CPD.....	52
Figura 3.16 – Detalhe do anel e manômetro do equipamento de CPE.....	53
Figura 3.17 – Equipamento CPE utilizado na pesquisa.....	53
Figura 3.18 – a) Execução do ensaio b) Leitura da penetração.....	54
Figura 3.19 – Zerando o equipamento de CPE.....	55
Figura 3.20 – a) Fixação do equipamento no caminhão b) Equipamento de CBR “in situ”.....	56
Figura 3.21 – Caminhão utilizado como reação.....	56
Figura 4.1 – Teor de umidade pelo método da estufa e teor de umidade pelo método do Speedy.....	61
Figura 4.2 – Índice de Penetração (considerando e desconsiderando o 1º golpe) e CBR “in situ”.....	65
Figura 4.3 – Gráfico de correlação CPD considerando o 1º golpe x CBR “in situ”.....	65
Figura 4.4 – Gráfico de correlação CPD desconsiderando o 1º golpe x CBR “in situ”.....	66
Figura 4.5 – Gráfico de correlação CPD considerando o 1º golpe x CBR “in situ”.....	66
Figura 4.6 – Gráfico de correlação CPD desconsiderando o 1º golpe x CBR “in situ”.....	67
Figura 4.7 - Índice de Penetração (considerando e desconsiderando o 1º golpe) e valores da Massa Específica Aparente Seca.....	69
Figura 4.8 – Gráfico de correlação DN considerando o 1º golpe x Massa Específica Aparente Seca.....	70
Figura 4.9 – Gráfico de correlação DN desconsiderando o 1º golpe x Massa Específica Aparente Seca.....	70
Figura 4.10 – DN Considerando o 1º golpe versus Massa Específica Aparente Seca.....	71
Figura 4.11 – DN Desconsiderando o 1º golpe versus Massa Específica Aparente Seca.....	71
Figura 4.12 – Índice de Penetração (considerando e desconsiderando o 1º golpe) e Resistência à Penetração do CPE.....	72
Figura 4.13 – Gráfico de correlação DN considerando o 1º golpe x CPE.....	73

Figura 4.14 – Gráfico de correlação CPD desconsiderando o 1º golpe x CPE.....	73
Figura 4.15 – Gráfico de correlação DN considerando o 1º golpe x CPE.....	74
Figura 4.16 – Gráfico de correlação CPD desconsiderando o 1º golpe x CPE.....	74
Figura 4.17 – Resistência a Penetração do CPE e valores da Massa Específica Aparente Seca.....	76
Figura 4.18 – Resistência a Penetração do CPE versus Massa Específica Aparente Seca.....	76
Figura 4.19 – Resistência a Penetração do CPE versus Massa Específica Aparente Seca (solos A-2-4).....	77
Figura 4.20 – Variação dos valores da Resistência a Penetração do CPE e dos valores do CBR “in situ”.....	78
Figura 4.21 – Gráfico de correlação entre os valores da Resistência à Penetração do CPE versus CBR “in situ” para todos os tipos de solos.....	78
Figura 4.22 – Gráfico de correlação entre os valores da Resistência a Penetração do CPE versus CBR “in situ” para os solos do tipo A-2-4.....	79
Figura 4.23 – Abaco de dimensionamento da espessura total da estrutura do pavimento em função do índice de penetração do CPD, e do tráfego (T), para o método proposto.....	84
Figura 4.24 – Projetos-tipo de pavimentos para o tráfego muito leve, método proposto	84
Figura 4.25 – Projetos-tipo de pavimentos para o tráfego leve, método proposto	85

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Elementos considerados nos métodos de dimensionamento.....	18
Quadro 2.2 – Correlação CPD X CBR – Autores Nacionais.....	41
Quadro 2.3 – Correlação CPD X CBR – Autores Internacionais.....	41
Quadro 4.1 – Nome das ruas e localização.....	58

LISTA DE FLUXOGRAMAS

Fluxograma 3.1 – Seqüência das atividades realizadas durante a fase experimental do trabalho.....	42
Fluxograma 3.2 – Ensaaios realizados.....	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Espessuras recomendadas - carga máxima de 10.000 lb (4.540 kg) (Fonte: SENÇO, 1997).....	20
Tabela 2.2 – Espessuras de bases de solo-cimento em função do material do subleito (Fonte: SENÇO, 1997).....	21
Tabela 2.3 - <i>Espessuras mínimas combinadas da base e revestimento em função da carga por roda e do CBR da base</i> (Fonte: BAPTISTA, 1980).....	22
Tabela 2.4 – Valores de IS derivados do Índice de Grupo.....	23
Tabela 4.1 – Resultado do ensaio de teor de umidade.....	59
Tabela 4.2 – Resultado do ensaio de granulometria por peneiramento.....	59
Tabela 4.3 – Resultado do ensaio de consistência.....	59
Tabela 4.4 – Resultado da classificação dos solos.....	59
Tabela 4.5 – Pluviometria do mês de julho de 2009 em Campina Grande.....	60
Tabela 4.6 – Resultados do ensaio de Massa Específica Aparente Seca pelo método do Frasco de Areia.....	61
Tabela 4.7 – Teores de umidade obtidos em campo pelo método do Speedy.....	61
Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios do ensaio de Cone de Penetração Dinâmica.....	62
Tabela 4.9 – Resultados das pressões médias obtidos no ensaio com CPE.....	62
Tabela 4.10 – Resultados do ensaio de CBR “in situ”.....	63
Tabela 4.11 – Resultados do CPD para os respectivos CBR “in situ”.....	64
Tabela 4.12 – Resultados das análises de regressão CPD X CBR “in situ”.....	67
Tabela 4.13 – Valores críticos para controle do coeficiente de correlação (R), para níveis de significância (1 – α) e N observações.....	68
Tabela 4.14 – Valores de CBR, obtidos a partir da equação de correlação para solos A-2-4, em função dos índices de penetração obtidos com o CPD.....	69
Tabela 4.15 – Resultados do DN para os respectivos valores do CPE.....	72
Tabela 4.16 - Resultados das análises de regressão CPD X CPE.....	75
Tabela 4.17 - Resultados das análises de regressão CPE X CBR “in situ”.....	79
Tabela 4.18 – Coeficiente de equivalência estrutural (k) para diversos materiais (Fonte: SILVA JÚNIOR, 2005).....	82
Tabela 4.19 – Espessuras totais do pavimento em função dos valores de CBR, obtidas com base no Ábaco do U.S. Corps of Engineers	83

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AB - 01	Rua Almeida Barreto - Poço de Inspeção N° 01
AB - 02	Rua Almeida Barreto - Poço de Inspeção N° 02
ABGE	Associação Brasileira de Geologia de Engenharia
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AESA	Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba
AL - 01	Rua Alta Leite - Poço de Inspeção N° 01
AL - 02	Rua Alta Leite - Poço de Inspeção N° 02
ASTM	American Society for Testing and materials
ATECEL®	Associação Técnico-Científica Ernesto Luiz de Oliveira Junior
CBR	California Bearing Ratio
CPD	Cone de Penetração Dinâmica
CPE	Cone de Penetração Estática
DN	Índice de Penetração
CPT	Cone Penetration Test
DNER	Departamento Nacional de Estrada de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
EGC -01	Rua Eurípides Gomes da Cruz - Poço de Inspeção N° 01
EGC - 02	Rua Eurípides Gomes da Cruz - Poço de Inspeção N° 02
FBM - 01	Rua Fernando Barbosa de Melo - Poço de Inspeção N° 01
FBM - 02	Rua Fernando Barbosa de Melo - Poço de Inspeção N° 02
HRB	Highway Research Board
IG	Índice de Grupo
ISC	Índice de Suporte Califórnia
IP	Índice de Plasticidade

JCC	Rua José Carlos Cirino - Poço de Inspeção – Único
k	Coeficiente de Recalque
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MPa	Mega Pascal (10^6 Pascal)
NBR	Norma Brasileira
PIs	Poços de Inspeção
PMSP	Prefeitura Municipal de São Paulo
R ²	Coeficiente de Correlação
SI	Sistema Internacional de Unidades
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TB	Terminologia Brasileira
TRRL	Transport and Road Research Laboratory
UNB	Universidade de Brasília
USACE	United States Army Corps of Engineers
USP	Universidade de São Paulo

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

1 – INTRODUÇÃO.....	10
1.1 – Objetivo Geral.....	11
1.2 – Objetivos Especificos.....	11
1.3 – Estrutura do Trabalho.....	11

CAPÍTULO 2

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
2.1 – Pavimentação.....	13
2.1.1 – Classificação dos Pavimentos.....	13
2.1.2 – Projeto de Pavimentação.....	16
2.1.3 – Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis.....	17
2.1.3.1 - Método do Índice de Grupo (IG).....	18
2.1.3.2- Método do HRB (Highway Research Board).....	20
2.1.3.3 - Método CBR (California Bearing Ratio).....	21
2.1.3.4 – Método do DNIT.....	23
2.1.3.5 – Método da Prefeitura Municipal de São Paulo – PMSP.....	25
2.2 – Determinação da Capacidade de Suporte dos Solos “in situ”.....	27
2.2.1 – Cone de Penetração Estática – CPE.....	27
2.2.1.1 – Descrição do Equipamento.....	27
2.2.2 – Penetrômetro da Agulha de Proctor.....	29
2.2.3 – Penetrômetro Britânico.....	30
2.2.3.1 – Procedimento do Ensaio.....	30
2.2.4 – Penetrômetro Panda.....	31
2.2.5 – Cone de Penetração Dinâmica – CPD.....	33
2.2.5.1 – Procedimento do Ensaio.....	34
2.2.5.2 – Vantagens e Limitações do CPD.....	35
2.2.6 – CBR “in situ”.....	36
2.2.6.1 – Procedimento do Ensaio.....	37
2.2.7 – Ensaio de Prova de Carga sobre Placa.....	38
2.3 – Correlações de Resultados do CPD com o CBR.....	39

CAPÍTULO 3

3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....	42
3.1 – Considerações Iniciais.....	43
3.2 – Procedimentos e Equipamentos.....	43
3.3 – Escolha dos Trechos de Ruas.....	43
3.4 – Métodos de Ensaios.....	46

3.4.1 – Ensaio em Laboratório.....	47
3.4.2 – Ensaio “in situ”.....	48
3.4.2.1 – Massa Específica Aparente Seca “in situ” - Método do Frasco de Areia.....	48
3.4.2.2 – Teor de Umidade pelo Método do Speedy.....	50
3.4.2.3 – Cone de Penetração Dinâmica – CPD.....	51
3.4.2.4 – Cone de Penetração Estática – CPE.....	53
3.4.2.5 – CBR “in situ”.....	55
3.5 – Análises Estatísticas dos Resultados Obtidos.....	57
CAPÍTULO 4	
4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	58
4.1 – Ensaio em Laboratório.....	58
4.1.1 – Teor de Umidade, Análise Granulométrica e Índices de Consistência.....	58
4.2 – Ensaio “in situ”.....	60
4.2.1 – Massa Específica Aparente Seca “in situ” - Método do Frasco de Areia.....	60
4.2.2 – Teor de Umidade pelo Método do Speedy.....	61
4.2.3 – Cone de Penetração Dinâmica.....	62
4.2.4 – Cone de Penetração Estática.....	62
4.2.5 – CBR “in situ”.....	63
4.3 – Análise Estatística dos Resultados Obtidos.....	63
4.3.1 – Análise dos Resultados: CPD versus CBR “in situ”.....	63
4.3.2 – Análise dos Resultados: CPD versus Massa Específica Aparente Seca.....	69
4.3.3 – Análise dos Resultados: CPD versus CPE.....	72
4.3.4 – Análise dos Resultados: CPE versus Massa Específica Aparente Seca.....	75
4.3.5 – Análise dos Resultados: CPE versus CBR “in situ”.....	77
4.4 – Método de Dimensionamento de Pavimentos Urbanos Proposto.....	80
4.4.1 – Etapas do Método.....	80
4.4.1.1 – Subleito.....	80
4.4.1.2 – Tráfego.....	81
4.4.1.3 – Camadas do Pavimento.....	81
4.4.1.4 – Dimensionamento da Espessura do Pavimento.....	82
CAPÍTULO 5	
5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	86
5.1 – Conclusões.....	86
5.2 – Sugestões.....	87
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88
APÊNDICE.....	93
ANEXO.....	106

CAPÍTULO 1

1 – INTRODUÇÃO

O aumento da frota de veículos e o crescimento das cidades trazem como consequência tanto o acréscimo da quantidade de vias abertas quanto a pavimentação das já existentes, objetivando um melhor fluxo dos veículos e um maior conforto dos usuários. Com isso, surge a necessidade de se buscar sempre uma melhoria dos métodos de dimensionamento de pavimentos, o que possibilita uma grande evolução no que diz respeito às técnicas de construção, manutenção, e equipamentos utilizados na pavimentação.

Os métodos de dimensionamento na sua maioria são baseados naqueles utilizados em países com características bem diferentes do Brasil, podendo resultar em um superdimensionamento do pavimento. A busca por novos métodos visa uma maior economia com a mesma ou maior segurança dos métodos tradicionais. Os projetos de vias urbanas de baixo volume de tráfego devem ser dimensionados para tal solicitação e não da mesma forma que rodovias ou vias com alto volume de tráfego, o que acarreta em espessuras maiores de pavimentos e, conseqüentemente, obras mais onerosas para o orçamento das prefeituras.

Estudos detalhados sobre as características físicas e o comportamento mecânico dos solos que compõem o subleito de uma determinada via são de fundamental importância para o dimensionamento do pavimento. Tais estudos quando realizados "in situ" tornam-se mais confiáveis, pois representam melhor as características do solo. Logo, a avaliação de pavimentos por meio de ensaios "in situ" apresenta vantagens em relação aos procedimentos tradicionais realizados em laboratório.

Um dos primeiros métodos de dimensionamento, produzido por O. J. Porter Diretor da Divisão de Materiais do California Highway Department, em 1939, foi fundamentado no ensaio de CBR (*California Bearing Ratio*) e até hoje se mantém a mesma linha de execução inicial. O CBR é utilizado como parâmetro nos métodos de dimensionamento de pavimentos rodoviários e urbanos do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – *Manual de Pavimentação*, Rio de Janeiro, 1996) e da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP, 1992), que são os métodos mais utilizados no país.

Os métodos que utilizam como parâmetros os ensaios de CBR "in situ" ME-47 (PMSP, 1999) e/ou ensaio de Prova de Carga sobre placa (ASTM D-1196, 2004) apesar de favorecerem uma análise mais próxima da realidade, se tornam mais onerosos e demorados devido ao elevado custo dos equipamentos e sua

execução. Uma alternativa de utilizar métodos mais simples e de baixo custo é a partir da utilização dos equipamentos de Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e Cone de Penetração Estática (CPE).

As prefeituras de pequeno porte necessitam de métodos de dimensionamento mais econômicos para pavimentação das suas ruas. Portanto, é de fundamental importância pesquisar modelos que sejam mais econômicos, pois o pavimento dimensionado possuirá uma menor espessura, e os custos referentes à utilização do equipamento e realização do ensaio serão minimizados.

1.1 – Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho é determinar modelos matemáticos, que relacionem os resultados obtidos com o CPE & CPD com os obtidos com o ensaio de CBR "in situ" no dimensionamento de pavimentos de vias urbanas de baixo volume de tráfego.

1.2 – Objetivos Específicos

Como objetivos específicos têm-se:

- verificar a viabilidade do Cone de Penetração Dinâmica (CPD) e do Cone de Penetração Estática (CPE) como equipamentos a serem utilizados no estudo da capacidade de suporte do subleito;
- comparar os resultados obtidos dos equipamentos utilizados e analisar a existência de uma possível correlação entre esses resultados;
- desenvolver um modelo matemático padrão, que relacione os resultados obtidos com o CPE & CPD com aqueles obtidos a partir do CBR "in situ".

1.3 – Estrutura do Trabalho

Este trabalho encontra-se dividido em cinco capítulos, estruturado da seguinte forma:

Capítulo 1 (Introdução) – insere o tema da dissertação dentro de um contexto de novas metodologias no dimensionamento de pavimentos, expondo as justificativas e os objetivos a serem alcançados na pesquisa.

Capítulo 2 (Revisão Bibliográfica) – aborda assuntos relacionados à pavimentação, sua definição, classificação e métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, bem como, os equipamentos para análise da capacidade de suporte do subleito e correlações existentes entre eles.

Capítulo 3 (Materiais e Métodos) – relata aspectos considerados importantes sobre os métodos da pesquisa, expondo os materiais e métodos empregados nos ensaios tanto em campo quanto em laboratório.

Capítulo 4 (Apresentação e Análises dos Resultados) – apresenta os resultados dos ensaios e as análises dos dados obtidos.

Capítulo 5 (Conclusões e Sugestões) – expõe as conclusões obtidas durante a fase experimental da pesquisa e sugestões para que futuras pesquisas possam ser desenvolvidas sobre o tema em pauta.

Referências Bibliográficas – apresenta todas as referências que foram citadas ao longo deste trabalho.

Ao final estão incluídos os Anexos, onde constam normas, planilhas, gráficos e tabelas resultantes dos ensaios realizados.

CAPÍTULO 2

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Pavimentação

Com o aumento da frequência das viagens, na medida em que o transporte mais e mais se tornava necessário para a própria sobrevivência dos povos, outro grave problema tinha que ser resolvido ou, pelo menos, ter seus efeitos atenuados: os caminhos e estradas precisavam ser transitáveis em qualquer época do ano (SENÇO, 1997).

Com a evolução dos meios de transportes as estradas se tornaram cada vez mais indispensáveis. Atualmente, o objetivo de muitas pesquisas é o de encontrar métodos de se projetar pavimentos que propiciem um menor custo na sua construção tendo a mesma ou maior durabilidade.

Segundo o DNIT (DNIT, 2006), pavimento de uma rodovia é a superestrutura constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentes sobre um semi-espaço considerado teoricamente como infinito – a infra-estrutura ou terreno de fundação, a qual é designada de subleito.

Segundo a NBR 7207 (ABNT, 1982) o pavimento é uma estrutura construída após terraplenagem e destinada, econômica e simultaneamente, em seu conjunto, a:

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

2.1.1 – Classificação dos Pavimentos

Segundo o DNIT (DNIT, 2006) os pavimentos são classificados em flexíveis, semi-rígidos e rígidos:

- pavimento flexível: aquele em que todas as camadas sofrem deformação elástica significativa sob o carregamento aplicado e, portanto, a carga se distribui em parcelas aproximadamente equivalentes entre as

camadas. Exemplo típico: pavimento constituído por uma base de brita ou por uma base de solo pedregulhoso, revestida por uma camada asfáltica.

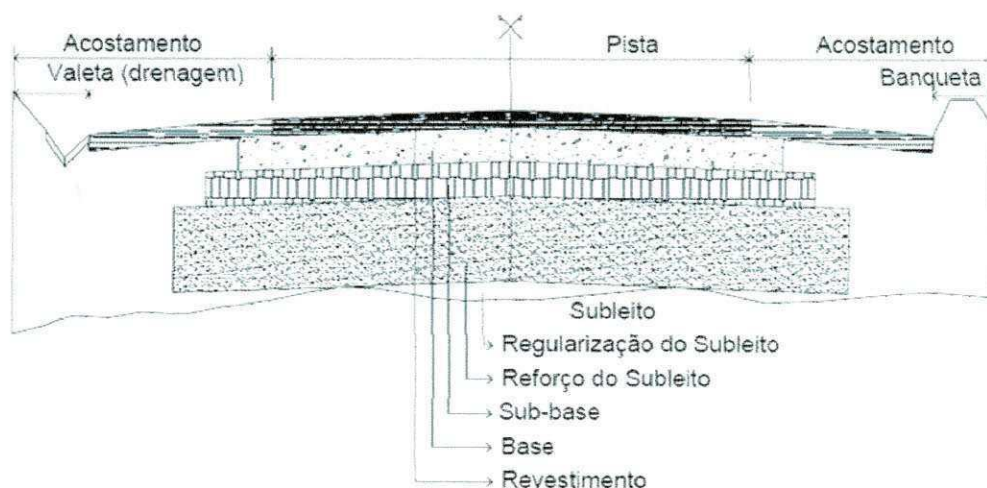


Figura 2.1 – Estrutura do pavimento flexível (Fonte: SILVA JÚNIOR, 2005).

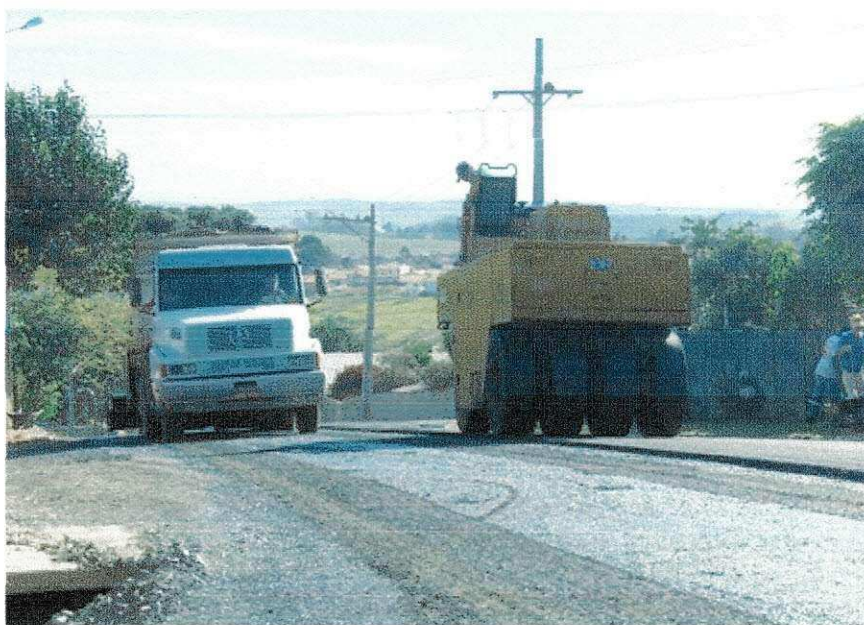


Figura 2.2 – Execução do pavimento flexível.

- pavimento semi-rígido: caracteriza-se por uma base cimentada por algum aglutinante com propriedades cimentícias como, por exemplo, por uma camada de solo cimento revestida por uma camada asfáltica.

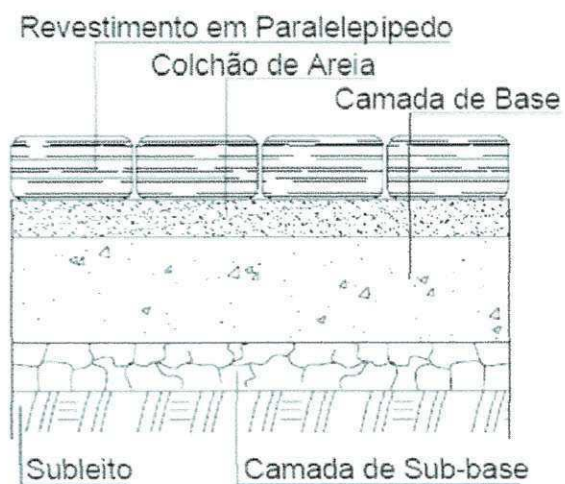


Figura 2.3 – Estrutura do pavimento semi-rígido (Fonte: SILVA JÚNIOR, 2005).



Figura 2.4 – Execução do pavimento semi-rígido.

- pavimento rígido: aquele em que o revestimento tem uma elevada rigidez em relação às camadas inferiores e, portanto, absorve praticamente todas as tensões provenientes do carregamento aplicado. Exemplo típico: pavimento constituído por lajes de concreto de cimento Portland.



Figura 2.5 – Estrutura do pavimento rígido (Fonte: SILVA JÚNIOR, 2005).

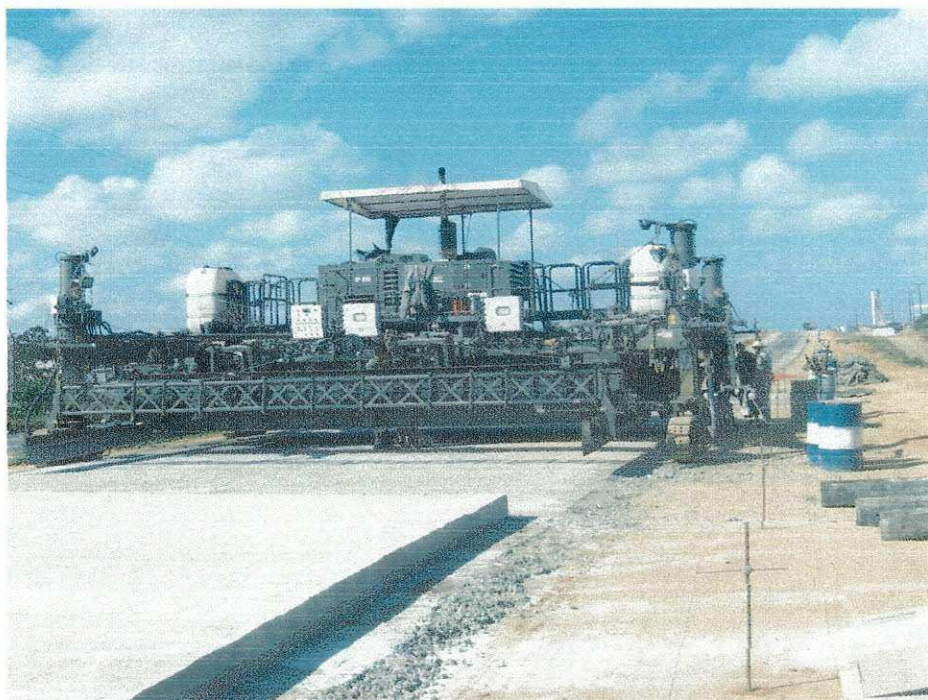


Figura 2.6 – Execução do pavimento rígido (visita BR 101, 2008).

2.1.2 – Projeto de Pavimentação

Para se elaborar um projeto de pavimentação é necessário que sejam realizados estudos geotécnicos do local. Tais estudos compreendem estudos do subleito e de ocorrência de materiais para pavimentação.

O objetivo de se estudar o subleito das estradas é o de reconhecimento dos solos para caracterização das suas diversas camadas para efeito do projeto de pavimentação.

Estudar a ocorrência de materiais para pavimentação visa o reconhecimento e a caracterização dos materiais que servirão como matéria prima na execução das camadas que constituem o pavimento.

Segundo o DNIT (DNIT, 2006), na execução dos estudos geotécnicos para o projeto de pavimentação são necessários os seguintes ensaios para caracterização do solo:

1. Granulometria por peneiramento com lavagem do material na peneira nº 10 e nº200;
2. Limite de Liquidez;
3. Limite de Plasticidade;
4. Limite de Contração em casos especiais de materiais do subleito;
5. Compactação;
6. Massa específica aparente "in situ";
7. CBR; e
8. Expansibilidade em caso de solos específicos.

2.1.3 – Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis

Segundo Senço (1997), o dimensionamento de um pavimento consiste na determinação das camadas de reforço do subleito, sub-base e revestimento, de forma que essas camadas sejam suficientes para resistir, transmitir e distribuir as pressões resultantes da passagem dos veículos ao subleito, sem que o conjunto sofra ruptura, deformações apreciáveis ou desgaste superficial excessivo.

Os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis podem ser divididos em teóricos e empíricos.

Os métodos teóricos empregam a teoria da elasticidade. São mais gerais que os métodos empíricos, mas exigem que os modelos constitutivos (relação 'tensão versus deformação') dos materiais sejam conhecidos. Permitem a previsão do comportamento dos pavimentos, através do cálculo de tensões, deformações e deslocamentos. Equações são usadas para relacionar as solicitações impostas pelo tráfego com as deformações, trincas ou rupturas resultantes.

Os métodos empíricos baseiam-se em correlações entre parâmetros que representam características físicas e mecânicas dos materiais que irão compor a estrutura do pavimento, bem como da fundação ou subleito. Estas correlações são estabelecidas com o auxílio de observações de comportamento em campo e em laboratório. O Quadro 2.1 ilustra os parâmetros considerados em alguns métodos de dimensionamento.

Quadro 2.1 – Parâmetros considerados nos métodos de dimensionamento.

Método	Resistência do subleito	Tráfego	Materiais das camadas
Índice de Grupo	IG	Veículos comerciais por dia. Leve, médio e pesado.	Sub-base com IG = 0
CBR	CBR	Carga de roda	Sub-base com CBR ≥ 20
Hveem	Resistência à deformação plástica (R)	Nº de repetições de carga por roda (EWL)	Coesão (C)
DNER	CBR	Nº equivalente de operações do eixo padrão (N)	Equivalência estrutural (K)
PMSP*	CBR	Veículos comerciais por dia, por direção. Muito leve, leve, médio e pesado e muito pesado.	Equivalência estrutural (K)

*Prefeitura Municipal de São Paulo

Fonte: SILVA JÚNIOR, 2005

A seguir serão descritos alguns métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

2.1.3.1 - Método do Índice de Grupo (IG)

Segundo Baptista (1980), o Índice de Grupo é o método concebido por Mr. D. J. Steele, Engenheiro do Bureau of Public Road que se baseia no Índice de Grupo (IG), que por sua vez depende apenas dos resultados do ensaio de granulometria, índice de plasticidade (IP), limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP).

A Equação (2.1) fornece o índice de grupo:

$$IG = 0,2.a + 0,005.a.c + 0,01.b.d \quad (2.1)$$

Onde,

a = (% que passa na # 200) - 35% → a varia de 0 a 40;

b = (% que passa na # 200) - 15% → b varia de 0 a 40;

c = LL - 40% → c varia de 0 a 20;

d = IP - 10% → d varia de 0 a 20;

A Figura 2.7 ilustra o ábaco da para o dimensionamento de estruturas de um pavimento flexível pelo método do Índice de Grupo.

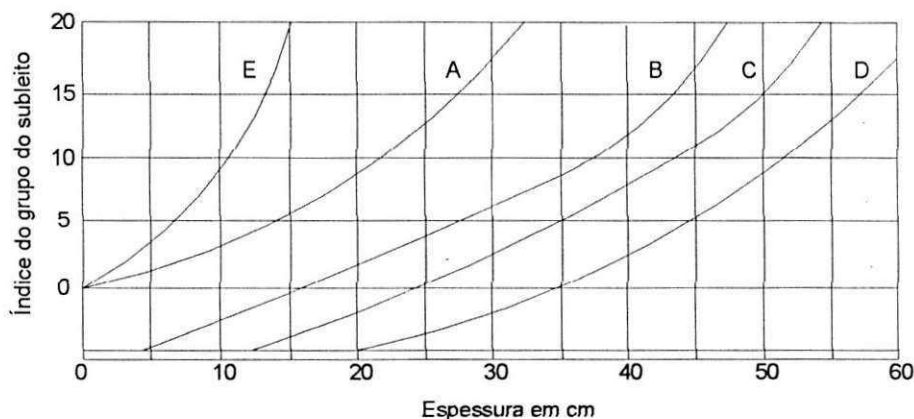


Figura 2.7 – Curvas de dimensionamento: IG x Espessura do Pavimento (Fonte: SENÇO, 1997).

Segundo Senço (1997) as curvas de dimensionamento são baseadas nas seguintes considerações relativas à compactação e drenagem:

- a compactação do subleito não deve ser menor que 95% da massa específica aparente máxima do solo seco determinada pelo ensaio AASHTO normal – Standard – e a compactação da sub-base e da base não deve ser menor que 100%;
- a superfície do subleito deve estar suficientemente acima do nível d'água, a fim de permitir perfeita compactação do subleito, antes de ser assentada a base ou sub-base e, onde necessário, deve ser executada a drenagem dos solos ou ser construído um aterro de altura suficiente para que o lençol d'água fique no mínimo 1,50 metros abaixo da interface entre o pavimento e o subleito.

As curvas de dimensionamento apresentadas na Figura 2.7 correspondem a:

Curva A: Espessura necessária de sub-base (e_3);

Curva B: Espessura total do revestimento, base e sub-base. Tráfego leve ($e_1 + e_2 + e_3$);

Curva C: Espessura total do revestimento, base e sub-base. Tráfego médio ($e_1 + e_2 + e_3$);

Curva D: Espessura total do revestimento, base e sub-base. Tráfego pesado ($e_1 + e_2 + e_3$);

Curva E: Espessura adicional de base que pode substituir a sub-base dada pela curva A.

O material da sub-base deve ter $IG = 0$.

Para o cálculo das espessuras das camadas do pavimento procede-se da seguinte maneira:

1 – entra-se com o valor de IG, na curva A do ábaco da Figura 2.7 e obtém-se a espessura necessária de sub-base (e_3);

2 - entra-se com o valor de IG, numa das curvas B, C ou D, conforme o tráfego previsto seja leve, médio ou pesado, respectivamente, e obtém-se: $e = e_1 + e_2 + e_3$;

3 - calcula-se: $e_1 + e_2 = e - e_3$;

4 - adota-se e_1 e calcula-se: $e_2 = (e_1 + e_2) - e_1$; e

5 - por meio técnico e econômico se recomenda a eliminação da sub-base substituindo-a por uma base complementar, obtém-se e'_2 na curva E e substitui-se $e_2 + e_3$ por $e_2 + e'_2$ (SENÇO, 1997).

2.1.3.2- Método do HRB (Highway Research Board)

É um método que tem por base os resultados dos ensaios de caracterização de solos, ou seja, os ensaios para determinação do Limite de Liquidez, do Limite de Plasticidade e de Granulometria (SENÇO, 1997).

As modificações propostas pelo *Highway Research Board* para a classificação dos solos, apresentada pela *Public Roads Administration* (P.R.A.) consiste em classificar os solos em dois grupos: solos granulares e solos finos.

Solos Granulares:

- Grupos A-1, A-2 e A-3 e subgrupos A-1-a, A-1-b, A-2-a e A-2-b.

Os solos do A-1 e A-1-a podem ser empregados como sub-base e os A-1-b podem ser empregados como base.

Solos Finos:

- Grupos A-4, A-5, A-6 e A-7 e subgrupos A-7-5 e A-7-6.

Na Tabela 2.1 encontram-se as espessuras recomendadas de acordo com o *Highway Research Board* para os grupos de solos citados acima.

Tabela 2.1 – Espessuras recomendadas - carga máxima de 10.000 lb (4.540 kg) (Fonte: SENÇO, 1997)

Grupo de		A-1-b	A-1-a		A-2-a	A-2-b	A-4	A-5		
Solo da Camada		Não Plástico	Plástico	A-3	Não Plástico	Plástico	A-4-7	A-5-7	A-6	A-7
Espessura (cm)	Revestimento	5	5	5	5	5	5	5	5	5
	Base	0	13	13	13	20	20	20	20	20
	Sub-base	0	0 - 30	0	0	0 - 30	5 - 40	10 - 40	0 - 34	0 - 35

Os valores da espessura da sub-base são definidos em função do nível do lençol freático:

- Para subleitos constituídos por solos A-1-b e A-2-a, em que o nível do lençol freático esteja abaixo de 2,00 m de profundidade, não é necessário sub-base; no caso do nível estar acima terão para espessura da sub-base o valor máximo indicado na Tabela 2.1;
- Os solos A-2-a e A-3 devem ser misturados na espessura de 30 cm com argila ou betume para torná-los mais estáveis;
- Em subleitos com solos A-4, A-4-7, A-5 e A-5-7 com nível do lençol freático a mais de 1,00 m de profundidade, emprega-se a espessura mínima indicada na Tabela 2.1; para lençol freático a menos de 1,00 m utiliza-se a espessura máxima;
- Os subleitos de solos A-6 e A-7, em que o nível do lençol freático esteja a mais de 2,00 m de profundidade, não necessitam de sub-base. Quando o nível estiver a menos de 2,00 m utiliza-se sub-base como valor máximo indicado na Tabela 2.1;

Para o caso em que se tenham bases de solo-cimento, tem-se a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Espessuras de bases de solo-cimento em função do material do subleito (Fonte: SENÇO, 1997).

Grupo de Solo	Espessura da Base (cm)
A-1-b, não Plástico	0
A-1-a, A-2-a, A-2-b e A-3	13
A-4, A-4-7, A-5, A-5-7, A-6 e A-7	15

2.1.3.3 - Método CBR (California Bearing Ratio)

Segundo Senço (1997), o método CBR baseia-se essencialmente no ensaio de penetração idealizado pelo engenheiro O. J. Porter, Diretor da Divisão de Materiais do California Highway Department, em 1939.

Inicialmente, Porter imaginou o CBR para avaliar o comportamento, sob a ação do tráfego, de materiais granulares empregados na construção das camadas do pavimento. Desses estudos e observações, Porter relacionou o CBR do subleito e a intensidade de tráfego com as espessuras mínimas necessárias do pavimento.

Sabendo que é de 18.000 libras por eixo simples a carga legal máxima permitida no Estado da Califórnia, a classificação do tráfego, feita por Porter, em pesado e leve demonstra que, já naquela época, havia a preocupação com o volume de tráfego, primeiro passo para o conceito atual considerar o número de repetições de carga durante todo o período de projeto (SENÇO, 1997).

Determina-se a espessura do pavimento utilizando o gráfico empregado pelo Virginia Highway Department (Figura 2.8), devendo observar que: quando o gráfico indicar espessuras menores que a mínima especificada na Tabela 2.3, deve-se usar a mínima.

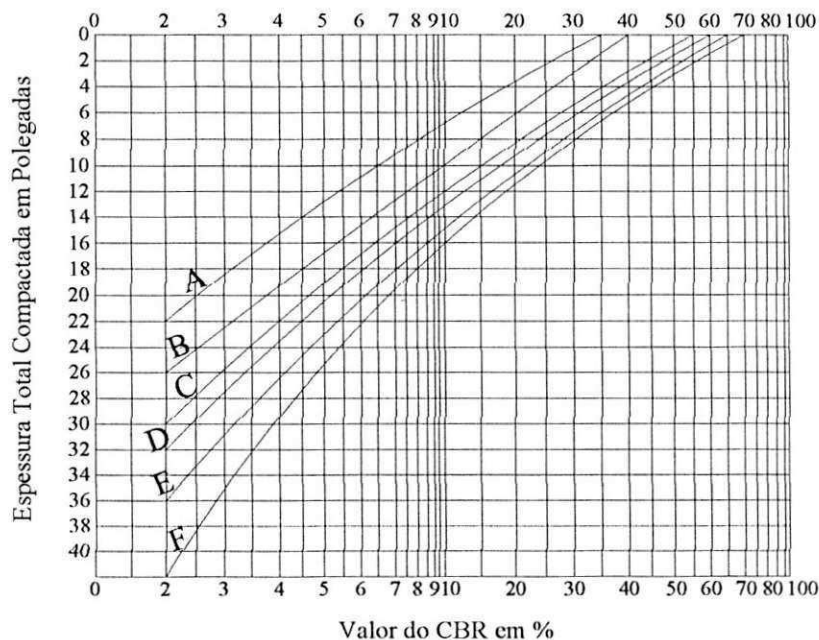


Figura 2.8 – Curvas para dimensionamento de rodovias, método do CBR (JORDÃO, 2004).

O CBR é determinado para 0,1" de penetração.

Para cada carga por roda, tem-se uma curva, designada por uma letra, como segue:

A = 6.000 lb por roda	D = 15.000 lb por roda
B = 9.000 lb por roda	E = 20.000 lb por roda
C = 12.000 lb por roda	F = 25.000 lb por roda

Tabela 2.3 - Espessuras mínimas combinadas da base e revestimento em função da carga por roda e do CBR da base (Fonte: BAPTISTA, 1980).

CBR mínimo e espessura mínima combinada de base e revestimento imediatamente sobre a sub-base		
Carga por roda	CBR mínimo do material de base em %	Espessura mínima combinada de base e revestimento
9.000 lb para baixo	45	6"
12.000 lb	55	7"
15.000 lb	60	8"
20.000 lb	65	9"
25.000 lb	70	9"

2.1.3.4 – Método do DNER

É o método de dimensionamento de pavimentos flexíveis adaptado do método do CBR original da USACE (United States Army Corps of Engineers) pelo engenheiro Murilo Lopes de Souza no início da década de 1960. Algumas modificações foram feitas desde então, incorporando alguns resultados da AASHO Road Test e experiências do próprio autor.

O dimensionamento do pavimento tem por base a determinação dos seguintes fatores:

- capacidade de suporte do subleito (CBR) e índice de grupo IG;
- número equivalente de operações do eixo padrão (N); e
- espessura total do pavimento durante o período de projeto.

O índice de Suporte é dado pela Equação (2.2):

$$IS = (IS_{IG} + IS_{CBR})/2 \quad (2.2)$$

Sendo:

$$IS_{CBR} = CBR;$$

IS_{IG} é fornecido de acordo com a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Valores de IS derivados do Índice de Grupo.

Índice de Grupo (IG)	Índice de Suporte (IS)
0	20
1	18
2	15
3	13
4	12
5	10
6	9
7	8
8	7
9 a 10	6
11 a 12	5
13 a 14	4
15 a 17	3
18 a 20	2

O número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 ton no período de projeto é dado pela Equação (2.3):

$$N = 365 \cdot I_{\text{m}}^* \cdot P \cdot (FC) \cdot (FE) \cdot (FR) \quad (2.3)$$

Onde,

I_{m}^* = volume diário médio de tráfego no sentido solicitado no ano médio do período de projeto;

P = período do projeto em anos;

FC = fator de carga;

FE = fator de eixo; e

FR = fator climático regional.

As espessuras das camadas do pavimento são obtidas no ábaco da Figura 2.9 em função de N e do IS do material sobre o qual a camada irá ser assentada.

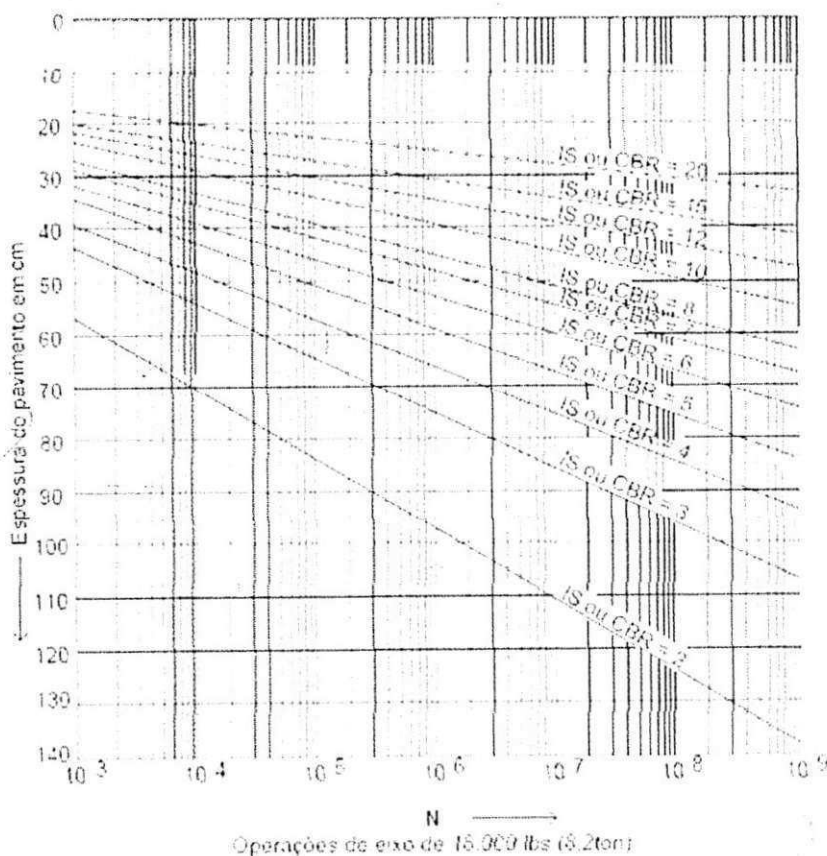


Figura 2.9 – Ábaco para dimensionamento (SENÇO, 1997).

A Figura 2.10 apresenta a estrutura do pavimento com suas camadas de revestimento, base, sub-base, subleito e reforço do subleito.

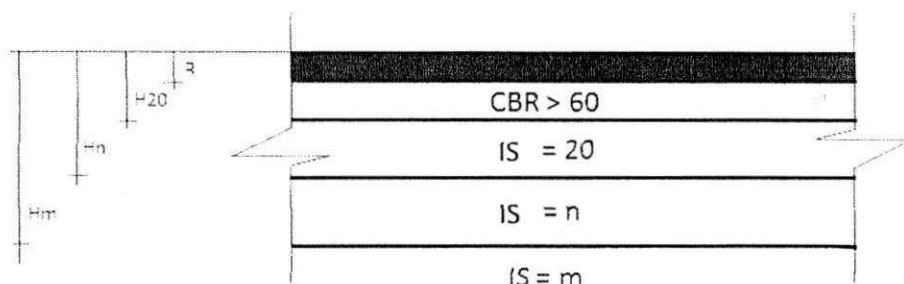


Figura 2.10 – Camadas do Pavimento (SENÇO, 1997).

Onde:

H_m = espessura total;

H_n = espessura da sub-base mais base mais revestimento;

H_{20} = espessura da base mais revestimento; e

R = espessura do revestimento

Segundo Rodrigues (1998), o método do DNER de 1981 pode ser considerado a favor da segurança, quando se trata de indicar uma espessura total de pavimento requerida para proteger o subleito contra acúmulo excessivo de deformação plástica em condições específicas de umidade de campo.

2.1.3.5 – Método da Prefeitura Municipal de São Paulo - PMSP

Trata-se de um tipo de dimensionamento de pavimento baseado no método do DNER, sendo o tráfego considerado de forma semelhante ao método do Índice de Grupo (faixa de volume de tráfego representada pelo tráfego diário médio de veículos comerciais) (GUEDES, 2008).

Segundo Senço (1997), originalmente foram consideradas quatro faixas de variação de tráfego. Posteriormente foi introduzida uma quinta faixa de variação, chamada de Tráfego Muito Leve, correspondente a até três veículos comerciais por dia, para atender ao plano de pavimentação de baixo custo, para vias de baixa solicitação onde os veículos comerciais são apenas de serviços públicos ou similares.

O método tem por base os seguintes fatores:

- Subleito – é necessária a execução do ensaio de CBR;
- Tráfego – classifica-se o tráfego como muito leve, leve, médio, pesado e muito pesado de acordo com a Figura 2.11; e
- Camadas do pavimento – consideradas de acordo com o coeficiente de equivalência estrutural nos mesmos moldes do método do DNIT.

Na Figura 2.11 encontra-se ilustrado o ábaco para dimensionamento de pavimentos pelo método da PMSP.

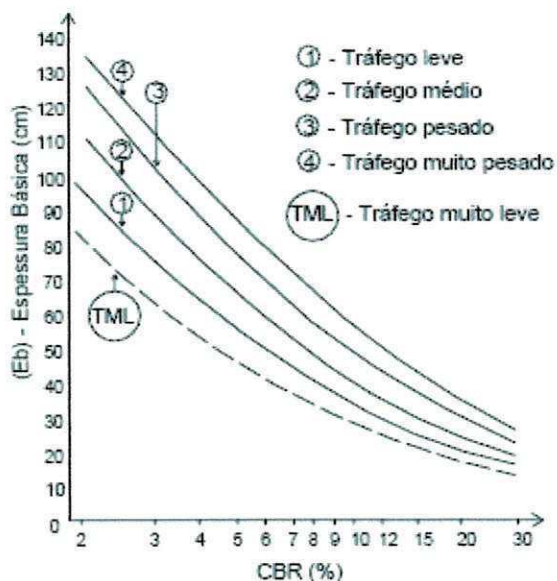


Figura 2.11 – Ábaco de dimensionamento (SENÇO, 1997).

Em 1991, a PMSP apresentou alterações no método de dimensionamento visando maior economia nas estruturas destinadas às vias de tráfego leve e tráfego muito leve. A determinação da espessura básica é feita considerando o CBR do subleito e o tráfego – leve ou muito leve – utilizando o ábaco ilustrado na Figura 2.12 (GUEDES, 2008).

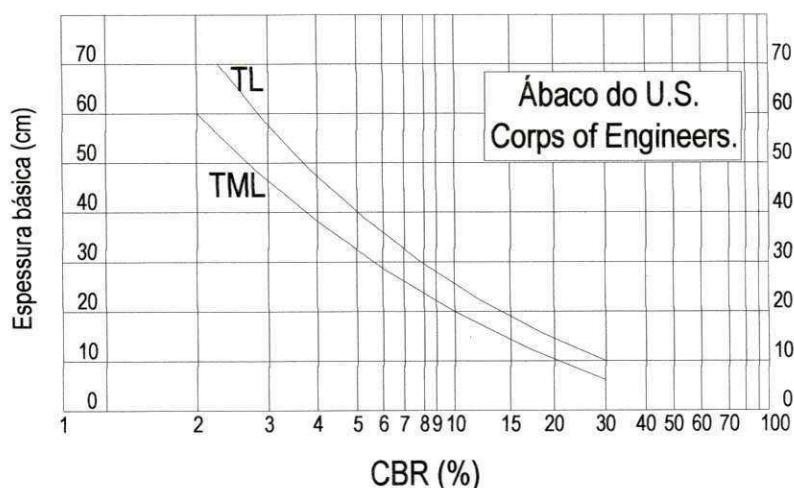


Figura 2.12 – Ábaco de dimensionamento de pavimentos destinado a vias de tráfego leve e tráfego muito leve – método da PMSP (SENÇO, 1997).

Como observado acima a grande maioria dos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis é baseado na determinação da capacidade de suporte dos solos do subleito através do ensaio de CBR. Tal ensaio

quando realizado "in situ" torna-se mais confiável, apresentando vantagens em relação a procedimentos realizados em laboratório, pois trabalha com o solo na sua condição natural.

2.2 – Determinação da capacidade de suporte dos solos "in situ"

A seguir serão apresentados alguns métodos de determinação da capacidade de suporte dos solos "in situ".

2.2.1 – Cone de Penetração Estática – CPE

2.2.1.1 – Descrição do Equipamento

O Cone de Penetração Estática é um equipamento versátil com a finalidade estimar as propriedades do solo e determinar o tipo de material encontrado no local.

Desenvolvido na Holanda e muito utilizado nas Américas, este ensaio (ASTM-D 3441) é também conhecido por *DEEP-SOUNDING* ou *DEEPSOUNDING* ou ainda *CONE PENETRATION TEST (CPT)*. É utilizado para complementar informações já obtidas em outras investigações já realizadas, principalmente para projetos de fundações profundas. Os dados obtidos no ensaio, quando usados em correlações, fornecem boas indicações das propriedades do solo como: ângulo de atrito interno e compactidade de areias, coesão e consistência das argilas, compressibilidade e resistência ao cisalhamento (TSUTSUMI, 1994).

Segundo Röhms (1984, apud Guedes, 2008) engenheiros e arquitetos valiam-se da introdução de varas de madeiras ou hastes metálicas no solo já no início do século XIX com o objetivo de comparar locais construídos com outros a serem explorados, baseados na resistência oferecida pelo terreno à introdução da sonda. A evolução deste processo rudimentar deu origem aos Cones de Penetração. Segundo Sanglerat (1972), estes evoluíram da necessidade de se adquirir dados em subsolos que não eram obtidos por quaisquer outros meios.

Segundo Sanglerat (1972, apud Guedes, 2008) o Cone de Penetração Estática (CPE) consiste de uma haste metálica munida de uma ponta cônica que pode ser introduzida no terreno por meio de um processo estático. Com o CPE a energia necessária para efetuar a penetração do conjunto haste-ponta é obtida por meio de sistemas tais como: macacos hidráulicos, coroa-pinhão, correntes e outros. Existe também o Cone de Penetração do tipo Híbrido (estático-dinâmico), este último oferece as vantagens dos outros dois (obtenção da estratigrafia do solo pelo tipo estático, e de dados de resistência do solo, com camadas granulares muito compactas, pelo tipo dinâmico), eliminando algumas desvantagens dos demais.

De acordo com Aoki (1973, apud Tsuha, 2003) os primeiros ensaios realizados com cones de penetração datam do período 1932/1937, quando Barentsen, na Holanda, inventou o sistema: tubo de revestimento – haste – cone, patenteado em 1938, sob N° 43095, com a denominação de Penetrômetro Manual (Figura 2.13). Lunne *et al* (1977, apud Souza, 2007) comenta que foi usado um tubo de gás de 19 mm de diâmetro interno e, no interior deste, uma haste de aço de 15 mm que se movia livremente para cima e para baixo. A ponta do cone era fixada na haste de aço. A área da base do cone era de 10 cm² e a ponta tinha ângulo de 60°. A penetração era feita manualmente até 12 m de profundidade, e a resistência à penetração era lida através de manômetro e corrigida pela subtração do peso da haste interna (GUEDES, 2008).

Sanglerat (1972, apud Guedes, 2008), afirma que as características dos vários tipos de Cones de Penetração Estática devem permitir avaliar corretamente os diagramas de penetração, pois os resultados obtidos podem variar de acordo com o tipo de aparelho utilizado, visto que os métodos de operação variam de um para o outro, e isso tem reflexo nas leituras efetuadas.

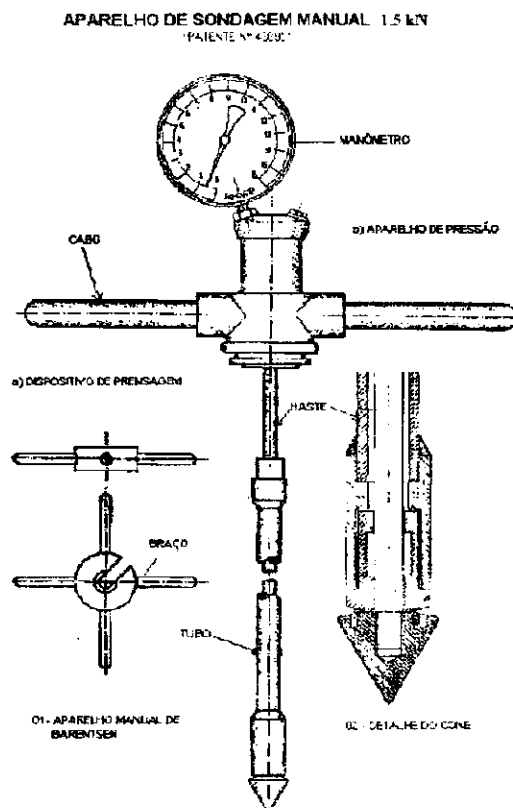


Figura 2.13 – Aparelho desenvolvido por Barentsen (AOKI, 1973)

De acordo com Marangon (2005), o ensaio de CPT permite medidas quase contínuas da resistência de ponta e lateral devido à cravação de um penetrômetro no solo, as quais por relações permitem identificar o tipo de solo, destacando a uniformidade e continuidade das camadas. Permite, também, determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento e a capacidade de carga dos materiais investigados.

O CPE é um equipamento de custo relativamente baixo, rápido de ser executado, sendo portanto, indicado para a prospecção de grandes áreas. Apresenta como desvantagens a não obtenção de amostras para inspeção visual, a não penetração em camadas muito densas e com a presença de pedregulhos e matacões, as quais podem tornar os resultados extremamente variáveis e causar problemas operacionais como deflexão das hastes e estragos na ponteira (MARAGON, 2005).

O ensaio de penetração estática é normatizado pela NBR-12069 (ABNT, 1991).

2.2.2 – Penetrômetro da Agulha de Proctor

A resistência a penetração dos solos também pode ser obtida por meio do penetrômetro da agulha de Proctor. O equipamento é constituído de uma haste provida de mola, no interior de um cilindro graduado, constituindo um verdadeiro dinamômetro, em cuja parte superior há uma braçadeira. Aplicando-se à agulha, de dimensões padronizadas, uma força com as mãos no sentido de enterrá-la no solo, o esforço necessário para cravá-la é medido pelo dinamômetro. A resistência à penetração é calculada por meio da força e da área da agulha (HEAD, 1989 apud BERTI, 2005).

A agulha de Proctor foi utilizada antigamente para controle de compactação, relata Vargas (1981, apud Guedes, 2008):

“O terreno deveria ser compactado até que a resistência, indicada pela agulha de Proctor, mostrasse um certo valor correspondente àquele que se determinasse em laboratório sobre corpos-de-prova compactados na umidade ótima e densidade máxima. Havia, entretanto, o inconveniente do aterro apresentar altas resistências sem estar saturado. Tais resistências poderiam desaparecer com a saturação do aterro. Além disso, as pontas das agulhas são muito pequenas e mediriam resistência em áreas muito restritas. Estas medidas poderia então ser muito influenciadas por torrões duros ou pedras próximas da superfície do aterro. Assim o controle de compactação a partir da medida das suas resistências tem caído em desuso”



Figura 2.14 – Penetrômetro da Agulha de Proctor

2.2.3 – Penetrômetro Britânico

O Penetrômetro Britânico foi desenvolvido pelo antigo Departamento Experimental de Engenharia Militar, em Christchurch, Hampshire, devido à necessidade de se avaliar a resistência do solo por um método rápido.

De acordo com Croney & Croney (1998, apud Guedes, 2008), o Penetrômetro de Cone Manual ou Britânico é uma ferramenta precisa para a avaliação de uniformidade do subleito em ambas as direções, horizontal e vertical. Em sua constituição, duas escalas, correspondentes a diferentes tamanhos de cone, indicam a resistência do solo em termos de um "índice de cone" ou o equivalente CBR "in situ". Possuindo ainda uma haste estendida, o instrumento pode ser utilizado satisfatoriamente para se examinar a variação do valor de CBR em relação à profundidade.

2.2.3.1 – Procedimento do Ensaio

O cone é cravado a uma velocidade constante no solo e a leitura observada para as diferentes profundidades marcadas na haste. Para um melhor entendimento, o Penetrômetro Britânico é apresentado na Figura 2.15. Há de se ressaltar que, embora a leitura se correlacione de forma eqüitativa com o CBR "in situ" em solos finos, o mesmo não ocorre com solos de granulometria grossa (BERTI, 2005).

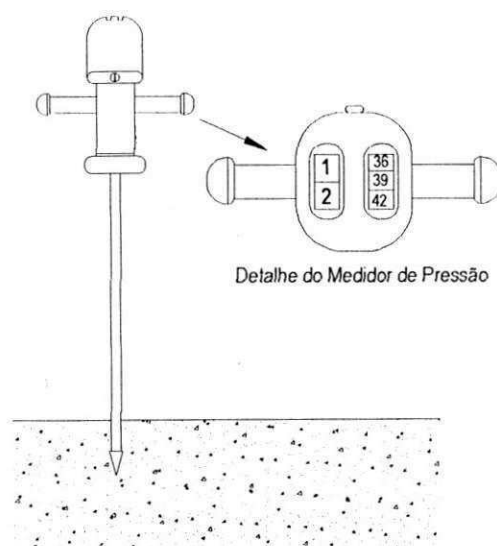


Figura 2.15 – Penetrômetro Britânico

2.2.4 – Penetrômetro Panda

O PANDA (Pénétre-mètre Autonome Numérique Dynamique Assisté par Ordinateur) é considerado atualmente o penetrômetro mais moderno. É um aparelho de uso rápido, barato e que apresenta todo um potencial de penetração suficiente para realização do ensaio desejado (GUEDES, 2008).

Segundo Guedes (2008) a idéia principal do ensaio (Norma Francesa - XP P 94-1005) com esse penetrômetro é a inserção de barras de aço no solo por meio manual, com ajuda de um martelo padrão. Para cada golpe dado, existe um sensor que mede a velocidade do martelo no momento do impacto, o qual permite determinar a energia proporcionada ao resto do dispositivo. Um sensor mede o valor da penetração da ponta (medida através de uma correia que possui uma extremidade fixada no sensor de velocidade de impacto, e a outra extremidade conectada a uma caixa enroladora) e outro registra as informações e calcula instantaneamente a resistência de ponta q_d , armazenando para cada golpe do martelo o par: penetração – resistência correspondente. Esses dados são transmitidos a um microcomputador (uma espécie de central de aquisição ou armazenamento dos dados) e, posteriormente, são processados com ajuda do software PANDAWin.

O equipamento do PANDA é por:

- martelo standard de 2 kg;
- hastes de penetração de comprimento igual a 50 cm e diâmetro igual a 14 mm;
- peça guia, para as hastes;
- ponta cônica (2, 4 ou 10 cm²);
- correia (para medir a profundidade de penetração da ponta);
- sensor de penetração;
- sensor para medir a velocidade de impacto; e
- central de aquisição ou armazenamento dos dados.

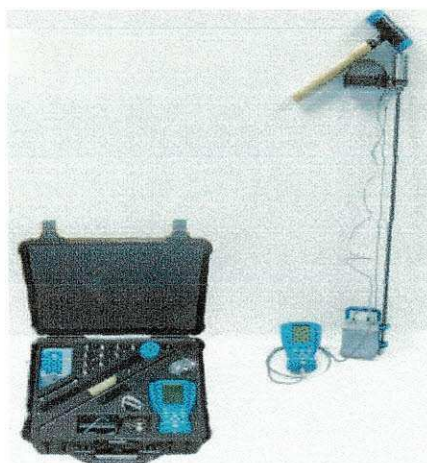


Figura 2.16 –Penetrômetro PANDA

As pontas cônicas de 4 e 10 cm², por possuírem um diâmetro maior que os das hastes, reduzem consideravelmente o atrito lateral nas barras. Essas pontas são usadas principalmente em reconhecimento de solos. Já as pontas de 2 cm² servem para ensaios de compactação.

A resistência dinâmica de ponta é calculada através da Equação 2.4 designada como dos Fórmula dos Holandeses:

$$q_d = \frac{1}{A} \times \frac{E}{e} \quad (2.4)$$

Sendo:

q_d = resistência dinâmica de ponta (MPa);

A = área da seção da ponta utilizada (cm²); e

e = penetração.

Para um penetrômetro dinâmico de energia constante (queda de uma massa), o término de energia se refere a uma energia geralmente potencial. Para o PANDA, como a energia é variável, utiliza-se a energia cinética. A expressão da Fórmula dos Holandeses adaptada para o PANDA (Equação 2.5) é a seguinte:

$$q_d = \frac{1}{A} \times \frac{\frac{1}{2} Mv^2}{c} \times \frac{M}{M + p} \quad (2.5)$$

Onde:

M = massa aplicada ao martelo (massa de golpe);

P = massa do conjunto de barras e do dispositivo que recebe os golpes (piston); e

v = velocidade do martelo.

O penetrômetro PANDA pode ser utilizado nas seguintes situações:

- Investigação de solos:
 - investigações preliminares (na construção de estradas, tubulações, ...);
 - estudos dos solos (na construção de edifícios, casas, suporte, ...); e
 - investigações em lugares remotos e acessos restritos.
- b) Controle de compactação dos solos:
 - análise de homogeneidade no controle de compactação;

- monitoramento das espessuras das camadas constituinte de um pavimento; e
- controle de compactação de todos os tipos de aterro (trabalhos de terra em geral).

2.2.5 – Cone De Penetração Dinâmica – CPD

O Cone de Penetração Dinâmica (CPD) ou "Dynamic Cone Penetrometer" (DCP) é um equipamento que fornece a taxa de penetração realizado em solos indeformados ou materiais compactados. Tal ensaio surgiu com o objetivo de se produzir um equipamento simples e versátil para estudos sobre as propriedades mecânicas "in situ" de solos do subleito.

Inicialmente desenvolvido na Austrália em 1956, foi no Sul da África que o CPD foi intensamente utilizado como um método "in situ" de avaliação da capacidade de suporte de solos. Desde então, tem sido utilizado extensivamente na África do Sul, no Reino Unido, nos Estados Unidos, na Austrália e em muitos outros países (AMINI, 2003).

Segundo Alves (2002), este ensaio apresenta a grande vantagem de investigar o subleito de forma econômica, pois não requer grandes escavações ou perfurações, e em consequência não interfere no tráfego dos veículos. Pode ser caracterizado como um ensaio semi não-destrutivo.

De acordo com Trichês & Cardoso (1999, apud Guedes, 2008), o CPD foi inicialmente empregado para análise de subleitos por Scala em 1962 na Austrália. Depois de várias pesquisas, foram desenvolvidos o equipamento e o método de ensaio.

Desde 1973 vem sendo utilizado para medições rápidas de resistência "in situ" de camadas de pavimento na África do Sul e, então, desde 1982 Kleyn *et al.* (1982) vêm realizando estudos para estabelecer um método de dimensionamento de pavimentos sujeitos a um baixo volume de tráfego, com base nas informações obtidas com o CPD (BERTI, 2005).

O equipamento de CPD (Figura 2.17) é constituído de uma haste de aço de 20 mm de diâmetro, contendo em sua extremidade uma ponta cônica de aço temperado com 30° de inclinação, o que o torna com o diâmetro ligeiramente maior que o da haste para assegurar que a resistência à penetração seja exercida apenas pelo cone, de um martelo correção de 8 kg de massa, guiado pela haste, que cai de uma altura de 575 mm e de uma régua graduada que permanece apoiada à superfície e paralela à haste de sustentação do equipamento e que mede a penetração do cone, em termos de profundidade

Para o uso na engenharia, a massa do martelo do CPD foi alterada diversas vezes, assim como a ponta do cone sofreu modificações do seu projeto base. Atualmente existem dois tipos de pontas cônicas, com 30° ou

60°. A maioria dos equipamentos de penetração dinâmica tem um peso deslizante ("martelo") de 8 kg (aproximadamente 78 N).

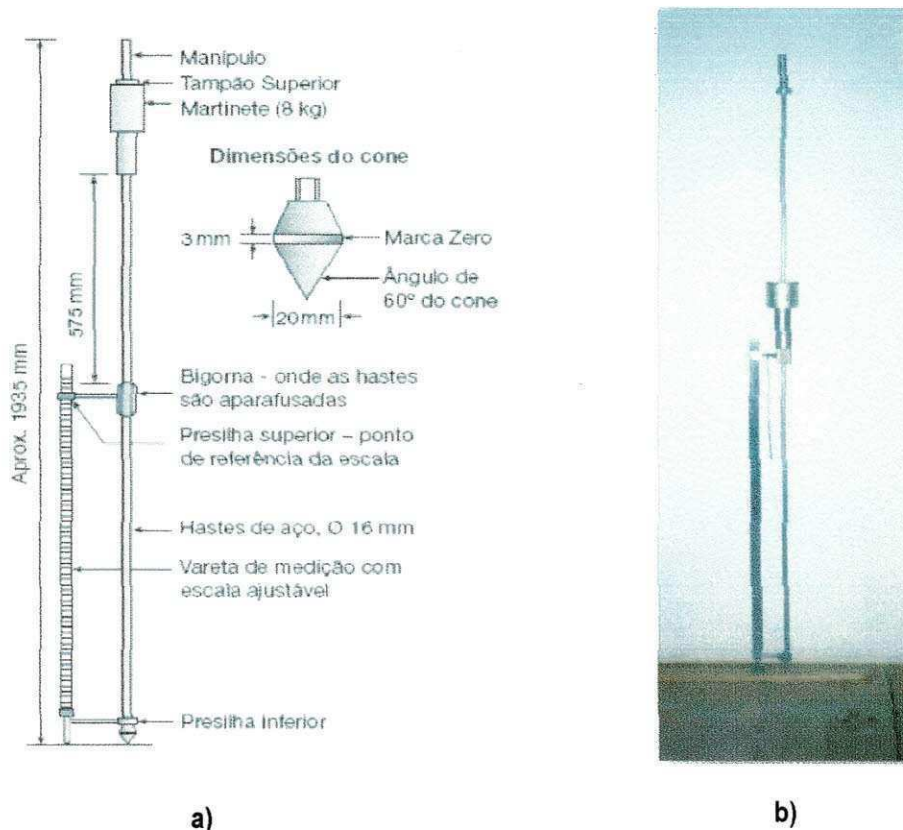


Figura 2.17 - a) Partes Constituintes do Cone de Penetração Dinâmica e b) Equipamento do Cone de Penetração Dinâmica

2.2.5.1 – Procedimento do Ensaio

O ensaio de CPD baseia-se na norma internacional ASTM D 6951(2003) e é realizado com o auxílio de duas pessoas. O comprimento em milímetros que a lança penetra no solo, em função de um determinado número de golpes, é medido em uma régua. Os resultados são anotados em uma planilha padrão onde se indica a profundidade versus o número de golpes aplicados. O CPD foi projetado para penetrar até uma profundidade média de 800 mm ou, quando uma extensão da haste é fixada, pode atingir uma profundidade de 1.200 mm. Kleyn *et al.* (1982) relatam que os materiais localizados em profundidades superiores a este valor são pouco interferidos pela ação das cargas do tráfego.

De acordo com Herrick e Jones (2001, apud Guedes, 2008) as medidas do cone de penetração podem ser expressas como o número de golpes por milímetro de penetração ou como a resistência média do solo por profundidade do solo penetrado. Esta aproximação não supõe uniformidade do solo. Isto gera uma resistência média através da profundidade penetrada pelo cone. Estes números médios são mais informativos para os solos, os quais são relativamente uniformes dentro do avanço na profundidade penetrada a cada golpe.

Segundo Trichês & Cardoso (1999), a primeira leitura de penetração do CPD é sempre desconsiderada, pois, no primeiro golpe, a superfície de contato entre o cone e o solo não é a mesma dos golpes posteriores, em face das distribuições de pressões induzidas pelo ensaio. Conforme Vertamatti & Oliveira (1998), no cálculo da razão de penetração não se deve levar em consideração o deslocamento do cone correspondente ao primeiro golpe.

Lançam-se num gráfico os valores das leituras obtidas de penetração versus o número de golpes. Geralmente o número de golpes é lançado em gráfico no eixo das abscissas, enquanto a penetração, no eixo das ordenadas (Figura 2.18). A curva CPD obtida representa o número de golpes para se alcançar uma dada profundidade.

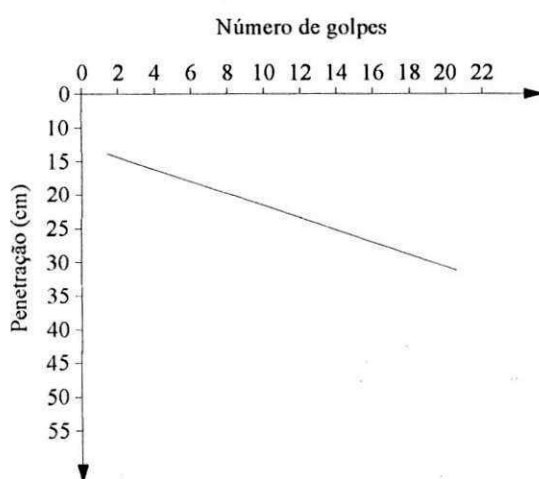


Figura 2.18 – Gráfico do CPD

A resistência do solo "in situ" é representada pelo índice de penetração expresso através da Equação 2.6:

$$\text{CPD} = \frac{\text{Profundida de}}{\text{N}^{\circ}\text{de Golpes}} \quad (2.6)$$

Dependendo do tipo de material que constitui a camada do pavimento ou as suas condições de umidade e densidade, a inclinação da curva muda: quando verticalizada indica materiais com menor capacidade de suporte e, por sua vez, quanto mais próxima da horizontal, maior será a sua resistência. De acordo com Trichês & Cardoso (1998), a diferença das cotas entre as duas mudanças de inclinação representa a espessura da camada atravessada.

2.2.5.2 – Vantagens e Limitações do CPD

As principais vantagens da utilização do CPD são as seguintes:

- fácil manuseio e transporte;

- não necessita grande movimentação de terra, permitindo um ensaio praticamente não-destrutivo;
- simples execução, podendo ser realizado por apenas dois operadores;
- tanto o ensaio quanto a sua análise, podem ser conduzidos por pessoal com treinamento relativamente simples; e
- economia em relação ao custo, comparado a outros equipamentos para realização de ensaios "in situ".

Segundo Silva Júnior (2005) o equipamento de CPD apresenta as seguintes limitações:

- a elevada variação dos resultados no caso de grandes extensões com materiais granulares;
- o uso do CPD para materiais com diâmetro nominal, das partículas de agregados, superior a duas (02) polegadas é questionável; e
- algumas das relações existentes de resistência são somente aplicáveis a determinados tipos de materiais e circunstâncias, e não a todos os casos;

2.2.6 – CBR "in situ"

O ensaio de CBR "in situ" fornece a resistência dos solos, em campo, quando sujeitos a uma determinada carga. Segundo Souza (2007) o método de ensaio foi desenvolvido pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos.

O equipamento do ensaio de CBR "in situ" é composto por um pistão de penetração com 4,96 cm de diâmetro, anel dinamométrico com capacidade para 4.000 kg sensível a 2,5 kg devidamente calibrado, macaco com capacidade de 4 toneladas, capaz de proporcionar acréscimos contínuos de carga, viga de referência com 1 (um) metro de comprimento, relógio comparador com dispositivo para sua fixação no pistão de penetração, discos anelares de aço para sobrecarga, divididos diametralmente em duas partes, com 2,268 kg de peso total, com diâmetro externo de 14,92 cm e diâmetro interno de 5,39 cm e um veículo pesado ou sistema de ancoragem que propicie uma reação igual ou superior a 5 toneladas.

Segundo Yoder (1959, apud Berti, 2005) o ensaio é realizado de maneira similar ao de laboratório, em que um pistão de 19,63 cm² é forçado a uma pressão de mesma intensidade do pavimento e compara-se à carga no pistão com a profundidade da penetração. Conforme Pattrol (2009), para um ensaio "in situ", a carga de reação existente é proveniente do peso de um caminhão carregado. O equipamento é composto de um macaco mecânico, adaptado à parte traseira do laboratório móvel, um anel dinamométrico, o pistão e as conexões entre uma parte e outra.

2.2.6.1 – Procedimento do Ensaio

O método de ensaio ME-47/99 – Determinação do Índice de Suporte do Subleito "in situ", adotado pela Secretaria de Vias Públicas da Prefeitura do Município de São Paulo, determina o índice de suporte "in situ" das diversas camadas do pavimento no seu estado natural. Conforme a norma, o conjunto (pistão, anel e macaco) é disposto sobre a superfície nivelada, de modo que fique verticalmente abaixo do ponto de reação do sistema de carga do veículo carregado. Coloca-se a viga de referência apoiada por suas extremidades em dois suportes igualmente afastados do local de ensaio, de forma que o deflectômetro fixado no pistão se apóie sobre a superfície da viga. Colocam-se os discos de sobrecarga normalmente utilizados em ensaios CBR laboratoriais sobre a superfície em torno do pistão. Inicia-se a aplicação das cargas com a velocidade de 1,27 mm/min, efetuando-se as leituras, cálculo das pressões e representação gráfica conforme o realizado no ensaio laboratorial.

A execução do ensaio é feita da seguinte forma:

- coloca-se o veículo carregado ou o sistema de ancoragem no local escolhido para o ensaio;
- nivela-se cuidadosamente a superfície do ensaio. Dispõe-se o conjunto pistão-anel-macaco sobre a superfície preparada de forma que fique verticalmente abaixo do ponto de reação do sistema de carga escolhido;
- coloca-se a viga de referência apoiada por suas extremidades em dois suportes igualmente afastados do local do ensaio e de forma que o deflectômetro fixado no pistão se apóie sobre a superfície da viga;
- colocam-se os discos de sobrecarga normalmente utilizados nos ensaios de penetração para CBR sobre a superfície de prova em torno pistão; e
- zera-se o micrômetro e o relógio comparador e inicia-se a aplicação das cargas com velocidade de 1,27 mm por minuto, efetuando as leituras de acordo com o mesmo critério adotado para os ensaios de penetração do CBR.



Figura 2.19 – Execução do ensaio de CBR “in situ”

2.2.7 – Ensaio de Prova de Carga sobre Placa

O ensaio de Prova de Carga sobre Placa tem por objetivo determinar o módulo de reação das diversas camadas de solo do pavimento, através da aplicação de uma tensão sobre a placa, de onde surge uma deformação.

Tal ensaio ME – 055(DNIT, 2004) é usualmente utilizado para determinação da espessura no dimensionamento de um pavimento rígido requerido por uma dada carga de roda, pela aplicação de equações desenvolvidas para este propósito por H. M. Westergaard. As equações de Westergaard relacionam a capacidade máxima de tensão de fadiga no concreto para a trilha de roda e algumas características de sua estrutura, que é o raio de rigidez relativo. O valor deste último termo depende da capacidade de suporte do subleito como indicativo do módulo de reação do subleito (módulo do subleito – símbolo “K”). O módulo do subleito deve ser definido em termos gerais como o declive do diagrama carga-recalque construído com os dados extraídos dos Ensaio de Placa (BERTI, 2005).

No ensaio é aplicada uma carga sobre a placa, que esta em contato com o solo, através de um macaco hidráulico com um manômetro. As leituras são registradas por deflectômetros e inseridas em gráficos de recalque versus pressão nominal de contato da placa.

O módulo de reação do subleito K, objetivo do ensaio de placa, é definido como a pressão necessária para se obter uma dada deformação em solos empregados no dimensionamento de pavimentos de concreto de cimento Portland.

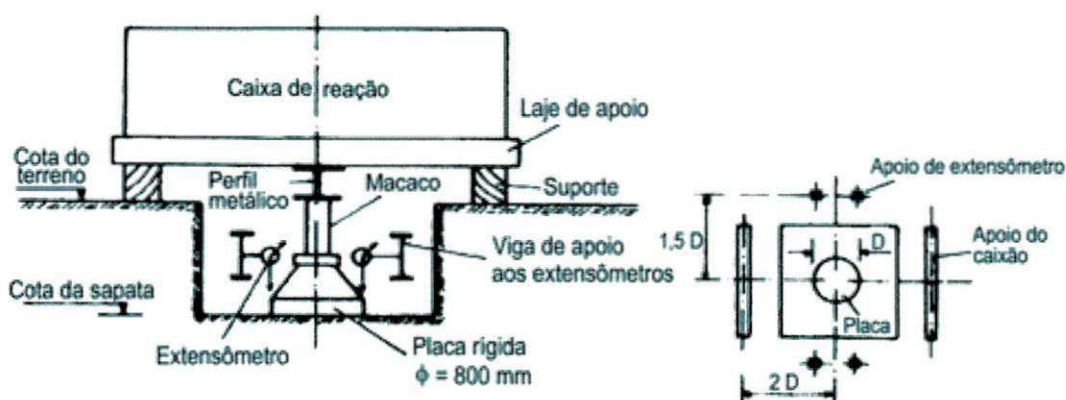


Figura 2.20 – Esquema para ensaio de carga sobre placa

2.3 – Correlações de Resultados do CPD com o CBR

O desenvolvimento do CPD surgiu da necessidade de avaliar, de forma simples e rápida, as condições do subleito de um determinado pavimento. O uso deste equipamento tem ganhado cada vez mais adeptos nos últimos anos em escala nacional e internacional e, conseqüentemente, a necessidade de se dispor de análises e resultados que gerem correlações mais confiáveis torna-se cada vez maior (AMARAL, 2005).

Segundo Yoder (1959, apud Guedes, 2008) A correlação de resultados de ensaios é desejável para se estimarem os valores entre ensaios de um mesmo material. Valores provenientes de ensaios são uma função do método de realização do ensaio, do teor de umidade e da densidade. Ao estimar valores de resistência de um solo, sem considerar esses fatores, é comum gerar suposições errôneas.

De acordo com Amaral (2005) desde a criação do equipamento até os dias atuais, vários trabalhos têm sido realizados em diversas partes do globo, objetivando a descoberta de correlações empíricas entre o valor de CBR e a resistência à penetração do DCP, tais como: Kleyne (1975 apud AMINI), Harison (1987), Livneh (1987), Livneh et al. (1992), Webster et al. (1992), Webster et al. (1994), Oliveira (1998), Trichês & Cardoso (1998), Lima (2000) e Karunaprema & Edirisinghe (2002).

Os autores desses estudos, em geral, justificam as determinações dessas correlações a partir dos seguintes argumentos: a avaliação estrutural do subleito ou de camadas de pavimentos existentes através da determinação do CBR "in situ", é trabalhosa e demorada dificultando a realização desse processo na maioria das situações em que o tráfego de veículos está liberado (SILVA JÚNIOR, 2005).

Berti (2005) afirma que as correlações variam de acordo com as condições de ensaio (em que se prioriza que os dois lados sejam ensaiados com o solo no mesmo teor de umidade e massa específica aparente seca, além da mesma energia de compactação), assim como o ângulo da ponta cônica do equipamento CPD (que em algumas correlações são de 30° e outras de 60°), e também os locais de realização do ensaio (laboratório, campo ou mistos).

Segundo Trichês & Cardoso (1999, apud Guedes, 2008), o ensaio de CBR em laboratório pode gerar uma dispersão de até 40% de variação em seus resultados. Vertamati e Oliveira (1997) concluíram que os resultados com o ensaio do CPD apresentam menor grau de dispersão dos seus resultados, comparados aos valores obtidos no ensaio de CBR.

As correlações entre CPD e CBR são obtidas por meio de análises de regressão dos resultados. De acordo com Karunaprema & Edirisinghe (2002), estes modelos mostram que existe uma relação inversa entre o CPD e o CBR para o ensaio de solos. Os dados podem ser analisados por meio de modelos lineares, logarítmicos, exponenciais ou bi-logarítmicos (Log x Log). O modelo matemático que melhor descreve a relação CBR X CPD é o do tipo Log X Log, com o CBR sendo a variável dependente e o CPD como variável independente (Equação 2.7).

$$\text{Log(CBR)} = a + b \cdot \text{Log (CPD)} \quad (2.7)$$

Onde:

CBR = Índice de Suporte Califórnia (%; em porcentagem);

CPD = Índice de penetração do CPD (mm/golpe); e

a e b = constantes que podem variar conforme o autor da pesquisa.

Nos Quadros 2.2 e 2.3 estão relacionadas algumas equações correlações entre CPD e CBR de autores tanto nacionais quanto internacionais.

Quadro 2.2 – Correlação CPD X CBR – Autores Nacionais

Correlações CPD X CBR		
Autor	Região do Solo Estudado	Equação de Correlação
Rohm & Noqueira (1990)	Solos Arenosos Finos Lateríticos do interior de São Paulo	$\text{Log}(\text{Mini-CBR}) = 2,034 - 1,115.\text{Log}(\text{PDL})$
Vertamatti & Oliveira (1997)	Guaratinguetá/SP & Vale do Paraíba/SP	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,490 - 1,057.\text{Log}(\text{CPD})$
Nogami & Villibor (1998)	Solo de Comportamento Laterítico	$\text{Log}(\text{Mini-CBR}) = 2,486 - 1,179.\text{Log}(\text{CPD})$
Trichês & Cardoso (1999)	Duplicação da BR-101/SC	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,710 - 1,250.\text{Log}(\text{CPD})$ $\text{Log}(\text{CBR}) = 2,181 - 1,030.\text{Log}(\text{CPD})$
Lima (2000)	Maringá/PR, Taubaté/SP, Palmas/To & São Carlos/SP Estado do Paraná	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,809 - 1,288.\text{Log}(\text{CPD})$ $\text{Log}(\text{CBR}) = 2,647 - 1,300.\text{Log}(\text{CPD})$
Berti (2005)	Campo da UNICAMP	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,010 - 1,010.\text{Log}(\text{CPD})$ $\text{Log}(\text{CBR}) = 2,550 - 1,260.\text{Log}(\text{CPD})$
Silva Junior (2005)	Aeroporto de Parnaíba/PI - BR	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,717 - 1,247.\text{Log}(\text{CPD})$

*PDL = Penetrômetro Dinâmico Leve

Quadro 2.3 – Correlação CPD X CBR – Autores Internacionais

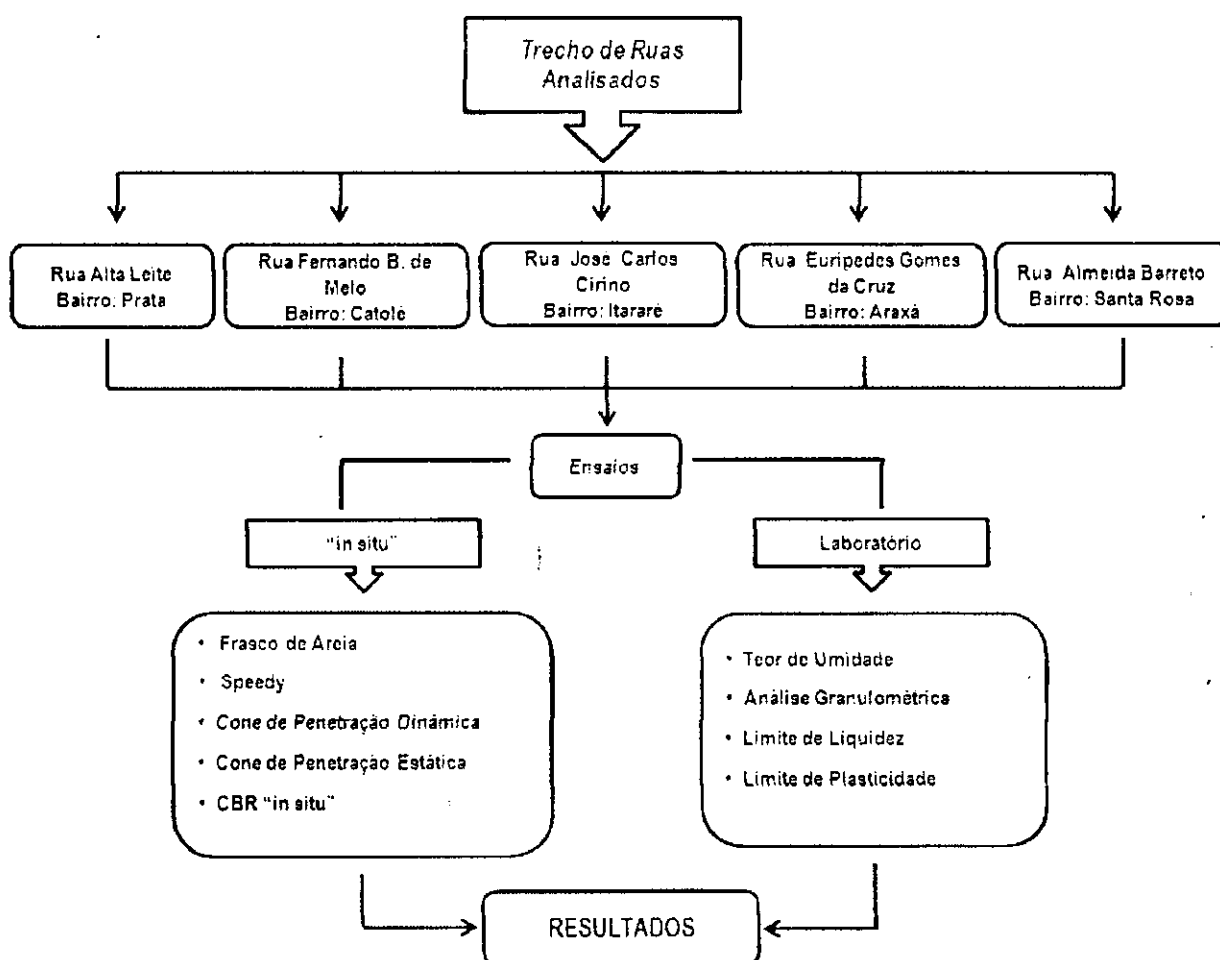
Correlações CPD X CBR		
Autor	Região do Solo Estudado	Equação de Correlação
Kleyn (1982)	Rodovias da África do Sul	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,600 - 1,260.\text{Log}(\text{CPD})$
Kleyn & Van Heerden (1983)	Rodovias da África do Sul	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,632 - 1,280.\text{Log}(\text{CPD})$
Harison (1987)	Indonésia	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,810 - 1,320.\text{Log}(\text{CPD})$
Livneh (1987)	Israel	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,560 - 1,160.\text{Log}(\text{CPD})$
TRRL (1986)	Inglaterra	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,480 - 1,057.\text{Log}(\text{CPD})$
Livneh et. al (1992)	Materiais Coesivos e Granulares	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,450 - 1,120.\text{Log}(\text{CPD})$
Livneh & Ishai (1992)	Amostras Indeformadas Saturadas de Argila & Silte	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,200 - 0,710.\text{Log}(\text{CPD})$
Webster et. al (1992)	Vários Tipos de Solo	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,460 - 1,120.\text{Log}(\text{CPD})$
Hasim & Mustafa	Rodovias do Oeste da Malásia	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,430 - 0,990.\text{Log}(\text{CPD})$
Angelone	Amostras de Solos Arenosos Finos da Região da Argentina	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,563 - 1,050.\text{Log}(\text{CPD})$
Ponce	Chile	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,890 - 1,460.\text{Log}(\text{CPD})$
Smith & Pratt	Austrália	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,550 - 1,150.\text{Log}(\text{CPD})$
Karunaprema & Edirisinghe (2002)	Sri Lanka em Rodovias Rurais no Central Provincial Council e no Peradenya Engineering Faculty	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,182 - 0,872.\text{Log}(\text{CPD})$ $\text{Log}(\text{CBR}) = 1,145 - 0,336.\text{Log}(\text{CPD})$ $\text{Log}(\text{CBR}) = 1,671 - 0,577.\text{Log}(\text{CPD})$
Torres (2004)	Solos Tropicais e Solos Brandos de Savana - Colombia	$\text{Log}(\text{CBR}) = 2,754 - 1,400.\text{Log}(\text{CPD})$ $\text{Log}(\text{CBR}) = 2,378 - 1,240.\text{Log}(\text{CPD})$

De forma geral foi visto que grande parte dos métodos de dimensionamento de pavimentos se baseia no ensaio de CBR, que se trata de um ensaio bastante laborioso e oneroso. Por outro lado equipamentos como o Cone de Penetração Dinâmica e o Cone de Penetração Estática são bem mais baratos que o equipamento de CBR e a sua execução é bem mais simples sendo necessário apenas dois operadores para operação dos equipamentos e realização dos ensaios. Então conseguir correlacionar ensaios de CPD e CPE com CBR "in situ" traria uma grande economia na pavimentação de ruas de baixo volume de tráfego.

CAPÍTULO 3

3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta a metodologia e os materiais empregados nos ensaios realizados na pesquisa, detalhando os procedimentos para a realização dos mesmos. A seqüência das atividades realizadas durante a fase experimental do trabalho está ilustrada no Fluxograma 3.1.



Fluxograma 3.1 – Seqüência das atividades realizadas durante a fase experimental do trabalho.

3.1 – Considerações Iniciais

A pesquisa a princípio caracterizou-se por uma revisão bibliográfica e em seguida foi escolhida qual metodologia e ensaios seriam realizados de acordo com as normas existentes. Posteriormente foram definidos quais trechos de ruas seriam utilizados para os experimentos e a partir dos resultados dos ensaios foram feitas as devidas análises e conclusões.

3.2 – Procedimentos e Equipamentos

Os procedimentos adotados foram baseados em normas nacionais e internacionais, tais como, ABNT, DNIT, ASTM e XP P 94-1005 (Norma francesa). Para realização dos ensaios em campo e em laboratório foram utilizados os seguintes equipamentos: conjunto de Frasco de Areia, conjunto do Speedy, Cone de Penetração Dinâmica (CPD), Cone de Penetração Estática (CPE), estufas, equipamento de CBR "in situ", aparelho de Casa-grande, conjunto de peneiras (Série Normal) etc.

3.3 – Escolha dos Trechos de Ruas

A pesquisa foi realizada em trechos de ruas não pavimentadas da cidade de Campina Grande que foram escolhidos por já terem sido estudados anteriormente por Guedes (2008). Desta forma foram escolhidos e estudados cinco trechos de ruas de diferentes bairros.

Para a pesquisa foram cavados dois poços de inspeção em lados opostos ao eixo das ruas, objetivando, dessa forma, um caráter mais representativo ao procedimento de obtenção dos dados. Os poços para análise das características físicas e mecânicas do solo do subleito foram cavados a uma profundidade onde foi encontrado o solo natural, sendo assim as profundidades dos poços de inspeção foram variadas.

Os trechos de ruas analisados na pesquisa foram os seguintes:

1. Rua Alta Leite – Bairro: Prata;
2. Rua Fernando Barbosa de Melo – Bairro: Catolé;
3. Rua José Carlos Cirino – Bairro: Itararé;
4. Rua Eurípedes Gomes da Cruz – Bairro: Araxá; e
5. Rua Almeida Barreto – Bairro: Santa Rosa.

As localizações dos poços de inspeção como também seu georreferenciamento encontram-se ilustrados nas Figura 3.1 à Figura 3.5.



Figura 3.1 – Rua Alta Leite.



Figura 3.2 – Rua Fernando Barbosa de Melo.



Figura 3.3 – Rua José Carlos Cirino.



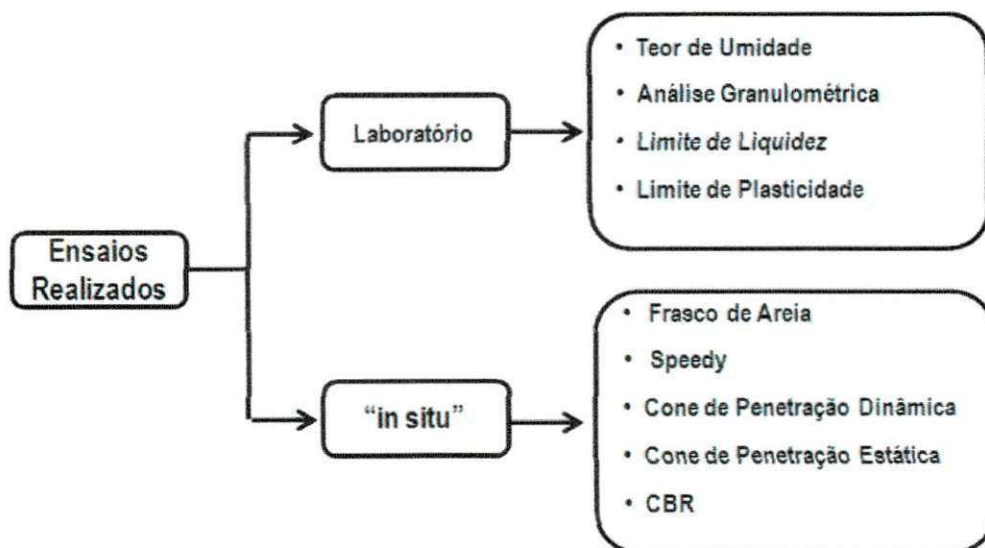
Figura 3.4 – Rua Euripedes Gomes da Cruz.



Figura 3.5 – Rua Almeida Barreto.

3.4 – Métodos de Ensaio

Para a pesquisa foram realizados ensaios tanto em campo quanto em laboratório como apresenta o fluxograma 3.2, seguindo as devidas normas e tendo como objetivo o conhecimento das características dos solos e seu comportamento mecânico.



Fluxograma 3.2 – Ensaio realizados.

3.4.1 – Ensaio em Laboratório

Foram realizados os seguintes ensaios em laboratório: teor de umidade, análise granulométrica por peneiramento, limite de liquidez e limite de plasticidade. Para execução dos ensaios utilizou-se o laboratório da ATECEL® - Associação Técnico-Científica Ernesto Luiz de Oliveira Junior.

Foram coletadas amostras em dois pontos das ruas para realização dos ensaios objetivando a caracterização dos solos do subleito. As amostras coletadas em campo foram preparadas segundo norma NBR-6457 (ABNT, 1996) e, em seguida, realizados os ensaios de teor de umidade segundo o método de ensaio ME-213 (DNER, 1994) e análise granulométrica por peneiramento, de acordo com a norma ME-080 (DNER, 1994).



a)



b)

Figura 3.6 – a) e b) abertura de poço de inspeção.

Os Limites de Atterberg (Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade) foram baseados nas respectivas normas ME-122 (DNER, 1994) e ME-082 (DNER, 1994).

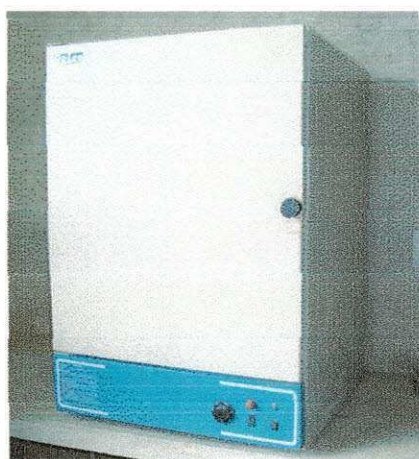


Figura 3.7 – Estufa e balança utilizadas na pesquisa.

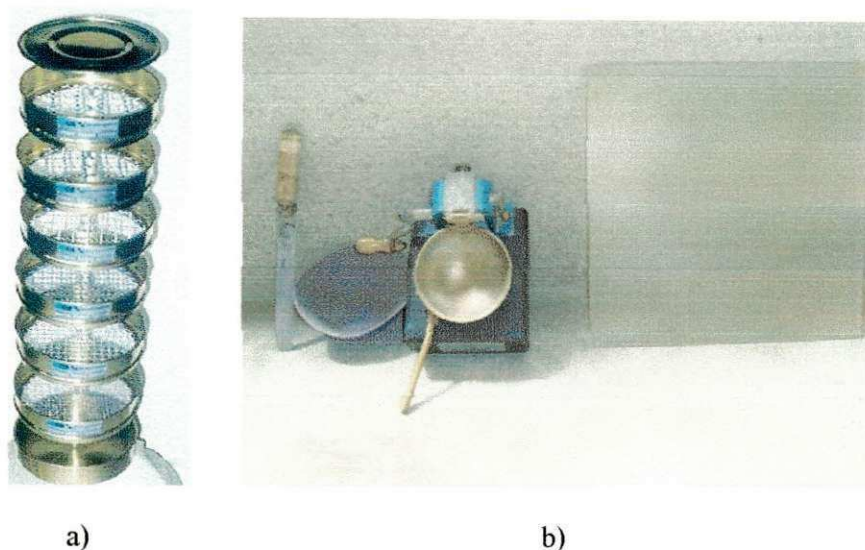


Figura 3.8 – a) Conjunto de peneiras; b) equipamento para realização dos ensaios de limite de liquidez e plasticidade.

Após obtenção dos resultados dos ensaios, foi realizada a caracterização dos solos segundo o método HRB (Highway Research Board) e SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos).

3.4.2 – Ensaios “in situ”

Os ensaios realizados em campo foram o de frasco de areia, speedy, cone de penetração dinâmica (CPD), cone de penetração estática (CPE), e CBR “in situ”.

Foram cavados dois poços de inspeção para cada rua analisada um no começo e outro no final da rua. Nesses poços foram realizados os ensaios mencionados seguindo as suas devidas normas.

3.4.2.1 – Massa Específica Aparente Seca – Método do Frasco de Areia

Foi utilizado o método de ensaio ME-092 (DNER, 1994). O ensaio de determinação da massa específica “in situ” com o emprego do frasco de areia foi realizado no mês de julho de 2009.

Após o nivelamento da base do poço de inspeção colocou-se a bandeja e fez-se um furo de 15 cm limitado pelo orifício central. Do solo retirado do furo são pesados cerca de 20 g para determinação da umidade pelo método do “Speedy”. Em seguida foi pesado o conjunto frasco de areia + funil.



Figura 3.9 – Balança para pesagem da areia deslocada.

O conjunto foi colocado sobre o orifício da bandeja e aberto deixando a areia escoar livremente até cessar. Então fechou-se o registro e pesou-se novamente o frasco de areia + funil.



a)



b)

Figura 3.10 – a) Abertura do furo; b) Escoamento da areia no furo.

Em seguida os dados coletados em campo foram processados para obtenção das massas específicas aparentes para cada poço de inspeção de cada rua analisada.

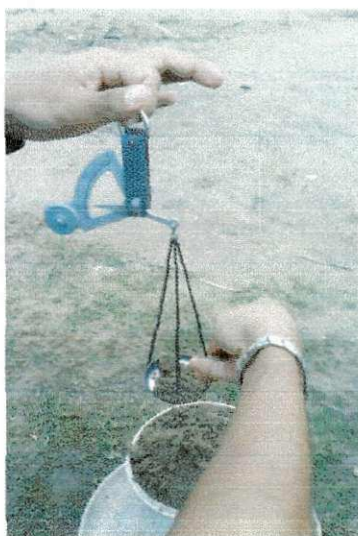


Figura 3.11 – Execução do ensaio com Frasco de Areia.

3.4.2.2 – Teor de Umidade pelo Método do Speedy

O ensaio para determinação do teor de umidade com a utilização do speedy foi realizado segundo o método de ensaio ME-052 (DNER, 1994) no mês de julho de 2009.

Após a abertura do poço de inspeção coletou-se uma amostra pesando-se 20 g de material do subleito e colocou-se na câmara do aparelho do speedy. Em seguida fechou-se a câmara com uma ampola de carbureto de cálcio, e agitou-se varias vezes até quebrar a ampola. Então, leu-se a pressão manométrica após verificar que ela tornou-se constante.



a)



b)

Figura 3.12 – a) Pesagem do solo; b) execução do ensaio com o Speedy.

Por fim, entrou-se na tabela de aferição do aparelho do speedy com a leitura manométrica e o peso da amostra utilizada no ensaio, obtendo-se a porcentagem de umidade.

3.4.2.3 – Cone de Penetração Dinâmica – CPD

O equipamento de CPD utilizado na pesquisa (Figura 3.13) é constituído por uma haste de aço de 20 mm de diâmetro, contendo em sua extremidade uma ponta cônica de aço temperado com 30° de inclinação (o que o torna com o diâmetro ligeiramente maior que o da lança para assegurar que a resistência à penetração seja exercida apenas pelo cone) de um martelo corrediço de 8 kg de massa, guiado pela haste, que cai de uma altura de 575 mm e de uma régua graduada que permanece apoiada à superfície e paralela à haste de sustentação do equipamento e que mede a profundidade de penetração do cone.



Figura 3.13– Cone de Penetração Dinâmica utilizado na pesquisa.

Devido ao fato do travamento da régua foi necessário fazer uma marcação no próprio equipamento de CPD, como mostra a Figura 3.14, para que fosse feita a leitura da penetração.



Figura 3.14 – Adaptação no equipamento de CPD.

Após os procedimentos realizados no ensaio da massa específica aparente seca "in situ", como a retirada de possíveis camadas superficiais, que não representavam o subleito e o nivelamento da superfície do solo, o CPD foi colocado em posição de acordo com a Figura 3.15 para a realização do ensaio.



Figura 3.15 – Execução do ensaio de CPD.

O ensaio com o CPD foi baseado na Norma ASTM D 6951-03 seguindo as seguintes etapas:

1. posicionamento do CPD, mantido sempre na vertical, para que o peso caísse livremente e não houvesse atrito lateral durante o processo de penetração da ponta cônica;
2. registro da penetração inicial, obtida com o assentamento do peso próprio do equipamento;
3. elevação martelo até altura máxima de queda;
4. liberação do martelo em queda livre; e
5. registro das penetrações, em milímetros, correspondentes a cada golpe do martelo ou somente a penetração final correspondente ao golpe de número 10 (dez).

Em cada poço de inspeção foram realizadas quatro (04) penetrações com o CPD, objetivando uma maior representatividade do local, e, com base nas quatro (04) penetrações realizadas, obteve-se um (01) índice de penetração médio.

Para o cálculo do índice de penetração, alguns autores desconsideram o primeiro golpe do martelo, com o intuito de evitar que as condições de resistência da camada superficial, que por ventura tenham sido alteradas, possam conduzir a resultados não representativos.

Para efeito de cálculo do índice de penetração foram consideradas ambas as condições, com e sem a utilização do valor correspondente ao primeiro golpe do martelo. Tal procedimento teve como objetivo verificar a provável influência nos resultados finais.

O índice de penetração, em mm/golpe, foi obtido dividindo-se a penetração total pelo número de golpes. Considerando que o número de golpes adotados por Thomas (1997), cinco (05) golpes, e Silva Júnior (2005), sete (07) respectivamente são suficientes para avaliar a capacidade de suporte do terreno, optou-se em adotar, nessa pesquisa, o número de golpes em dez (10), aumentando, portanto, a profundidade de penetração das hastes do CPD, objetivando maior representatividade da capacidade de suporte do terreno.

3.4.2.4 – Cone de Penetração Estática – CPE

Para a realização dos ensaios utilizou-se um equipamento de propriedade da UFCG da marca Solotest, conforme as Figuras 3.16 e 3.17.

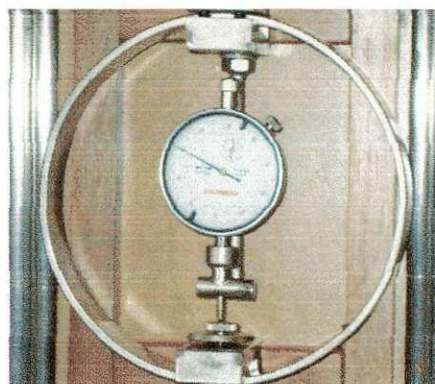


Figura 3.16 – Detalhe do anel e manômetro do equipamento de CPE.

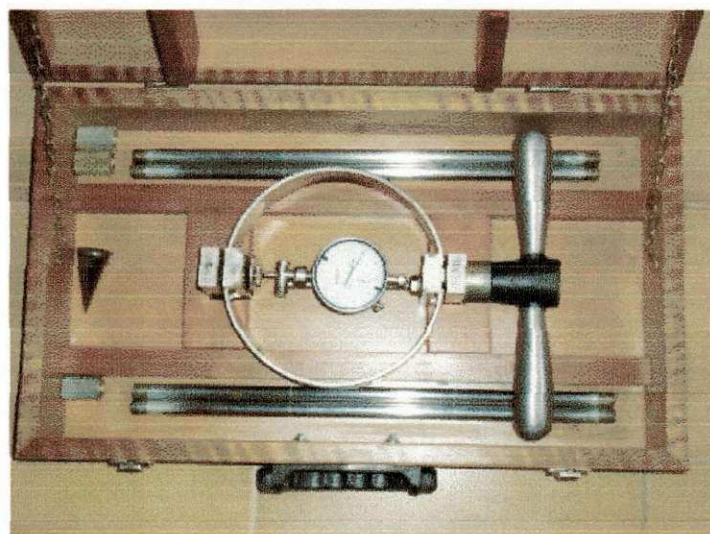


Figura 3.17 – Equipamento CPE utilizado na pesquisa.

O equipamento de CPE utilizado nos ensaios é constituído por uma (01) maçaneta dupla (guidão), quatro (04) hastes com 381 mm de comprimento cada, um (01) anel dinamométrico com capacidade para 1 kN, uma (01) ponta cônica removível, com área de seção transversal igual a 6,33 cm² e três (03) luvas para conexão das hastes.

O relógio comparador, parte integrante do anel dinamométrico, possui uma trava para permitir que o operador faça uma leitura mais precisa. Depois de efetuada a leitura retorna-se o ponteiro a posição inicial zerando o aparelho por um botão que existe abaixo do mostrador. Caso contrário, o ponteiro permanecerá indicando a última leitura registrada.

Após a montagem do CPE, foi necessário verificar se as luvas de conexão se encontravam bem ajustadas e se o relógio comparador estava devidamente fixado. Em seguida, posicionou-se o conjunto composto pela ponta cônica, haste-guia e anel dinamométrico na posição vertical, zerando-se na seqüência o relógio comparador, como mostra a Figura 3.19. Finalmente, realizou-se um esforço vertical no sistema para dar início à penetração e registrar a força aplicada ao penetrômetro e a profundidade de penetração da ponta.



a)

b)

Figura 3.18 – a) Execução do ensaio; b) leitura da penetração.

A quantidade de penetrações realizadas em cada cava foi definida aleatoriamente, buscando um número de repetições coerentes com a prática da engenharia. Nesta pesquisa, foram realizadas oito (08) penetrações por poço de inspeção.



Figura 3.19 – zerando o equipamento de CPE.

Tsuha (2003) concluiu, com o auxílio de análise estatística, que quatro (04) ensaios por cava (tendo esta a forma quadrada de 1,7 m de lado) seriam o suficiente para garantir boa representatividade. Souza (2007) afirmou que um número mínimo de três (03) ensaios por cava (tendo esta a forma quadrada medindo 1,3 m de lado) já representava estatisticamente a resistência do solo no local de ensaio. Com base nestes dois trabalhos conclui-se que o total de oito (08) penetrações, por poço de inspeção, torna o ensaio com o CPE mais representativo. Contudo, cabe ressaltar, que pelo fato de não haver normalização para a realização do ensaio, a velocidade de penetração é variável e depende do operador.

3.4.2.5 – CBR “in situ”

O ensaio de CBR “in situ” realizado foi baseado no método de ME-47 (Prefeitura do Município de São Paulo, 1999). Para cada trecho de rua foram cavados dois poços de inspeção onde os ensaios foram realizados.

O equipamento do ensaio de CBR “in situ” é composto por um pistão de penetração com 4,96 cm de diâmetro, anel dinamométrico com capacidade para 4.000 kg sensível a 2,5 kg devidamente calibrado, macaco com capacidade de 4 toneladas, capaz de proporcionar acréscimos contínuos de carga, viga de referência com 1 (um) metro de comprimento, relógio comparador com dispositivo para sua fixação no pistão de penetração, discos anelares de aço para sobrecarga, divididos diametralmente em duas partes, com 2,268 kg de peso total, com diâmetro externo de 14,92 cm e diâmetro interno de 5,39 cm e um veículo pesado ou sistema de ancoragem que propicie uma reação igual ou superior a 5 toneladas.



a)

b)

Figura 3.20 – a) Fixação do equipamento no caminhão; b) equipamento de CBR “in situ”.

A execução do ensaio foi feita da seguinte forma:

- colocou-se o veículo carregado no local escolhido para o ensaio (Figura 3.21);



Figura 3.21 – Caminhão utilizado como reação.

- nivelou-se cuidadosamente a superfície do ensaio. O conjunto pistão-anel-macaco foi colocado sobre a superfície preparada de forma que ficou verticalmente abaixo do ponto de reação do sistema de carga escolhido;
- a viga de referência foi apoiada por suas extremidades em dois suportes igualmente afastados do local do ensaio e de forma que o deflectômetro fixado no pistão se apoiasse sobre a superfície da viga;
- colocou-se os discos de sobrecarga normalmente utilizados nos ensaios de penetração para CBR sobre a superfície de prova em torno pistão; e

- zerou-se o micrômetro e o relógio comparador e iniciou-se a aplicação das cargas com velocidade de 1,27 mm por minuto, efetuando as leituras de acordo com o mesmo critério adotado para os ensaios de penetração do CBR.

3.5 – Análises Estatísticas dos Resultados Obtidos

Os dados obtidos após a realização dos ensaios, tanto em laboratório quanto em campo, foram analisados com a ajuda de programas de computador (*Word, Excel, Statistic 6.0, e Diagramer*) para o processamento das informações através da elaboração de gráficos, tabelas e organização dos dados obtidos.

CAPÍTULO 4

4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios em laboratório e em campo durante a fase experimental do estudo. Posteriormente, estes resultados serão analisados e interpretados estatisticamente com o objetivo de se obter equações relacionando os resultados obtidos com o CPD, CPE e CBR "in situ".

4.1 – Ensaios em Laboratório

4.1.1 – Teor de Umidade, Análise Granulométrica e Índices de Consistência

No Laboratório da ATECEL® com a finalidade de identificar e melhor conhecer o material empregado na pesquisa, foram realizados os ensaios de classificação e caracterização das amostras coletadas em cada poço de inspeção, locados em cinco ruas da cidade de Campina Grande. As ruas analisadas, a nomenclatura utilizada e o bairro são apresentados no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Nome das ruas e localização.

Poço de inspeção	Nome da Rua	Bairro
AL- 01	Alta Leite - PI-01	Prata
AL- 02	Alta Leite - PI-02	Prata
FBM - 01	Fernando Barbosa de Melo - PI-01	Católé
FBM - 02	Fernando Barbosa de Melo - PI-02	Católé
JCC	José Carlos Cirino	Itararé
EGC - 01	Eurípedes Gomes da Cruz - PI-01	Araxá
EGC - 02	Eurípedes Gomes da Cruz - PI-02	Araxá
AB - 01	Almeida Barreto - PI-01	Santa Rosa
AB - 02	Almeida Barreto - PI-02	Santa Rosa

Os resultados dos ensaios de teor de umidade obtidos na estufa no período de julho de 2009 são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de teor de umidade.

Poço de Inspeção (%)	Teor de Umidade								
	AL-01	AL-02	FBM-01	FBM-02	JCC-01	EGC-01	EGC-02	AB-01	AB-02
	11,07	3,72	15,39	9,18	7,05	8,33	1,98	4,48	3,22

Nas Tabelas 4.2 e 4.3 são apresentados as distribuições dos tamanhos dos grãos e os índices de consistência (LL e LP) obtidos a partir dos ensaios de peneiramento e limites de Atterberg que foram realizados seguindo suas respectivas normas.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de granulometria por peneiramento.

Peneira	% que Passa								
	AL-01	AL-02	FBM-01	FBM-02	JCC-01	EGC-01	EGC-02	AB-01	AB-02
1 pol.	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
3/8 pol.	99,6	99,6	99,8	93,9	100,0	88,0	92,2	95,6	99,3
nº 4	98,9	98,1	99,2	91,7	99,1	82,5	86,3	94,4	98,3
nº 10	92,2	91,4	93,8	89,9	98,0	78,0	74,2	90,0	96,2
nº 40	64,4	62,9	74,7	79,8	84,1	55,1	45,0	61,4	68,9
nº 200	23,0	23,6	50,7	41,9	29,7	14,7	21,1	20,0	18,2

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de consistência.

Índices de consistências	Poços de inspeção								
	AL-01	AL-02	FBM-01	FBM-02	JCC-01	EGC-01	EGC-02	AB-01	AB-02
LL	NL	NL	34,50	28	NL	NL	NL	NL	NL
IP	NP	NP	12,30	10,35	NP	NP	NP	NP	NP
IG	0	0	4	1	0	0	0	0	0

As classificações das amostras dos materiais dos subleitos foram feitas segundo o que preconizam os métodos HRB (*Highway Research Board*) e SUCS (*Sistema Unificado de Classificação de Solo*) por serem os sistemas mais utilizados. Os resultados encontram-se na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Resultados da classificação dos solos.

Método de Classificação	Poços de inspeção								
	AL-01	AL-02	FBM-01	FBM-02	JCC-01	EGC-01	EGC-02	AB-01	AB-02
HRB	A-2-4	A-2-4	A-6	A-4	A-2-4	A-2-4	A-1-b	A-2-4	A-2-4
SUCS	SM	SM	CL	SC	SM	SM	SW	SM	SM

Os resultados dos ensaios realizados indicam que os solos dos subleitos são predominantemente uma areia siltosa classificados como A-2-4 e SM. O solo do poço de inspeção FBM-01 é do tipo A-6 e CL o que caracteriza solos argilosos, o solo do poço FBM-02 é A-4 e SC sendo assim uma areia argilosa e o poço EGC-02 se caracteriza como A-1-b e SW que significa um solo pedregulhoso ou areia bem graduada.

Portanto, é importante destacar que a maioria dos solos analisados são classificados como de boa qualidade para serem utilizados como sub-leito na pavimentação de ruas, devido a seu comportamento e pela possibilidade de estabilização com ligantes.

4.2 – Ensaio “in situ”

Os ensaios realizados em campo foram: determinação da Massa Específica Aparente com a utilização do frasco de areia, determinação do teor de umidade com a utilização do Speedy, CPD, CPE e CBR “in situ”.

Todos os ensaios “in situ” foram realizados no mês de julho de 2009 na cidade de Campina Grande em cinco trechos de ruas não pavimentadas. Para cada rua foram abertos dois poços de inspeção. Na Tabela 4.5 são apresentados os dados da pluviometria do referido mês em dois postos de monitoramento existentes, cedidos pela Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba – AESA.

Tabela 4.5 – Pluviometria do mês de julho de 2009 em Campina Grande.

Pluviometria do mês de Julho de 2009	
Município/Posto	Total mensal (mm)
Campina Grande/São José da Mata	134,6
Campina Grande/Sítio Massapê de Galante	120,9

Fonte: Agência Executiva de Gestão das Águas do Estado da Paraíba - AESA

O mês de Julho encontra-se no período chuvoso para a região do município de Campina Grande tornando-se o melhor período para estudo do comportamento dos solos do subleito por se tratar do período mais desfavorável para o pavimento.

4.2.1 – Massa Específica Aparente Seca “in situ” - Método do Frasco de Areia

A seguir serão apresentados na Tabela 4.6 os resultados dos ensaios de determinação da massa específica seca “in situ” com a utilização do frasco de areia.

Os ensaios foram realizados para todos os poços de inspeção das ruas analisadas na pesquisa no mês de julho de 2009 com pluviometria apresentada anteriormente na Tabela 4.5.

Tabela 4.6 – Resultados do ensaio de Massa Específica Aparente Seca pelo método do Frasco de Areia

Poço de Inspeção (g/cm ³)	Densidade "in situ" (Frasco de Areia)								
	AL - 01	AL - 02	FBM - 01	FBM - 02	JCC	EGC - 01	EGC - 02	AB - 01	AB - 02
	1,904	1,997	1,710	1,720	1,860	2,008	2,025	1,983	1,826

4.2.2 – Teor de Umidade pelo Método do Speedy

Na tabela 4.7 encontram-se os resultados dos ensaios de teor de umidade realizados no mês de julho de 2009 com pluviometria indicada anteriormente na Tabela 4.5.

Tabela 4.7 – Teores de umidade obtidos em campo pelo método do Speedy

Poço de Inspeção %	Umidade (Speedy)								
	AL - 01	AL - 02	FBM - 01	FBM - 02	JCC	EGC - 01	EGC - 02	AB - 01	AB - 02
	9,17	5,48	2,56	6,84	8,81	9,53	5,48	5,82	7,41

Os resultados mostram que para uma mesma rua o teor de umidade possui uma variação significativa, o que tem uma grande influência nos resultados dos demais ensaios realizados no mesmo período.

Na Figura 4.1 são apresentados os valores dos teores de umidade com o emprego da estufa e pelo método do Speedy para todos os PIs (poços de inspeção) das ruas analisadas. É possível observar que há uma variação no teor de umidade entre os métodos ensaiados, porém não se trata de variação tão significativa a não ser para o poço FBM-01 que apresentam grande discrepância entre os resultados dos ensaios. Isso pode ter ocorrido devido a falta de experiência do operador no manuseio do aparelho do Speedy.

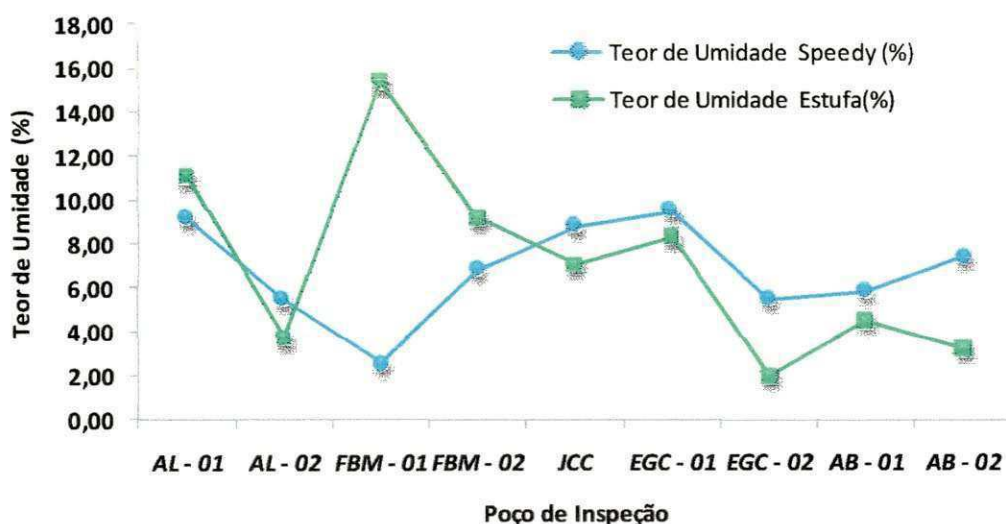


Figura 4.1 – Teores de umidade pelos métodos da estufa e do Speedy.

4.2.3 – Cone de Penetração Dinâmica

O cone de Penetração Dinâmica utilizado nos ensaios foi cedido pela UFCG e a Norma seguida para realização do ensaio foi ASTM D 6951-03.

Para cada poço de inspeção foram realizadas quatro penetrações com o CPD visando obter um índice médio para cada um desses poços. Os resultados dos índices de penetrações obtidos com as quatro (04) penetrações realizadas em cada poço de inspeção encontram-se em anexo (ANEXO A)

Na Tabela 4.8 estão apresentados os resultados dos índices de penetrações médios obtidos a partir dos ensaios de Cone de Penetração Dinâmica (CPD) considerando e desconsiderando golpe o primeiro golpe.

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios do ensaio de Cone de Penetração Dinâmica.

Poço de Inspeção	Índice de Penetração – DN - (mm/golpe)								
	AL- 01	AL- 02	FBM - 01	FBM - 02	JCC	EGC - 01	EGC - 02	AB-01	AB - 02
Considerando o 1º golpe	18,40	15,00	6,40	18,60	17,30	11,70	12,50	9,50	13,50
Desconsiderando o 1º golpe	16,80	13,00	6,30	18,80	16,20	10,00	11,60	8,50	13,20

Os resultados dos índices de penetração indicam uma maior resistência à penetração dos solos ensaiados nos trechos FBM-02 e AB-01, que são classificados como areia argilosa e areia siltosa.

4.2.4 – Cone de Penetração Estática

Da mesma forma que o CPD, o CPE utilizado na pesquisa é da marca SOLOTEST e foi cedido pela UFCG.

Para cada poço de inspeção foram realizadas oito penetrações com o CPE com o objetivo de se obter uma penetração média para cada um destes poços. Os resultados dos índices de penetrações obtidos com as oito (08) penetrações realizadas em cada poço de inspeção encontram-se em anexo (ANEXO B). Os resultados das resistências médias dos solos estudados estão apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Resultados das pressões médias obtidos no ensaio com CPE.

Poço de Inspeção	CPE – Cone de Penetração Estático								
	AL- 01	AL- 02	FBM - 01	FBM - 02	JCC	EGC - 01	EGC - 02	AB - 01	AB - 02
Pressão Média (MPa)	0,83	1,06	15,91	6,61	1,03	1,56	2,65	14,81	3,18

É possível notar que para uma mesma rua com o mesmo tipo de solo, porém teores de umidades diferentes há uma variação nos resultados de resistência obtidos com o CPE para cada poço de inspeção, o que é o caso da Rua Alta Leite (AL) e Almeida Barreto (AB). Isto pode ser justificada pelo fato dos ensaios serem realizados na superfície do terreno, local onde ocorre a maior variação de umidade, portanto é nessa localização onde os resultados são mais afetados.

4.2.5 – CBR “in situ”

Os ensaios de CBR foram realizados em poços de inspeção até atingir uma profundidade necessária para se encontrar o solo natural, segundo Método de Ensaio ME-47/99 – Determinação do Índice de Suporte do Subleito “in situ”, adotado pela Secretaria de Vias Públicas da Prefeitura do Município de São Paulo.

Para realização dos ensaios foi necessário a confecção de um suporte para acoplar o macaco hidráulico do CBR no caminhão, que foi utilizado como reação, bem como as extensões para o pistão. Os resultados dos ensaios de CBR “in situ” são apresentados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Resultados do ensaio de CBR “in situ”.

Poço de Inspeção	CBR “in situ”								
	AL- 01	AL- 02	FBM - 01	FBM - 02	JCC	EGC - 01	EGC - 02	AB - 01	AB - 02
CBR (%)	24,83	38,9	16,58	14,62	24,27	38,14	53,27	59,1	40,71

Comparando os resultados do CBR, teor de umidade e massa específica é possível notar que os valores de CBR “in situ” e massa específica variam inversamente ao do teor de umidade.

É possível notar que os maiores valores de CBR foram obtidos nos poços de inspeção EGC – 02 e AB - 01 que possuem solos SW e SM.

4.3 – Análise Estatística dos Resultados Obtidos

4.3.1 – Análise dos Resultados: CPD versus CBR “in situ”

Os resultados do Índice de Penetração (DN) obtidos com o Cone de Penetração Dinâmica foram correlacionados com os valores do CBR “in situ” obtidos para cada poço de inspeção. Na Tabela 4.11 são apresentados os valores de CPD e dos respectivos CBRs “in situ”.

Tabela 4.11 – Resultados do CPD para os respectivos CBR "in situ".

Poço de Inspeção	DN (mm/golpe)	DN (mm/golpe)	CBR "in situ" (%)
	Considerando o 1º golpe	Desconsiderando o 1º golpe	
AL- 1	18,40	16,80	24,83
AL- 2	15,00	13,00	38,90
FBM - 1	6,40	6,30	16,58
FBM - 2	18,60	18,80	14,62
EGC - 1	11,70	10,00	38,14
EGC - 2	12,50	11,60	53,27
AB - 1	9,50	8,50	59,10
AB - 2	13,50	13,20	40,71
JCC	17,30	16,20	24,27

Por não se tratarem de um mesmo tipo de solo em todos os poços de inspeção e por serem trechos de ruas diferentes cada um com suas características, tais como, condições de confinamento, nota-se que os valores do CBR "in situ" são bastante desiguais.

Os valores da Tabela 4.11 foram inseridos em gráficos, DN versus CBR "in situ". Foram lançados todos os valores e também um gráfico correspondente ao solo A-2-4 que é comum à maioria dos solos encontrados nas ruas estudadas.

Para correlacionar o DN versus CBR "in situ" foi adotado um modelo matemático encontrado na literatura técnica que apresenta diversas correlações existentes, cujas equações de regressão estão apresentadas no Item 2.3 e admitem a forma da Equação 4.1.

$$\text{Log (CBR)} = a - b \cdot \text{Log (DN)} \quad (4.1)$$

Onde:

CBR = índice de suporte Califórnia (%);

DN = índice de penetração do CPD (mm/golpe); e

a e b = constantes.

Na Figura 4.2 são apresentadas as linhas de tendências do CBR "in situ" e Índice de Penetração (DN). A partir do gráfico nota-se que à medida que há um aumento do valor do CBR "in situ", o valor do Índice de Penetração tende a diminuir, ou seja, são grandezas inversamente proporcionais. É também possível observar que não ocorre uma variação significativa no DN considerando e desconsiderando o 1º golpe.

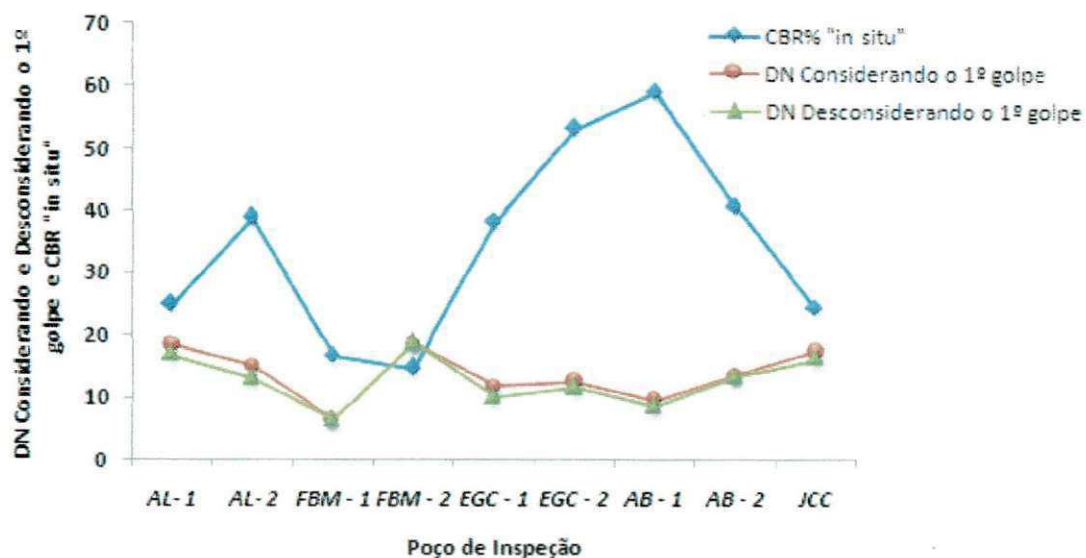


Figura 4.2 – Índice de Penetração (considerando e desconsiderando o 1º golpe) e CBR "in situ".

Na pesquisa foram encontrados solos diferentes para os trechos de ruas analisados, sendo a grande maioria, segundo o Método de Classificação HRB, do tipo A-2-4, que se trata de uma areia siltosa. Portanto, foram correlacionados os resultados do CPD e CBR "in situ" para todos os PI, poços de inspeção, e para os solos do tipo A-2-4.

As Figuras 4.3 e 4.4 mostram as correlações do índice de penetração do CPD considerando e desconsiderando o 1º golpe versus CBR "in situ" para todos os solos encontrados nas ruas estudadas.

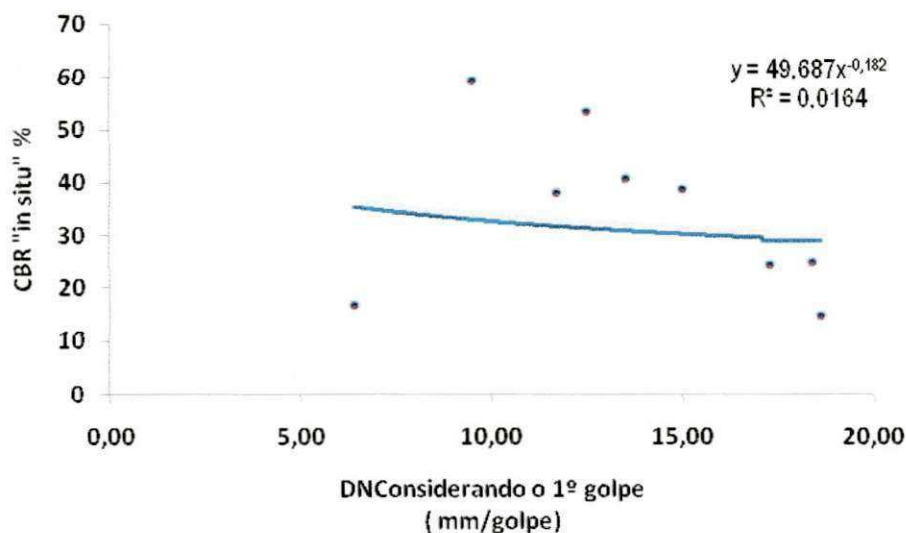


Figura 4.3 – Gráfico de correlação CPD Considerando o 1º golpe x CBR "in situ".

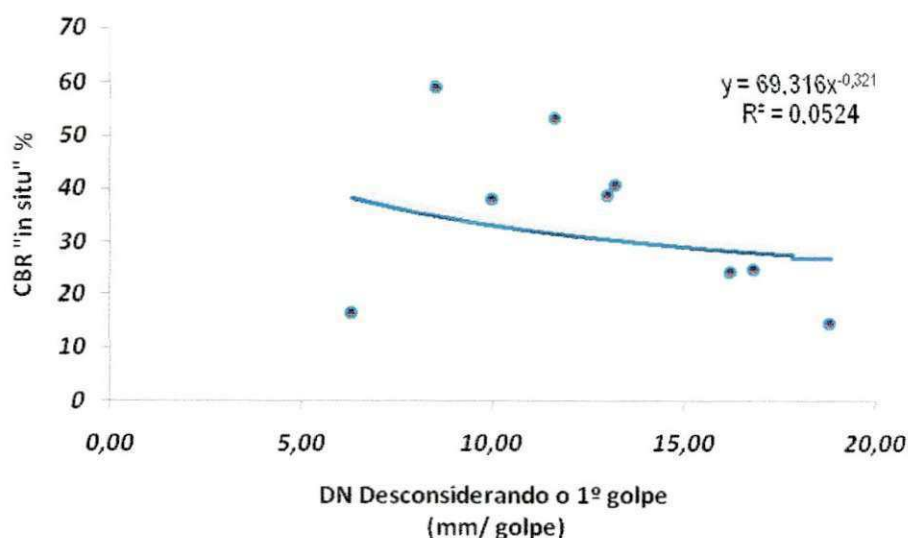


Figura 4.4 – Gráfico de correlação CPD Desconsiderando o 1º golpe x CBR "in situ".

Fazendo uma análise dos gráficos acima é possível observar que não existe uma correlação entre os valores do CPD e CBR "in situ" considerando o 1º golpe ($R^2 = 0,0164$) e para CPD desconsiderando o 1º golpe ($R^2 = 0,0524$). Isto pode ser justificado devido ao fato dos Pls estudados na pesquisa apresentarem tipos de solos diferentes, com teores de umidade e massa específica diferentes, como é o caso dos Pls FBM – 01 e FBM – 02 que apresentam solos argilosos e o EGC – 02 que possui um solo pedregulhoso.

As Figuras 4.5 e 4.6 mostram a correlação do CPD Considerando e Desconsiderando o 1º golpe x CBR "in situ" para os materiais classificados segundo a HRB como A-2-4 que são areias siltosas.

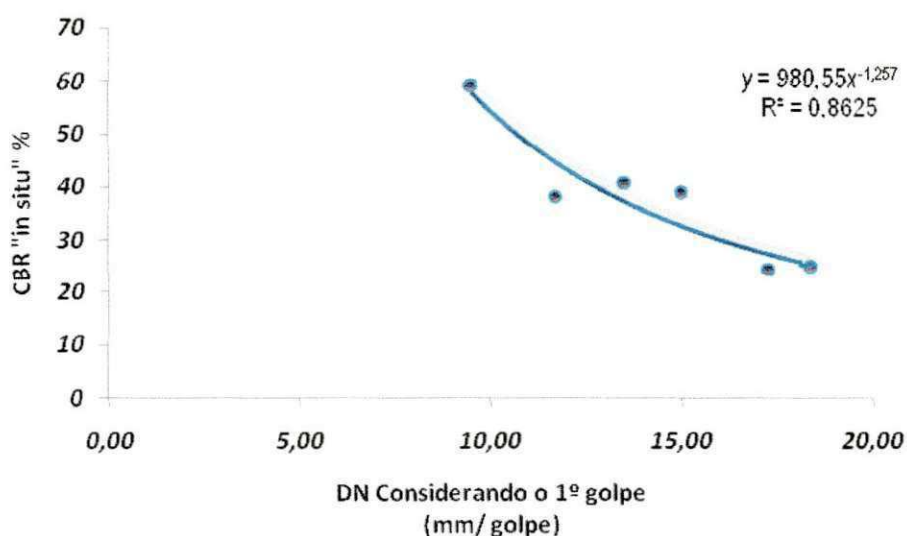


Figura 4.5 – Gráfico de correlação CPD Considerando o 1º golpe x CBR "in situ".

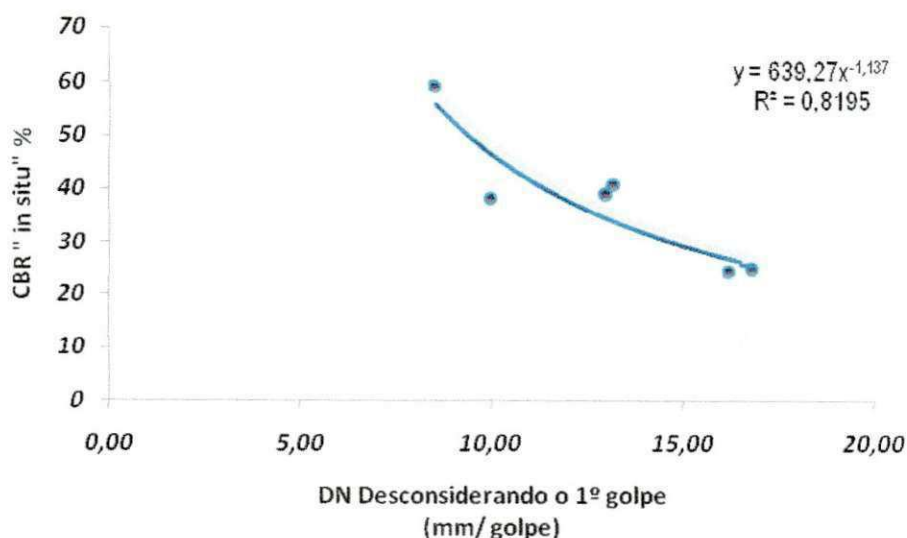


Figura 4.6 – Gráfico de correlação CPD Desconsiderando o 1º golpe x CBR "in situ".

As equações de regressão correlacionando os índices CBR "in situ" e DCP, relacionadas às curvas dos gráficos, a partir do modelo adotado, estão apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12 – Resultados das análises de Regressão CPD X CBR "in situ"

Correlações	Equações	R ² *
Todos os Solos Encontrados		
CPD com o 1º Golpe x CBR "in situ"	Log (CBR) = 1,70 – 0,182.Log (CPD) CBR = 49,687.CPD ^{-0,182}	0,0164
CPD sem o 1º Golpe x CBR "in situ"	Log (CBR) = 1,84 – 0,321.Log (CPD) CBR = 69,316.CPD ^{-0,321}	0,0524
Solos A-2-4		
CPD com o 1º Golpe x CBR "in situ"	Log (CBR) = 2,98 – 1,257.Log (CPD) CBR = 950,55.CPD ^{-1,257}	0,8625
CPD sem o 1º Golpe x CBR "in situ"	Log (CBR) = 2,80 – 1,137.Log (CPD) CPD = 639,27.CPE ^{-1,137}	0,8195

* Coeficiente de determinação

Os coeficientes de determinação para as curvas de ajuste estabelecidas, segundo o nível de significância adotado, $\alpha = 5\%$, indicam que as correlações encontradas para os solos A-2-4 foram consideradas estatisticamente representativas. Esses coeficientes, segundo Chase & Brown (1992), pela importância, transcrevem-se para à Tabela 4.13 e estão dentro dos valores estatisticamente significativos.

Tabela 4.13 – Valores críticos para controle do coeficiente de correlação (R), para níveis de significância (1 – α) e N observações

N	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 1\%$	N	$\alpha = 5\%$	$\alpha = 1\%$
4	0,95	0,999	20	0,444	0,561
6*	0.811	0,917	24	0,404	0,515
7	0,754	0,875	26	0,388	0,496
8	0,707	0,834	28	0,374	0,479
9**	0.666	0,798	29	0,368	0,470
10	0,632	0,765	30	0,361	0,463
11	0,602	0,735	40	0,312	0,402
12	0,576	0,708	50	0,279	0,361
13	0,553	0,684	60	0,254	0,330
14	0,532	0,661	90	0,205	0,239
15	0,514	0,641	100	0,196	0,256
16	0,497	0,623	250	0,124	0,163
17	0,482	0,606	500	0,088	0,115
18	0,456	0,575	1000	0,062	0,081
19	0,456	0,575			

* e ** Valores Críticos do coeficiente de correlação para o número de observações utilizadas na pesquisa

De acordo com os resultados das análises de regressão é possível inferir que os solos A-2-4 obtiveram um coeficiente de correlação considerando o 1º golpe de 0,8625 e desconsiderando o 1º golpe de 0,8195, ficando acima do valor crítico, $R^2 = 0,811$.

Desta forma, analisando os valores críticos para o total de amostras das duas hipóteses é possível inferir que a melhor correlação estabelecida entre os ensaios foi a que relacionou o DN considerando o 1º golpe com os valores de CBR "in situ para os solos do tipo A-2-4.

Na Tabela 4.14 encontram-se, de forma detalhada, os resultados dos CBR obtidos por meio das equações determinadas pelas correlações em função dos índices de penetração do CPD para os solos A-2-4.

Tabela 4.14 – Valores de CBR, obtidos a partir da equação de correlação para solos A-2-4, em função dos índices de penetração obtidos com o CPD.

Equação : $\text{Log (CBR)} = 2,98 - 1,257 \cdot \text{Log (CPD)}$					
Poço	DN (mm/golpe) Cons. o 1º Golpe	CBR (%)	DN (mm/golpe) Descon. o 1º Golpe	CBR (%)	CBR "in situ" (%)
AL- 01	18,40	24,44	16,80	27,40	24,83
AL- 02	15,00	32,69	13,00	37,82	38,90
FBM - 01	6,40	92,17	6,30	94,02	16,58
FBM - 02	18,60	24,11	18,80	23,79	14,62
EGC -01	11,70	43,19	10,00	52,60	38,14
EGC - 02	12,50	39,73	11,60	43,65	53,27
AB - 01	9,50	56,10	8,50	64,52	59,1
AB - 02	13,50	36,06	13,20	37,10	40,71
JCC	17,30	26,41	16,20	28,68	24,27

Analisando os valores dos CBRs calculados pela equação encontrada pela correlação do DN versus CBR "in situ" observa-se que os valores obtidos são bem próximos do encontrado em campo, exceto pelos poços FBM - 01, FBM - 02 e EGC - 02 onde encontram-se solos do tipo argilosos e pedregulhosos.

4.3.2 – Análise dos Resultados: CPD versus Massa Específica Aparente Seca

A Figura 4.7 apresenta os valores do índice de penetração (DN) do CPD e os valores da massa específica aparente seca pelo método do frasco de areia para os poços de inspeção analisados na pesquisa.

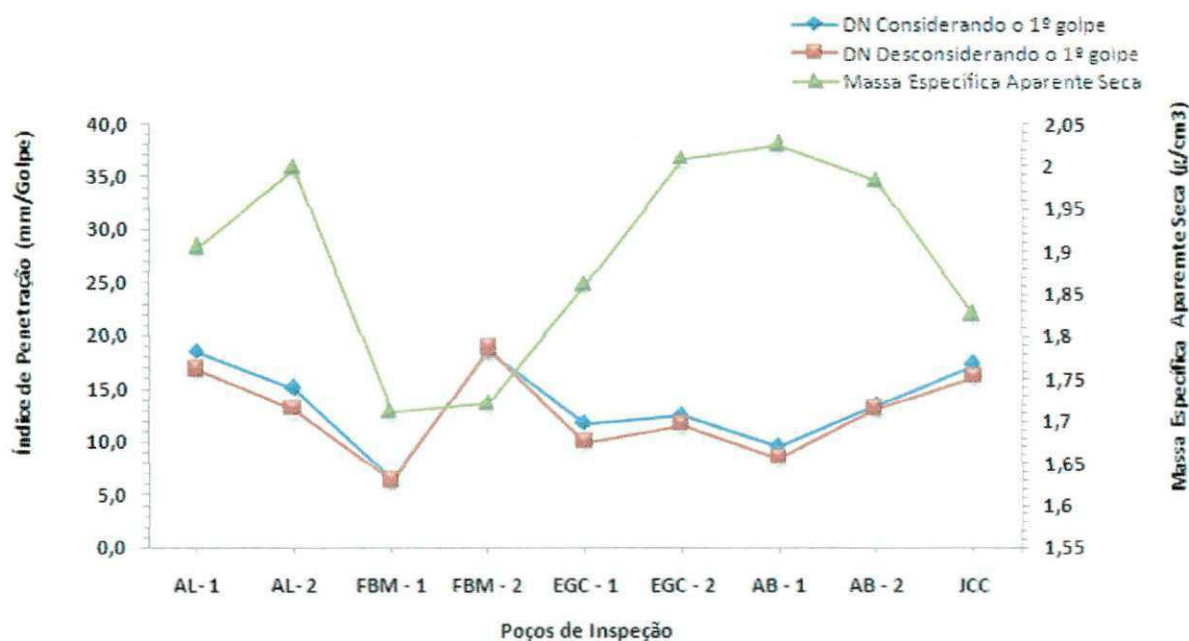


Figura 4.7 - Índice de Penetração (considerando e desconsiderando o 1º golpe) e valores da Massa Específica Aparente Seca.

Analisando o gráfico da Figura 4.7 nota-se que não existe relação entre os dados do Índice de Penetração do CPD com os valores da Massa Específica Aparente Seca pelo Método do Frasco de Areia, mesmo sendo ensaios realizados no mesmo período, um após o outro e no mesmo local.

Para uma melhor análise estatística os resultados dos ensaios do Cone de Penetração Dinâmica e Massa Específica Aparente Seca foram correlacionados nas Figuras 4.8 e 4.9 considerando todos os solos e nas Figuras 4.10 e 4.11 considerando apenas os solos A-2-4.

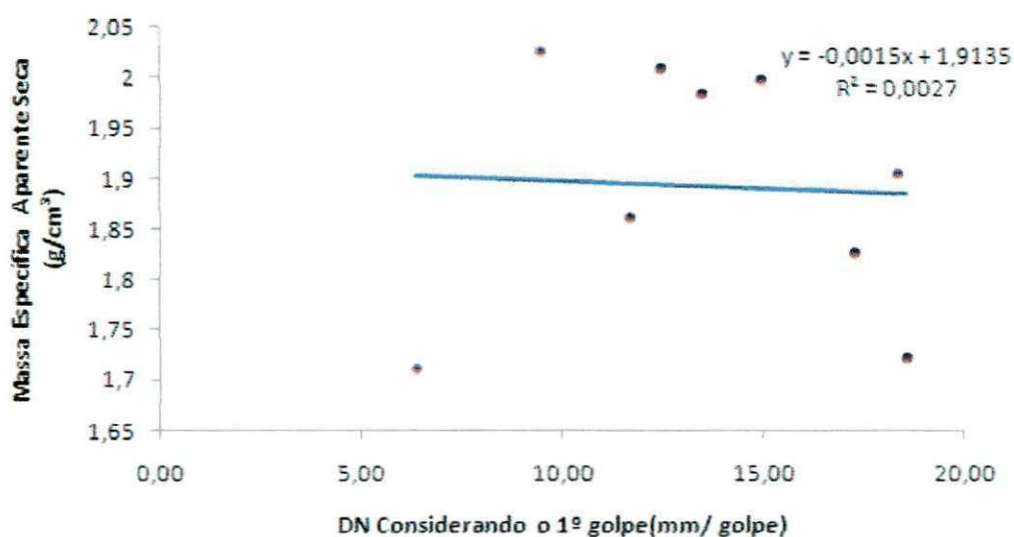


Figura 4.8 – Gráfico de correlação DN Considerando o 1º golpe x Massa específica Aparente Seca

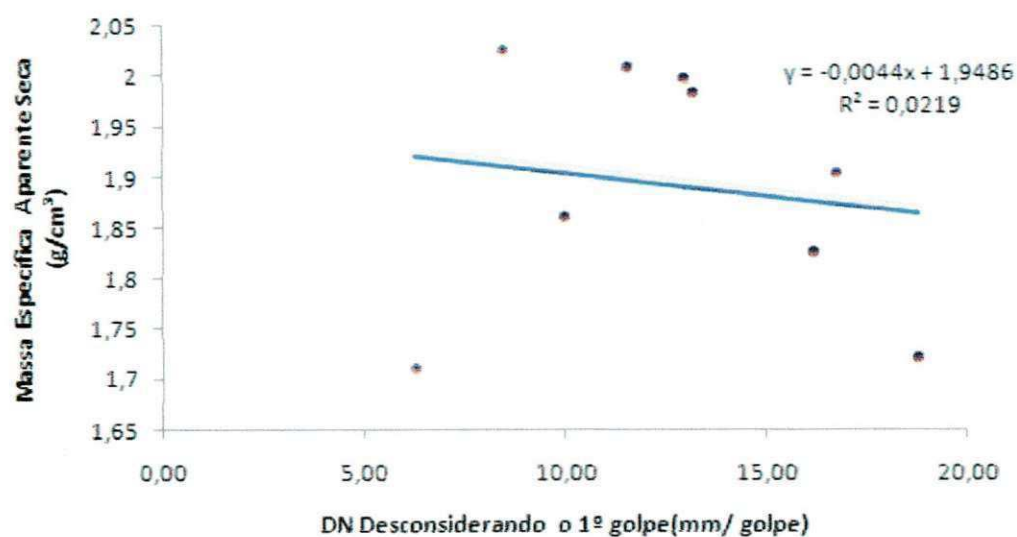


Figura 4.9 – Gráfico de correlação DN Desconsiderando o 1º golpe x Massa específica Aparente Seca.

De acordo com a análise de regressão acima ilustrada nos gráficos das Figuras 4.8 e 4.9, observa-se que não há correlação entre os resultados obtidos do índice de penetração tanto considerando o 1º golpe ($R^2 = 0,0027$), como desconsiderando o 1º golpe ($R^2 = 0,0219$) e a massa específica aparente seca "in situ".

Observa-se pela Figura 4.10 e 4.11 que não há uma correlação entre os ensaios com CPD considerando o 1º golpe ($R^2 = 0,2547$) e desconsiderando o 1º golpe ($R^2 = 0,2307$) e massa específica aparente seca para os solos do tipo A-2-4. Como pode ser visto, o coeficiente de correlação encontra-se muito abaixo do valor crítico ($R^2 = 0,811$).

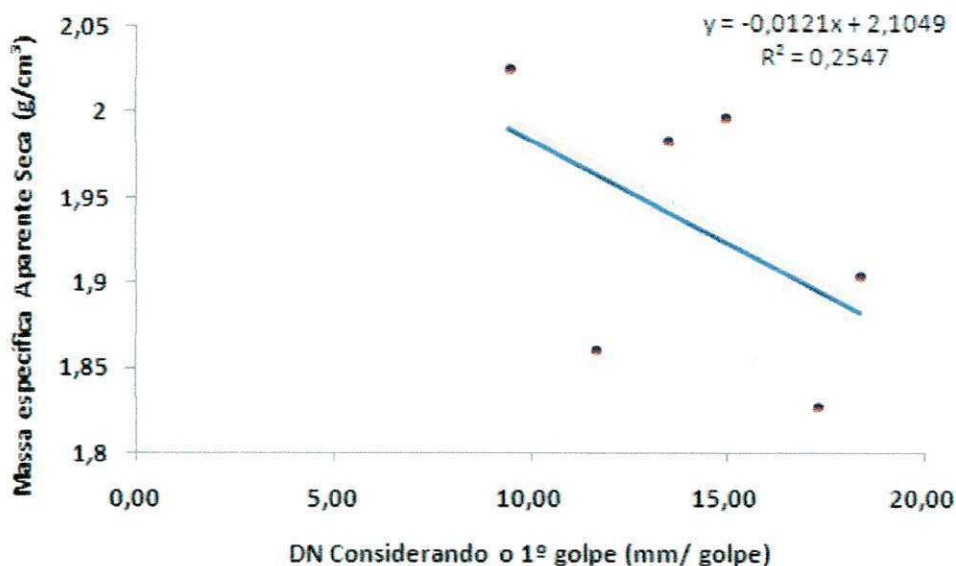


Figura 4.10 – DN, Considerando o 1º golpe, versus Massa Específica Aparente Seca.

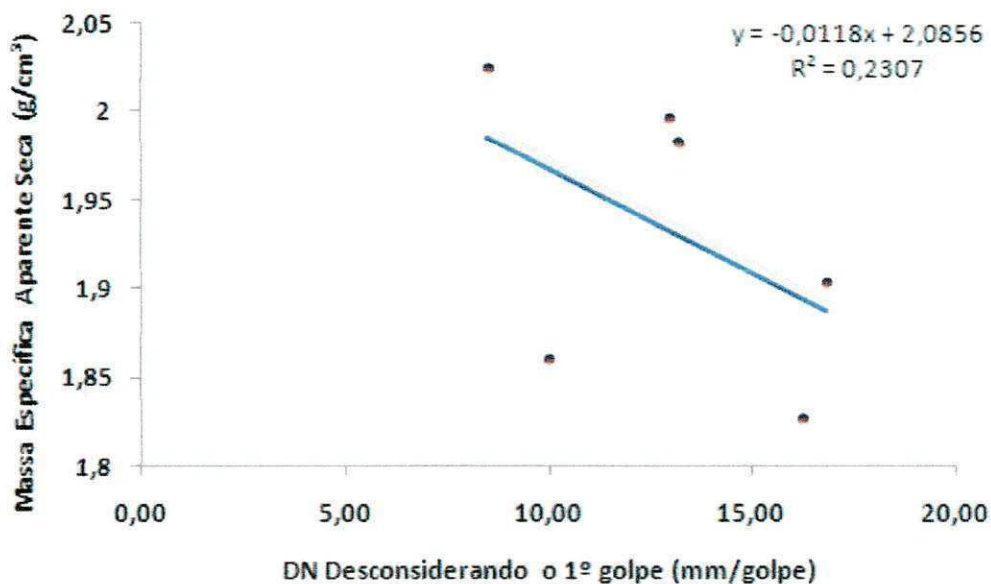


Figura 4.11 – DN, Desconsiderando o 1º golpe, versus Massa Específica Aparente Seca.

Uma justificativa para a não correlação dos resultados se deve a fatores que influenciam diretamente no resultado do ensaio, tais como: teor de umidade, tipos de solos (argiloso ou granular) e penetração da haste do CPD, que deveria ter a mesma profundidade do ensaio de massa específica aparente seca "in situ", a qual é normalizada em 15 cm de profundidade.

4.3.3 – Análise dos Resultados: CPD versus CPE

Os resultados dos ensaios de Cone de Penetração Dinâmica e Cone de Penetração Estática estão apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15 – Resultados do DN para os respectivos valores do CPE.

Poço de Inspeção	DN (mm/golpe)		CPE (MPa)
	Considerando o 1º golpe	Desconsiderando o 1º golpe	
AL- 1	18,40	16,80	0,83
AL- 2	15,00	13,00	1,06
FBM - 1	6,40	6,30	15,91
FBM - 2	18,60	18,80	6,61
EGC - 1	11,70	10,00	1,56
EGC - 2	12,50	11,60	2,65
AB - 1	9,50	8,50	14,81
AB - 2	13,50	13,20	3,18
JCC	17,30	16,20	1,03

Observando a Figura 4.8 nota-se que com o aumento do valor do índice de penetração do CPD ocorre uma diminuição da resistência à penetração do CPE. Dessa forma pode-se dizer que os resultados são coerentes, pois quanto maior a capacidade de suporte do solo maior será a resistência à penetração obtida a partir dos resultados do CPE e conseqüentemente menor será o índice de penetração do CPD.

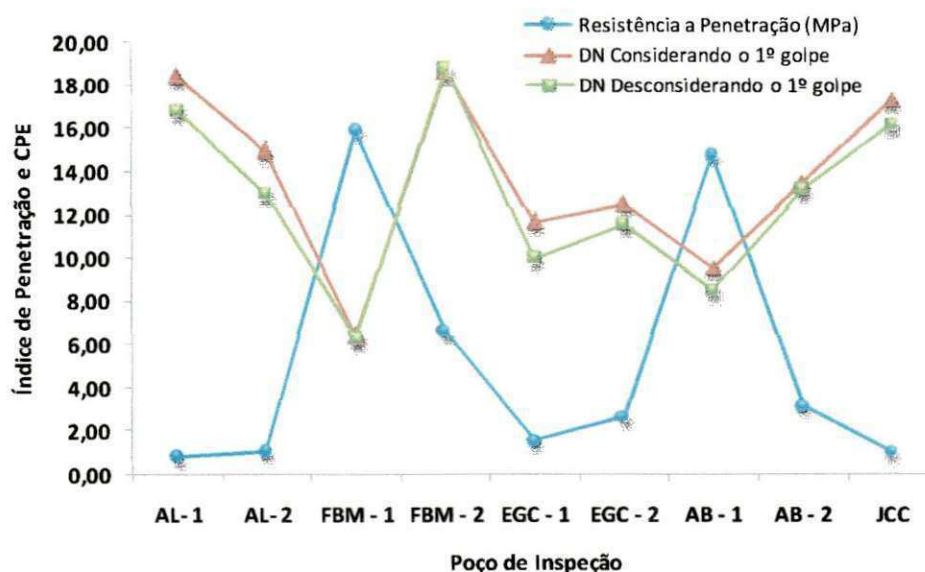


Figura 4.12 – Índice de Penetração (considerando e desconsiderando o 1º golpe) e Resistência à Penetração do CPE.

Os resultados dos ensaios com o CPD e o CPE foram correlacionados para todos os tipos de solos encontrados nos trechos analisados e apenas para os solos do tipo A-2-4. Nas Figuras 4.13, 4.14, 4.15 e 4.16 são apresentadas as linhas de tendências destas correlações obtendo-se assim equações que de acordo com referências bibliográficas são do tipo: $CPD = a \times (CPE)^b$.

As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam a correlação do DN considerando e desconsiderando o 1º golpe x CPE para todos os tipos de solos encontrados nos trechos de ruas analisados.

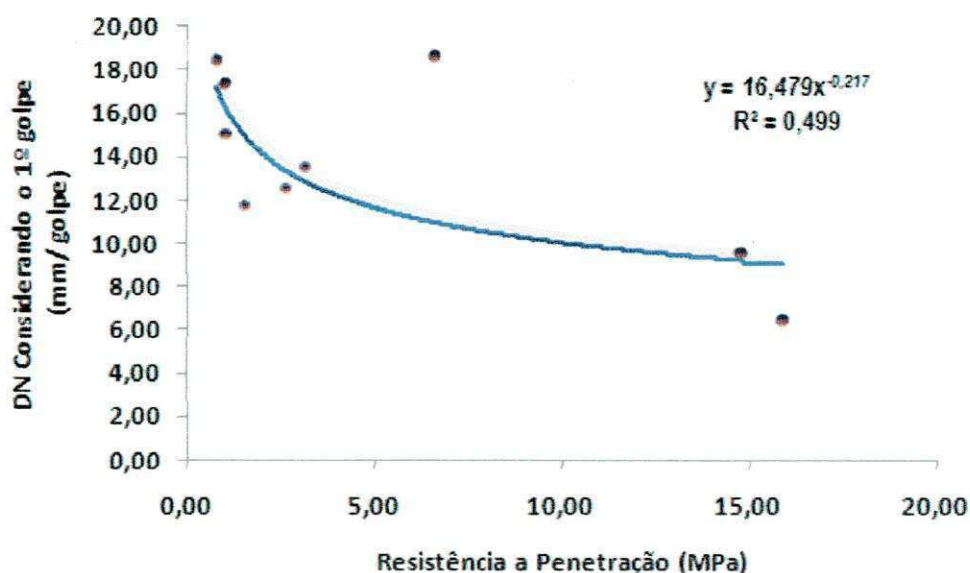


Figura 4.13 – Gráfico de correlação DN Considerando o 1º golpe x CPE.

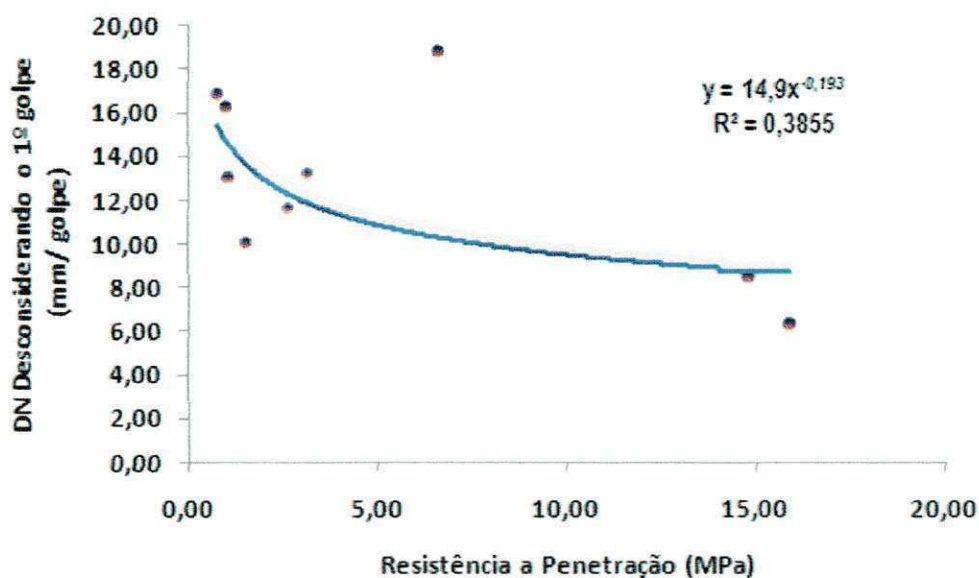


Figura 4.14 – Gráfico de correlação CPD Desconsiderando o 1º golpe x CPE.

Os gráficos das Figuras 4.13 e 4.14 indicam que não há correlação entre os ensaios de CPE e CPD tanto considerando o 1º golpe ($R^2 = 0,499$) como desconsiderando o 1º golpe ($R^2 = 0,3855$).

Nas Figuras 4.15 e 4.16 são apresentadas as correlações do DN considerando e desconsiderando o 1º golpe x CPE para os solos do tipo A-2-4.

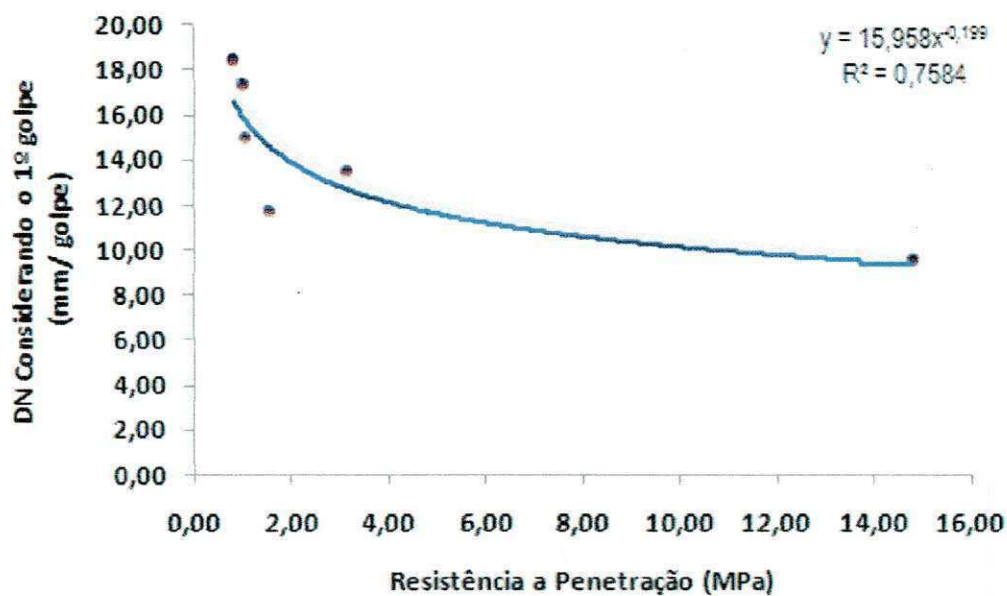


Figura 4.15 – Gráfico de correlação DN Considerando o 1º golpe x CPE.

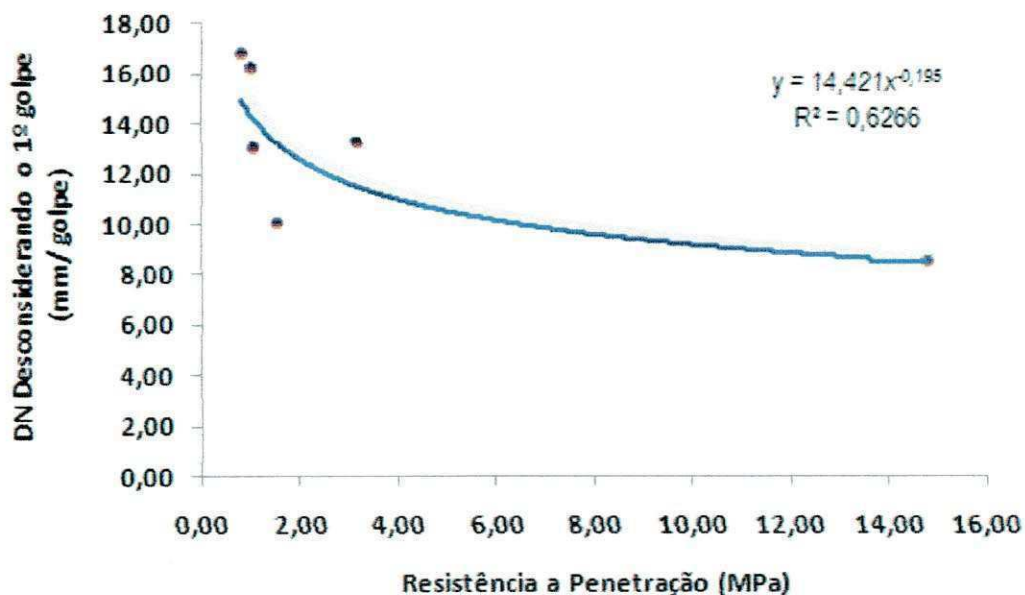


Figura 4.16 – Gráfico de correlação DN Desconsiderando o 1º golpe x CPE.

Na Tabela 4.16 estão apresentadas as equações de regressão correlacionando os índices CPD versus CPE, relacionadas às curvas dos gráficos, a partir do modelo adotado.

Da mesma forma que foi feito para CPD x CBR "in situ", foi realizado um estudo estatístico com nível de significância adotado $\alpha = 5\%$ para avaliar o grau de representatividade estatística entre os resultados obtidos para os resultados dos índices de penetração do CPD e a resistência à penetração do CPE.

Tabela 4.16 - Resultados das análises de Regressão CPD x CPE.

Correlações	Equações	R ²
Todos os Solos Encontrados		
CPD com o 1º Golpe x CPE	$CPD = 16,479.CPE^{-0,217}$	0,4990
CPD sem o 1º Golpe x CPE	$CPD = 14,90.CPE^{-0,193}$	0,3855
Solos A-2-4		
CPD com o 1º Golpe x CPE	$CPD = 15,958.CPE^{-0,199}$	0,7584
CPD sem o 1º Golpe x CPE	$CPD = 14,421.CPE^{-0,195}$	0,6266

Os resultados obtidos por meio da análise estatística indicam que as correlações encontradas entre as resistências à penetração obtidas com o CPE e os índices de Penetração obtidos com o CPD não podem ser consideradas estatisticamente representativas, pois possuem os seguintes coeficientes de correlação: 0,499 e 0,3855, para todos os solos ,abaixo do valor crítico, $R^2 = 0,666$. Para os solos A-2-4 os coeficientes de correlação foram 0,7584 e 0,6266, que também estão abaixo do valor crítico, $R^2 = 0,811$.

Dessa forma, pode-se inferir que, para os solos estudados e sob as condições em que foram encontrados em campo, assim como o procedimento adotado para realização dos ensaios com os equipamentos e também devido o manuseio do equipamento por parte do operador, as correlações estabelecidas não podem ser utilizadas para determinação do índice de penetração do CPD a partir dos resultados de ensaios com o CPE.

4.3.4 – Análise dos Resultados: CPE versus Massa Específica Aparente Seca

Com o objetivo de conhecer melhor o comportamento dos resultados do ensaio de Massa Específica Aparente Seca "in situ" pelo Método do Frasco de Areia em relação ao ensaio do Cone de Penetração Estática, ambos foram lançados no gráfico da Figura 4.17.

O gráfico da Figura 4.17 demonstra que não há uma correlação entre os valores dos ensaios de CPE e Massa Específica Aparente Seca.

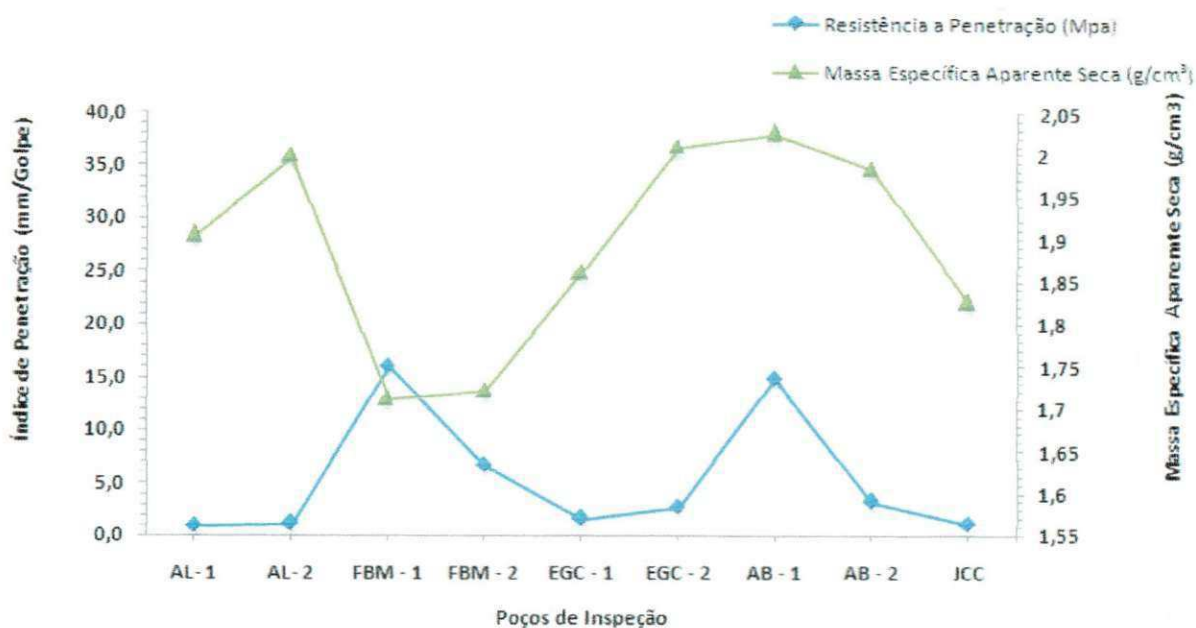


Figura 4.17 – Resistência a Penetração do CPE e valores da Massa Específica Aparente Seca.

Nas Figuras 4.18 e 4.19, com o objetivo de se fazer uma análise estatística do comportamento dos dados, são correlacionados os valores dos ensaios de CPE e Massa Específica Aparente Seca pelo Método do Frasco de Areia tanto para todos os solos encontrados nos PIs quanto apenas para os solos do tipo A-2-4.

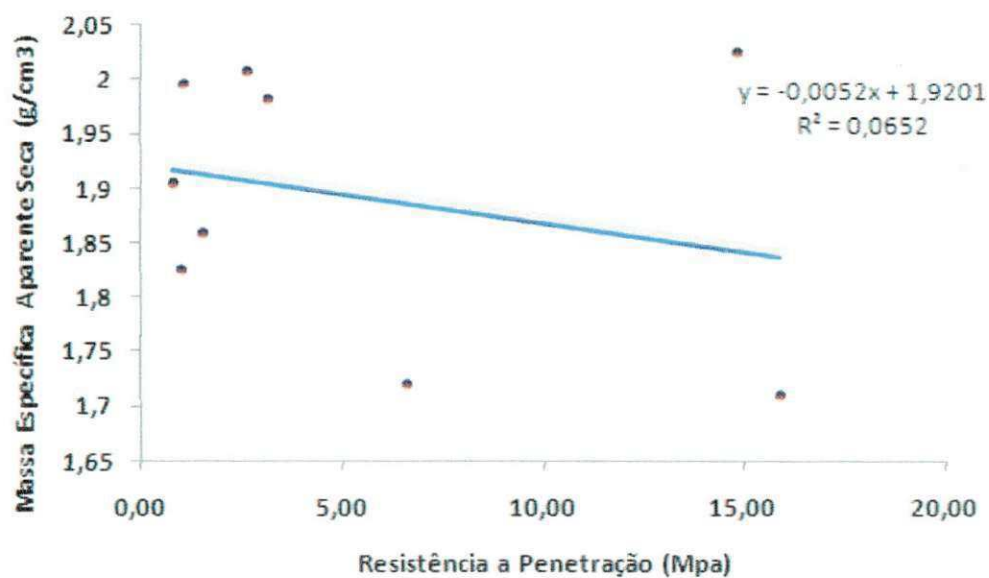


Figura 4.18 – Resistência à Penetração do CPE versus Massa Específica Aparente Seca.

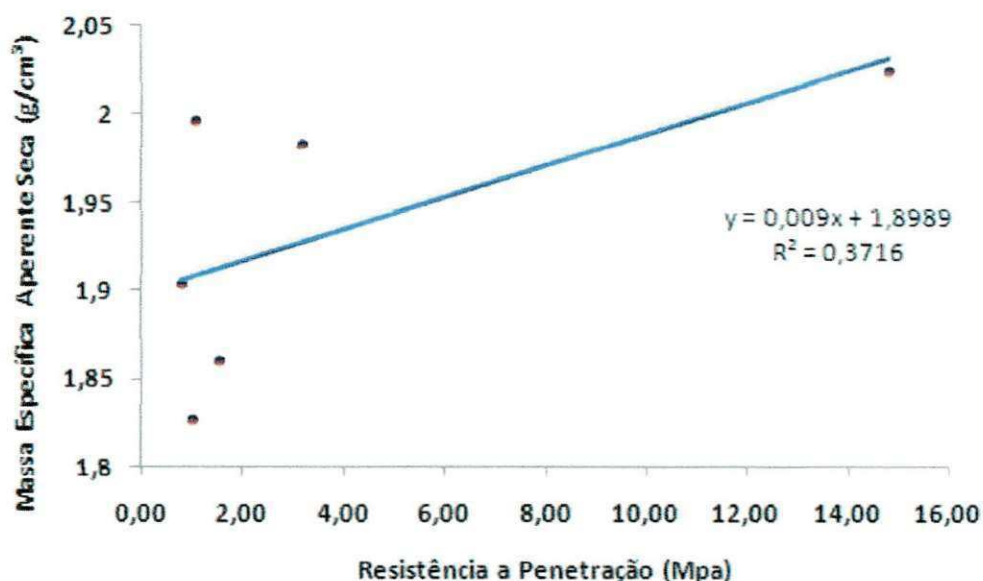


Figura 4.19 – Resistência a Penetração do CPE versus Massa Específica Aparente Seca (solos A-2-4)

Analisando os gráficos das Figuras 4.18 e 4.19, pode-se observar que não existe correlação entre os valores do CPE e Massa Específica Aparente seca da mesma forma que o ocorrido com os ensaios de CPD e Massa Específica Aparente seca. Para todos os solos analisados obteve-se um coeficiente de correlação de 0,0652, que se encontra muito abaixo do valor crítico que é 0,666. Os solos A-2-4 obtiveram um coeficiente de correlação de 0,3716, que também está abaixo do valor crítico de 0,811.

4.3.5 – Análise dos Resultados: CPE versus CBR

De acordo com o que já foi feito para CPD x CBR "in situ" e CPD x CPE, foi realizada uma análise estatística dos resultados dos ensaios obtidos com o CPE e CBR "in situ".

A Figura 4.20 mostra certa semelhança entre os resultados dos ensaios de CBR "in situ" e CPE para os solos encontrados nos PIs. Desta forma à medida que há um aumento no CBR, a Resistência à Penetração do CPE tende a ser maior. Isto é fato comprovado, pois quanto maior a capacidade de suporte de um solo maior deve ser sua resistência à penetração.

É possível observar que para os trechos FBM – 01 e FBM – 02 os resultados da Resistência à Penetração obtidos com o CPE e os valores do CBR "in situ" admitem valores bastante próximos, ao contrario dos demais poços de inspeção que apresentam valores bem diferentes.

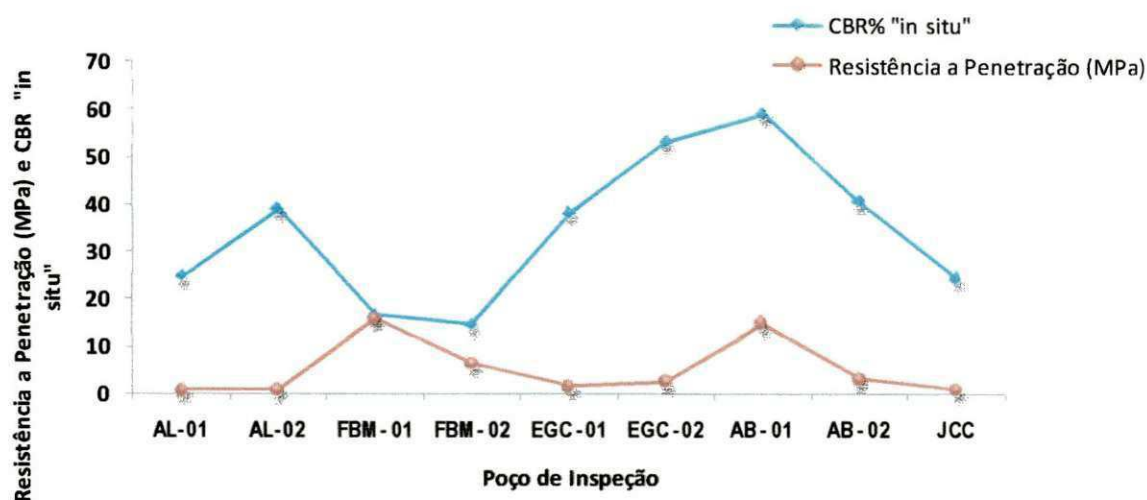


Figura 4.20 – Variação dos valores da Resistência a Penetração do CPE e dos valores do CBR "in situ".

Nas Figuras 4.21 e 4.22 são apresentadas as correlações entre CPE e CBR "in situ" para todos os solos encontrados nos trechos estudados e para os solos A-2-4 que representam a maioria dos solos estudados.

De acordo com o apresentado anteriormente, as equações encontradas para correlacionar CPD com CBR e CPD com CPE foram utilizadas para correlacionar CPE com CBR e de acordo com referências bibliográficas admitem a forma: $CBR = a \times (CPE)^b$

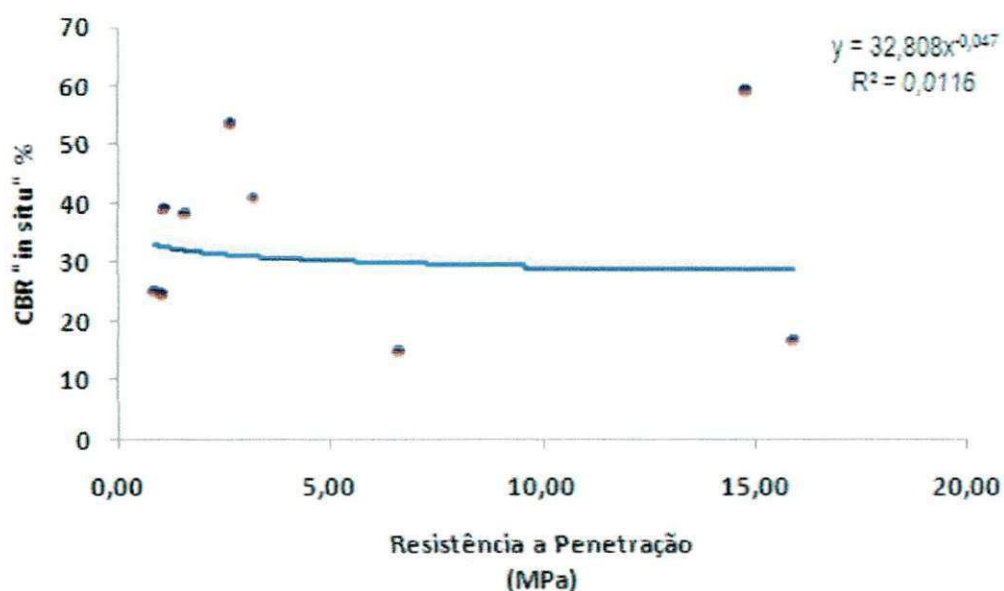


Figura 4.21 – Gráfico de correlação entre os valores da Resistência a Penetração do CPE versus CBR "in situ" para todos os tipos de solos.

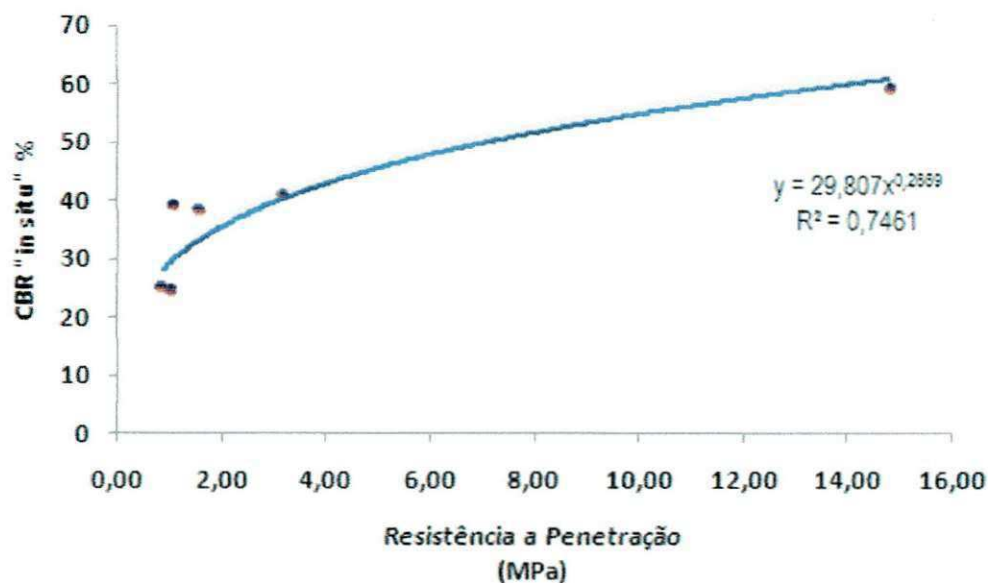


Figura 4.22 – Gráfico de correlação entre os valores da Resistência à Penetração do CPE versus CBR "in situ" para os solos do tipo A-2-4.

Os resultados das análises de regressão obtidos com os valores da resistência a Penetração do CPE versus os valores do CBR "in situ" são apresentados na Tabela 4.17

Tabela 4.17 - Resultados das análises de Regressão CPE X CBR "in situ".

Correlações	Equações	R ²
Todos os Solos Encontrados		
CBR "in situ" x CPE	$CBR = 32,808.CPE^{-0,047}$	0,0116
Solos A-2-4		
CBR "in situ" x CPE	$CBR = 29,807.CPE^{-0,2669}$	0,7461

As correlações encontradas entre as resistências à penetração obtidas com o CPE e os valores do CBR "in situ" não podem ser consideradas estatisticamente representativas, devido ao fato de admitir o seguinte coeficiente de correlação $R^2 = 0,0116$, para todos os solos, abaixo do valor crítico, $R^2 = 0,666$. Para os solos A-2-4 o coeficiente de correlação encontrado foi $R^2 = 0,7461$, que também está abaixo do valor crítico, $R^2 = 0,811$.

4.4 – Método de Dimensionamento de Pavimentos Urbanos Proposto

De acordo com Silva Júnior (2005) os métodos de dimensionamento de pavimentos urbanos são, em geral, aqueles aplicados às rodovias, cujo número de solicitações do tráfego e conseqüentemente as espessuras das camadas que compõem o pavimento não são compatíveis com a realidade das vias urbanas. As vias urbanas, com características essencialmente residenciais, apresentam um baixo volume de tráfego e um menor grau de solicitação.

Neste trabalho foi realizada uma adaptação ao método proposto por Silva Júnior (2005) alterando a medida da capacidade de suporte do subleito para as encontradas entre as correlações obtidas com o CPD e CBR "in situ" desta pesquisa para solos do tipo A-2-4 e considerando o primeiro golpe do Cone de Penetração Dinâmica.

O método propõe o dimensionamento de pavimentos urbanos baseado nas seguintes características:

- com duas (02) faixas de variação de tráfego: Tráfego muito leve e leve;
- nas características estruturais do subleito, obtidas no campo, no caso desta pesquisa a partir dos resultados adquiridos com o ensaio do CPD, expresso em índice de penetração (mm/golpe);
- nas espessuras recomendadas pelo U.S. Corps of Engineers para pavimentos urbanos com baixo volume de tráfego;
- e em projetos tipos de seções transversais de pavimentos urbanos propostos pela Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), o que permite uma rápida convergência para um determinado tipo de pavimento.

4.4.1 – Etapas do Método

A apresentação do método de dimensionamento proposto obedece à seguinte seqüência: subleito, tráfego, e as camadas do pavimento.

4.4.1.1 – Subleito

O solo do subleito será representado pela sua capacidade de suporte que é dada nesta pesquisa a partir dos resultados do ensaio com CPD considerando, para o cálculo do índice de penetração com o primeiro golpe do martelo. A opção por considerar o primeiro golpe do martelo do CPD se deve ao fato de que os valores dos CBR obtidos por meio das equações estabelecidas em função dos índices de penetração obtidos no campo considerando o primeiro golpe do martelo são em geral menores e, portanto, fica estabelecido um fator de segurança no dimensionamento.

Este procedimento não se aplica para o cálculo da espessura total do pavimento no caso de subleitos com índices de penetração superiores a 134,75 mm/golpe, pois, com esses resultados obtêm-se subleitos com baixa capacidade de suporte ($\text{CBR} \leq 2\%$). Nesse caso o solo do subleito deverá ser substituído por solo com $\text{CBR} \geq 5\%$ e expansão $\leq 2\%$.

4.4.1.2 – Tráfego

O Tráfego no dimensionamento de vias urbanas foi classificado em dois tipos para ruas essencialmente residenciais:

- Tráfego Muito Leve - ruas essencialmente residenciais, sem previsão de tráfego de ônibus, podendo existir ocasionalmente, passagens de caminhões em um número não superior a três (03) por dia, por faixa de tráfego, caracterizado por um número N típico de 10.000 (10^4) solicitações do eixo simples padrão para o período de projeto de 10 anos (SENÇO, 1997).
- Tráfego Leve - ruas de características essencialmente residenciais, prevendo o tráfego de ônibus, podendo existir ocasionalmente, passagens de caminhões ou ônibus em número não superior a cinquenta (50) por dia, por faixa de tráfego, caracterizado por um número N – equivalência de operações -, típico de 100.000 (10^5) solicitações do eixo simples padrão (18.000 libras = 8,2 ton), para o período de projeto de 10 anos (SENÇO, 1997).

De acordo com Silva Júnior (2005), para a composição do tráfego propõe-se uma taxa de crescimento, com base no histórico de crescimento do tráfego da própria via, ou a contribuição das vias existentes que atendem à mesma ligação. Adota-se o tráfego de veículos do ano médio do período de projeto, na faixa mais solicitada. A taxa de crescimento, também, deve levar em consideração o aumento do fluxo de veículos causado devido às melhorias impostas às vias pavimentadas.

4.4.1.3 – Camadas do Pavimento

As camadas do pavimento são consideradas em função do coeficiente de equivalência estrutural, que se trata de um número que relaciona a espessura de camada, constituída de material padrão, com a espessura equivalente do material que realmente vai compor essa camada.

De acordo com Senço (1997), as camadas do pavimento têm uma espessura real (E_R) igual à soma das espessuras das camadas e uma espessura equivalente (E_q), calculada pela soma do produto das espessuras reais das camadas pelos respectivos coeficientes de equivalência estrutural dos materiais que as compõem.

Os coeficientes propostos de equivalência estrutural (K) são baseados nos expostos pelo método do DNLT (antigo DNER) e pelo método de dimensionamento da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP). Os

valores são apresentados na Tabela 4.18. Deve-se adotar $K = 1$ para sub-base ou reforço do subleito, quando necessário.

Tabela 4.18 – Coeficiente de equivalência estrutural (k) para diversos materiais (Fonte: SILVA JÚNIOR, 2005)

Tipo de Material	Símbolo	Coeficiente - k
Revestimento de concreto asfáltico	CA	2,0
Revestimento de concreto magro	CM	2,0
"Binder" ou Pré-misturado a quente	BI	1,8
Base de solo-cimento	SC	1,7
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	PMF	1,4
Revestimento asfáltico de penetração	PI	1,2
Pavimento articulado de concreto	PA	1,2
Base de macadame betuminoso	MB	1,2
Base granular	BG	1,0
Base de macadame hidráulico	MH	1,0
Revestimento tipo calçamento em paralelepípedo	P	1,0
Brita corrida selecionada	BCS	0,9
Areia	A	1,0

OBS: Pavimentos antigos de paralelepípedo, quando recapeados com misturas betuminosas, o valor de k poderá variar de 1,2 à 1,8, em função do comportamento, abaulamento e rejuntamento dos paralelepípedos.

4.4.1.4 – Dimensionamento da Espessura do Pavimento

O valor do CBR é obtido a partir da Equação 4.1 de correlação com o CPD, considerando para o cálculo o índice de penetração com o primeiro golpe do martelo.

$$\text{Log (CBR)} = 2,98 - 1,257 \cdot \text{Log (CPD)} \rightarrow \text{CPD} = \left(\frac{\text{CBR}}{950,55} \right)^{-1/1,257} \quad (4.1)$$

O Método da Prefeitura Municipal de São Paulo relaciona o valor do CBR com as espessuras necessárias do Pavimento. No método de dimensionamento proposto são relacionadas às condições de tráfego para vias essencialmente urbanas com características residenciais e capacidade de suporte do subleito, com projetos-tipo específicos. Nestes projetos-tipo são sugeridas a composição do material, as espessuras do revestimento e as espessuras da base ($E_{RB} = \text{espessura do revestimento} + \text{espessura da camada de base}$).

Com a correlação estabelecida, estima-se o valor do DN correspondente a cada CBR e então obtém-se as espessuras para cada índice de penetração.

As espessuras totais do pavimento para este método foram obtidas com base no Ábaco do U.S. Corps of Engineers. Por meio da equação determinada neste trabalho (Equação 4.1), chegou-se ao índice de penetração (mm/golpe) do CPD, em função dos valores de CBR (%) e os valores das espessuras para cada tráfego apresentados na Tabela 4.19 ou no ábaco da Figura 4.23.

Com a espessura total necessária ao pavimento (E_{TOTAL}), de acordo com o tráfego (T), opta-se por uma das alternativas de dimensionamento propostas nas Figuras 4.24 e 4.25 (Projetos-tipo), em que é obtida a espessura do revestimento + espessura da base (E_{RB} ou E_q). A espessura da sub-base corresponde à diferença entre a espessura total e a espessura equivalente ($E_{SUB} = E_{TOTAL} - E_q$). Espessura equivalente é a soma das espessuras das camadas multiplicadas pelos respectivos coeficientes de equivalência estrutural do mesmo projeto tipo.

Admite-se, para o ábaco, que todos os materiais das camadas do pavimento possuem coeficiente de equivalência estrutural igual a um ($K = 1$).

Tabela 4.19 – Espessuras totais do pavimento em função dos valores de CBR, obtidas com base no Ábaco do U.S. Corps of Engineers.

CBR (%)	DN (mm/ golpe)	Espessura total do Pavimento (cm)	
		Tráfego	
		Muito Leve	Leve
2	134,78	60	70
3	97,62	46	57
4	77,65	39	48
5	65,02	34	42
6	56,24	30	37
7	49,75	27	33
8	44,74	24	30
9	40,74	22	27
10	37,46	20	25
12	32,40	17	22
15	27,13	15	18
17	24,56	13	16
20	21,58	11	14
25	18,07	9	12
30	15,63	8	10
Veículos comerciais por dia numa direção			
		Máx. 3	Máx. 50

A Figura 4.23 apresenta o ábaco para dimensionamento da espessura total do pavimento para o método proposto. O ábaco proposto para a equação do índice de penetração correlacionado com CBR "in situ" é uma forma de agilizar o trabalho do engenheiro responsável pelo dimensionamento do pavimento de vias urbanas.

Entra-se com o valor do Índice de Penetração (eixo X) obtido com o Cone de Penetração Dinâmico e em função do tipo de tráfego (Muito Leve ou Leve), acha-se a espessura total do pavimento em cm (eixo Y).

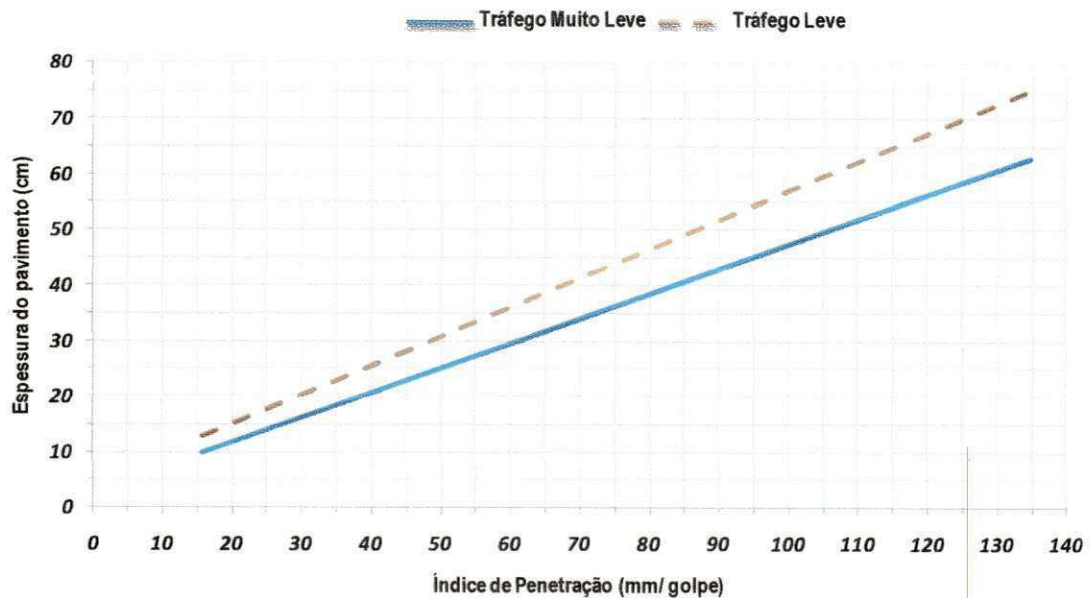


Figura 4.23 – Abaco de dimensionamento da espessura total da estrutura do pavimento em função do índice de penetração do CPD, e do tráfego (T), para o método proposto

Tráfego Muito Leve.

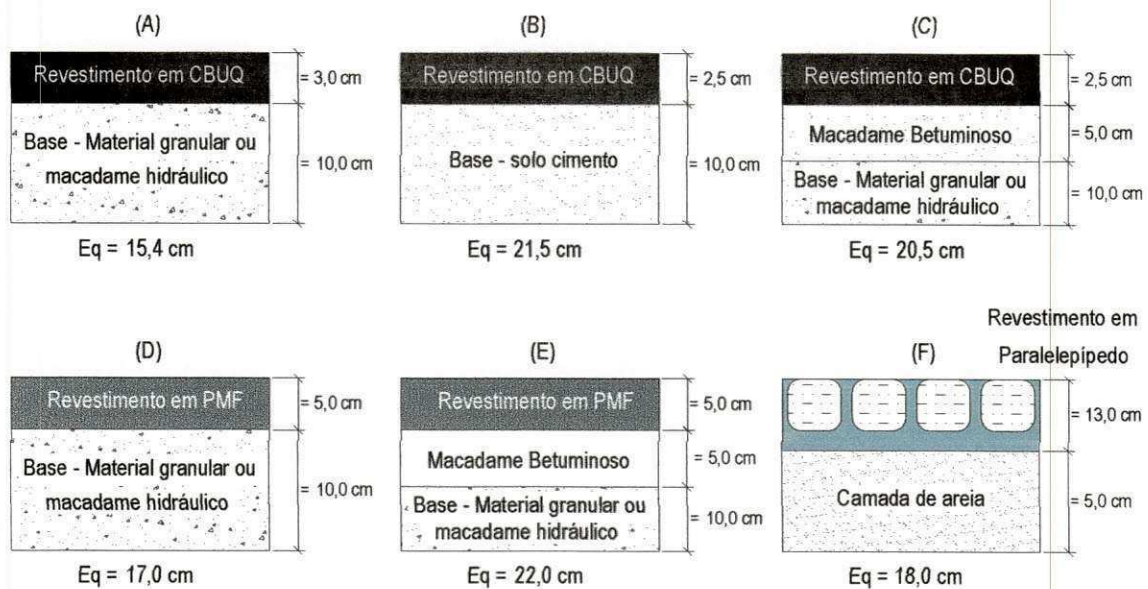


Figura 4.24 – Projetos-tipo de pavimentos para o tráfego muito leve, método proposto (GUEDES, 2008).

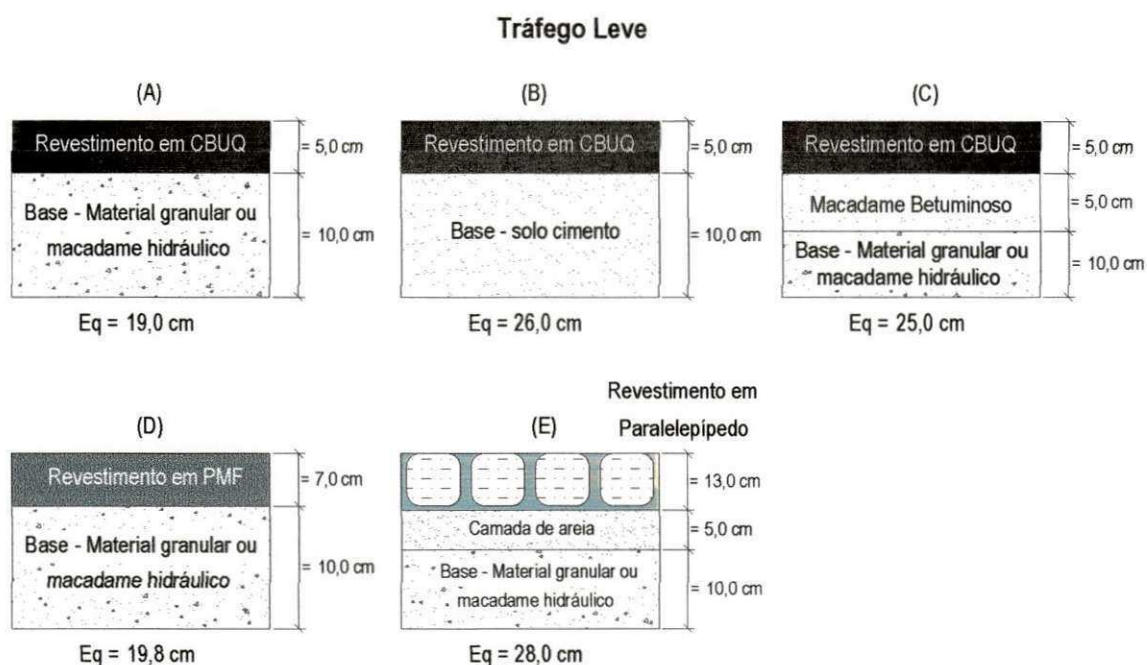


Figura 4.25 – Projetos-tipo de pavimentos para o tráfego leve, método proposto (GUEDES, 2008).

Conforme Silva Júnior (2005), dependendo das condições de suporte do subleito e especificamente para o tráfego muito leve, a espessura total estimada para a estrutura do pavimento pode vir a ser menor que a espessura equivalente ($E_{TOTAL} < E_q$). Nestes casos, sugere-se adotar uma regularização do subleito, no qual serão executadas apenas as camadas de base e de revestimento. Ao se adotar um revestimento em paralelepípedo, será considerada como camada de base, o colchão de areia de cinco (5) centímetros de espessura.

Desta forma conforme o método de dimensionamento de pavimentos urbanos proposto anteriormente torna-se possível a partir do Cone de Penetração Dinâmica como forma de obtenção da capacidade de suporte dos solos do subleito dimensionar pavimentos de ruas de baixo volume de tráfego.

CAPÍTULO 5

5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Do presente estudo podem-se tirar as seguintes conclusões e sugestões:

5.1 – Conclusões

O CBR "in situ" é um ensaio que se torna mais oneroso e demorado devido ao elevado custo dos equipamentos e sua execução bastante laboriosa, pois necessita de vários operadores para sua realização, além de um caminhão para servir de reação, o que acarreta numa obstrução de parte da via a ser pavimentada, portanto não pode ser realizado a qualquer hora do dia. A vantagem do ensaio de CBR "in situ" é favorecer uma análise mais próxima da realidade.

O CPD e CPE são, ao contrario do CBR "in situ", ensaios práticos, rápidos e mais econômicos devido a sua execução necessitar de apenas duas pessoas, todo equipamento sendo de fácil transporte por ser bastante compacto e por se tratar de um ensaio semi-destrutivo, não havendo uma grande movimentação de terra. Tudo que foi descrito acima se comprovou na prática durante a realização dos ensaios e na obtenção dos resultados.

Quando se correlacionam os ensaios de CPD, CPE e CBR "in situ" para todos os tipos de solos encontrados nos poços de inspeção dos trechos das ruas analisados, não há correlação entre os mesmos. Isso se deve ao fato de que as condições encontradas em campo, para cada tipo de solo, são bastante diversificadas por apresentarem inúmeras variáveis (variação do teor de umidade, densidade, granulometria, tipo de solo, estado de confinamento, etc). Outro motivo para a não correlação dos ensaios se deve a pequena quantidade de PIs analisados na pesquisa, devido ao atraso na confecção da peça de adaptação do CBR "in situ".

Ao se correlacionar os ensaios de CPD e CBR "in situ" para os solos classificados como A-2-4, de acordo com o método de classificação HRB, obteve-se uma correlação significativa para o número de observações feitas na pesquisa. Correlacionando CPD com CPE e CPE com CBR "in situ" obteve-se uma baixa correlação, não sendo significativa para o número de observações de acordo com as análises estatísticas de regressão.

As correlações encontradas neste trabalho servem apenas para os índices de penetração obtidos com o CPD e os valores do CBR "in situ" para solos do tipo A-2-4 e SM. Portanto, essas correlações não necessariamente servem para outros tipos de solos.

De acordo com as análises de regressões realizadas e os coeficientes de correlação, a equação que melhor representa esta correlação é a que considera o primeiro golpe do martelo do CPD.

$$\text{Log (CBR)} = 2,98 - 1,257 \cdot \text{Log (CPD)} \rightarrow \text{CPD} = \left(\frac{\text{CBR}}{950,55} \right)^{-1/1,257} \quad (4.1)$$

A adaptação da proposta de dimensionamento para pavimentos de vias urbanas de trabalhos anteriores é uma forma de implementar os resultados do ensaio de CPD direto no dimensionamento, sem antes haver uma correlação com CBR, dessa forma tornando mais ágil a forma de obtenção do projeto de pavimento de ruas de baixo volume de tráfego.

A criação de um ábaco no método de dimensionamento de pavimentos urbanos teve como objetivo simplificar a vida do projetista, deixando pouca margem aos estudos de variantes, convergindo rapidamente para um projeto-tipo economicamente recomendável.

O resultado do método proposto sugere espessuras menores para o pavimento quando comparadas às obtidas pelo método, por exemplo, do DNIT. Isso implica em menores custos no que se diz respeito à execução.

5.2 – Sugestões

Esta pesquisa pode servir como ponto inicial para outros trabalhos que venham a surgir. Desta forma sugere-se para próximas pesquisas:

- Realizar ensaios de CPD e CPE para um número maior de ruas ou poços de inspeção correlacionando solos de acordo com sua classificação;
- Realizar uma avaliação estrutural de um pavimento dimensionado a partir dos resultados dos ensaios de CPD ou CPE;
- Estudar um método para controle de compactação das camadas do pavimento utilizando o equipamento de CPD; e
- Realizar estudos comparativos entre pavimentos dimensionados por métodos convencionais e pavimentos dimensionados por métodos que utilizam o CPD.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6122. Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 1996.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6457. Amostras de solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Rio de Janeiro, 1996.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-6459. Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-7180. Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-7181. Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR-7185/84 Solo – Determinação da Massa Específica Aparente, "in situ" com Emprego do Frasco de Areia. Rio de Janeiro 1986.

ABNT- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 7207 - Terminologia e Classificação de Pavimentação, Rio de Janeiro 1982.

ALONSO, U. R. Capacidade de Carga. In: Exercícios de fundações. São Paulo: Edgard Blücher, 1983. Cap. 4, p. 93-99.

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 em Engenharia Civil – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2002.

AMARAL, F.C.F. Previsão da Capacidade de Suporte de Areias Médias e Finas Uniformes em Obras Viárias com o Emprego do Ensaio DCP. Mestrado em Engenharia de Infra-Estrutura Aeronáutica – Área de Infra-Estrutura Aeroportuária – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, 2005.

AMINI, F., Potencial Applications of Dynamic and Static Cone Penetrometers in Pavement Design and Construction. Final Report. Department of Civil Engineering Jackson state University in Cooperation with Mississippi Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration. 2003. Disponível em: <http://www.mdot.state.ms.us/research/pdf/DynConPn.pdf>. Acessado em: 07 Mar. 2009.

AOKI, N. Ensaio Holandês de Penetração. Curso de atualização em fundações. Centro de Produção da UEG (CEPUEG), 1973.

ASTM D-1196/04 – Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements. ASTM International, 2004.

ASTM D-6951/03 – Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications. ASTM International, 2003.

BAPTISTA, C.N. *Pavimentação*. 4ª Edição. Porto Alegre. Ed. Globo, 1980. Tomo I.

BERTI, C., "Avaliação da Capacidade de Suporte de Solos "in situ" em Obras Viárias Através do Cone de Penetração Dinâmica – Estudo Experimental". 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas, UNICAMP. Campinas, 2005.

CHASE, W.; BOWN, F. *General Statistics*. New York, John Wiley & Sons, Inc. 1992.

CRONEY, P.; CRONEY, D. *The Design and Performance of Road Pavements*. Third Edition. New York: McGraw-Hill. 1998.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – Manual de Pavimentação, Rio de Janeiro, 1996.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, ME – 049/94. Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia, 1994.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, ME – 052/94. Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com o emprego do "Speedy", 1994.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, ME – 080/94. Solos – análise granulométrica por peneiramento, 1994.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, ME – 082/94. Solos – determinação do limite de plasticidade, 1994.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, ME – 092/94. Solos – determinação da massa específica aparente seca com o emprego do frasco de areia, 1994.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, ME – 0122/94. Solos – determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito, 1994.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes – Manual de Pavimentação. 3. ed. – Rio de Janeiro, 2006.

EMERY, S. *Pavement Investigation, DCP and design chart*. New York: McGraw-Hill. 2004. Disponível em: <http://www.geocities.com/profemery/pavement.html>. Acessado em 15 mar. 2009.

GUEDES, S.B. *Estudo da Viabilidade Técnica do Cone de Penetração Dinâmica (CPD), do Cone de Penetração Estática (CPE) e do Penetrômetro Panda no Dimensionamento de Pavimentos Urbanos*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civi e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2008.

HARISON, J.A. *Correlation Between California Bearing Ratio and Dynamic Cone Penetrometer Strength Measurement of Soil*. In: Proc. Instn. Civ. Engs, London. 1987.

HEAD, K. H. Soil Technicians Handbook. London: Pentech Press Limited Publishers. 1989.

HERRICK & JONES 66 (4) ... A Dynamic Cone Penetrometer for Measuring Soil Penetration Resistance ... The Hammer-type, Dynamic Cone Penetrometer Described here Cone Used to Calculate a Soil Penetration Resistance, 2001 ... Disponível em: <<http://www.intl-soil.scijournals.org/cgi/content/full/66/4/1320>> Acesso em: 12 Nov. 2008.

JORDÃO, L. P. Avaliação Estrutural das Pistas de Pouso e Decolagem, Pátios e Acessos do Aeroporto Presidente Castro Pinto de João Pessoa. 114 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2004.

KARUNAPREMA, K.A.K; EDIRISINGHE, A.G.H.J. A Laboratory study to Establish Some Udeful Relationships for the Use of Dynamic Cone Penetrometer. In: University Peradenya, Sri Lanka. EJGE, 2002. Disponível em: <http://www.ejge.com/2002/Ppr0228/Abs0228.htm>. Acessado em: 17 Dez. 2008.

KLEYN, E. G. The Use of the Dynamic Cone Penetrometer (DCP). Rep.No. 2/74. Transval Roads Department, South Africa, 1975.

KLEYN, E. G.; MAREE, J. H.; SAVAGE, P. F. The Application of a Portable Pavement Dynamic Cone Penetrometer to Determine in situ Bearing Properties of Road Pavement Layers and Sugrades in South Africa. In: Proceedings of Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, p 277 – 281, 1982.

LIMA, L.C. O Ensaio DCP aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias executadas com Solos Lateríticos de Textura Fina . Tese de Mestrado. Instituto Tecnológico de Aeronáutica. ITA, 2000.

LIVNEH, M. Validation of Correlations between a Number of Penetration Tests and In Situ California Bearing Ratio Tests. Transp. Res. Rec. 1219. Transportation Research Board, Washington, D.C., p. 56-67, 1987.

LIVNEH, M.; ISHAI, I.; LIVNEH, N. A. Automated DCP Device Versus Manual DCP Device. [S.I.] Rd. and Transport Res., Vol. 1, No. 4, 1992.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. Historical background. In: Cone Penetration Testing: in geotechnical practice. 1st ed. London: Blackie Academic and Professional, 1977. Cap. 1.

MARANGON, M. Notas de Aula de Mecânica dos Solos II - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS, Universidade Federal de Juiz de Fora – NuGeo/Núcleo, Juiz de Fora, 2005.

PATTROL. Ensaio Califórnia. Disponível em: <http://www.pattrol.com.br/equipamentos/califo.html>. Acesso em: 05 março 2009.

PMSP - PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO – SVP - MÉTODO DE ENSAIO. PMSP/SP-ME 47/99. Determinação do Índice de Suporte do Subleito "In Situ". São Paulo. 1999.

PREFEITURA MUNICIPAL DE SÃO PAULO. Pavimentação Urbana. Secretaria de Vias públicas, Superintendência de Projetos. 1, São Paulo, 1992.

RODRIGUES, J. K. G. Pressiômetros, Tensões e Deformações em Sub-bases de Pavimentos Flexíveis. (Tese de Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

- ROHM, S. A.; NOGUEIRA, J. B. Determinação de Mini-CBR Através do Ensaio de Penetração Dinâmica. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 21. Anais, Rio de Janeiro ABPV, p. 61 – 73, 1990.
- RÖHN, S. A. Considerações sobre penetrômetros dinâmicos leves aplicados na construção e avaliação de pavimentos de baixo custo. 1984. 109p. Dissertação - EESC/USP, São Paulo.
- SANGLERAT, G. History of the penetrometer. In: The penetrometer and soil exploration. 2nd ed. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1972. Cap. 1, v. 1, p. 1-8.
- SANGLERAT, G. Bearing capacity and settlement of shallow footings. In: The penetrometer and soil exploration. 2nd ed. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company, 1972. Cap. 9, v. 1, p. 269-273.
- SENÇO, W. de. Manual de Técnicas de Pavimentação. 1ª Edição. São Paulo, Editora Pini, 1997. Volume I.
- SILVA JÚNIOR, F.A. da, Cone de Penetração Dinâmica (DCP): Uma Alternativa ao Dimensionamento de Pavimentos Urbanos. 109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Ciências e Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil. Campina Grande, 2005.
- SOUZA, F. W. C. de, “Avaliação do Penetrômetro Manual na Capacidade de Carga de Fundações Superficiais em Solos Arenosos”. 142p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande - UFCG. Campina Grande, 2007.
- TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. Análise, projeto e discussão de fundações rasas. In: Fundações: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 227-264.
- THOMAS R. 1997. MINNESOTA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Application of the Dynamic Cone Penetrometer to Minnesota Department of Transportation Pavement Assessment Procedures, 1997. Disponível em: <http://www.mrr.dot.state.mn.us/research/MnROADProject/MnRoadOnlineReports> Acesso em: 09 dezembro 2008.
- TRICHÊS, G.; CARDOSO, A.B. Avaliação da Capacidade de Suporte de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone. In: Congresso Brasileiro de Engenharia de Fundações, 1. Anais... p 649-656, Brasília 1998.
- TRICHÊS, G.; CARDOSO, A.B. Avaliação da Capacidade de Aterros e Subleito de Rodovias Utilizando o Penetrômetro Dinâmico de Cone e a Viga Benkelman. In: TRANSPORTE EM TRANSFORMAÇÃO, IV. Trabalhos Vencedores do Prêmio CNT – Produção Acadêmica 1999. Anais... Makron Books, p. 35-49, 1999.
- TRICHÊS, G.; DALPAI, C. M.; Fontes, L. P. T. da L. Procedimentos Técnicos para o Emprego do Cone de Penetração Dinâmica na Construção e Investigação dos Pavimentos Urbanos. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35. 1. Anais... Artigo 096 35 RAPv 2004, pdf, Rio de Janeiro, 2004.
- TSUHA, C. H. C. Utilização de penetrômetro manual em solo colapsível e comparação com resultados de provas de carga em placa e em sapata. 2003. 68p. Dissertação - EESC/USP, São Paulo.
- TSUTSUMI, M. TRN018 – Mecânica dos Solos I, UFJF – FAC. ENGENHARIA – DEP. TRANSPORTES, Juiz de Fora, 1994. Disponível em: <http://www.scribd.com/doc/7330937/Movimento-de-Terra-Sondagens-Drenagem-Contencao-INVESTIGACAOSUBSOLO>. Acesso em: 09 Março 2009.
- VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Ed. da Universidade de São Paulo, 1981. P. 66-69.

VERTAMATTI, E.; OLIVEIRA, L.E.de. Análise de Pavimento de Baixo Volume de Tráfego Executado com Solos Transicionais. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1. Anais... p. 326-344, Rio de Janeiro, 1997.

VERTAMATTI, E.; OLIVEIRA, L.E.de. Comportamento de Solos Tropicais de Natureza Transicional em Camadas Estruturais de Pavimentos. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 1. Anais... p 657-664, Brasília, 1998.

YODER, E.J. Principles of Pavement Design. Second Edition. 1959.

APÊNDICE

UFRRJ BIBLIOTECA

APÊNDICE A

Cone de Penetração Dinâmico

Alta Leite Furo 01

<i>Resultado da Penetração no ensaio com o CPD</i>								
Furo	1		2		3		4	
<i>Penetração/ Golpe</i>								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,7	1,8	0,9	2,3	0,7	1,8	1	2,5
1° Golpe	2	5,1	2,2	5,6	2	5,1	2,3	5,8
2° Golpe	3	7,6	2,8	7,1	2,9	7,4	3,3	8,4
3° Golpe	3,8	9,7	3,5	8,9	3,6	9,1	3,8	9,7
4° Golpe	4,6	11,7	4,2	10,7	4,5	11,4	4,6	11,7
5° Golpe	5,4	13,7	4,8	12,2	5,1	13,0	5,2	13,2
6° Golpe	6,1	15,5	5,5	14,0	5,8	14,7	5,8	14,7
7° Golpe	6,7	17,0	6,1	15,5	6,6	16,8	6,5	16,5
8° Golpe	7,3	18,5	6,7	17,0	7	17,8	7,1	18,0
9° Golpe	7,9	20,1	7,2	18,3	7,7	19,6	7,6	19,3
10° Golpe	8,4	21,3	7,6	19,3	8,3	21,1	8	20,3
Profundidade Penetrada (cm)	21,3		19,3		21,1		20,3	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	19,6		17,0		19,3		17,8	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	18,1		15,2		17,8		16,1	

Média Considerando o 1° golpe: 18,4

Média Desconsiderando o 1° golpe: 16,8

Alta Leite Furo 02

<i>Resultado da Penetração no ensaio com o CPD</i>								
Furo	1		2		3		4	
<i>Penetração/ Golpe</i>								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,5	1,3	0,5	1,3	0,5	1,3	0,5	1,3
1° Golpe	1,7	4,3	1,8	4,6	1,5	3,8	2,2	5,6
2° Golpe	2,4	6,1	2,4	6,1	2,2	5,6	3,1	7,9
3° Golpe	3	7,6	3	7,6	2,8	7,1	3,8	9,7
4° Golpe	3,6	9,1	3,5	8,9	3,2	8,1	4,2	10,7
5° Golpe	4,1	10,4	4	10,2	3,8	9,7	4,8	12,2
6° Golpe	4,4	11,2	4,4	11,2	4,2	10,7	5,4	13,7
7° Golpe	4,7	11,9	4,8	12,2	4,6	11,7	5,8	14,7
8° Golpe	5,2	13,2	5,3	13,5	5,2	13,2	6,2	15,7
9° Golpe	5,7	14,5	5,6	14,2	5,6	14,2	6,5	16,5
10° Golpe	6,2	15,7	6,2	15,7	6	15,2	7,2	18,3
Profundidade Penetrada (cm)	15,7		15,7		15,2		18,3	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	14,5		14,5		14,0		17,0	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	12,7		12,4		12,7		14,1	

Média Considerando o 1° golpe: 15,0

Média Desconsiderando o 1° golpe: 13,0

Fernando B. de Melo 01

<i>Resultado da Penetração no ensaio com o CPD</i>								
Furo	1		2		3		4	
<i>Penetração/ Golpe</i>								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,2	0,5	0,1	0,3	0,3	0,8	0,2	0,5
1° Golpe	0,5	1,3	0,5	1,3	0,5	1,3	0,5	1,3
2° Golpe	1	2,5	0,8	2,0	0,6	1,5	0,7	1,8
3° Golpe	1,3	3,3	1	2,5	0,9	2,3	1	2,5
4° Golpe	1,5	3,8	1,3	3,3	1,1	2,8	1,2	3,0
5° Golpe	1,7	4,3	1,5	3,8	1,4	3,6	1,4	3,6
6° Golpe	2	5,1	1,7	4,3	1,6	4,1	1,6	4,1
7° Golpe	2,2	5,6	1,8	4,6	1,8	4,6	1,8	4,6
8° Golpe	2,5	6,4	2,2	5,6	2,1	5,3	1,9	4,8
9° Golpe	2,8	7,1	2,4	6,1	2,4	6,1	2,2	5,6
10° Golpe	3,2	8,1	2,6	6,6	2,5	6,4	2,6	6,6
Profundidade Penetrada (cm)	8,1		6,6		6,4		6,6	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	7,6		6,4		5,6		6,1	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	7,6		5,9		5,6		5,9	

Média Considerando o 1° golpe: 6,40

Média Desconsiderando o 1° golpe: 6,30

Fernando B. de Melo 02

<i>Resultado da Penetração no ensaio com o CPD</i>								
Furo	1		2		3		4	
<i>Penetração/ Golpe</i>								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,5	1,3	0,2	0,5	0,3	0,8	0,2	0,5
1° Golpe	1	2,5	0,8	2,0	1,2	3,0	0,8	2,0
2° Golpe	1,7	4,3	1,4	3,6	2,2	5,6	1,4	3,6
3° Golpe	2,6	6,6	2,1	5,3	3,1	7,9	1,6	4,1
4° Golpe	3,3	8,4	2,8	7,1	4,2	10,7	2	5,1
5° Golpe	4,1	10,4	3,7	9,4	5,2	13,2	2,5	6,4
6° Golpe	5	12,7	4,6	11,7	6,2	15,7	3,3	8,4
7° Golpe	5,9	15,0	5,3	13,5	6,9	17,5	4	10,2
8° Golpe	6,6	16,8	6,1	15,5	7,8	19,8	4,6	11,7
9° Golpe	7,2	18,3	6,9	17,5	8,4	21,3	5,2	13,2
10° Golpe	8	20,3	7,6	19,3	9,1	23,1	5,8	14,7
Profundidade Penetrada (cm)	20,3		19,3		23,1		14,7	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	19,1		18,8		22,4		14,2	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	19,8		19,2		22,3		14,1	

Média Considerando o 1° golpe: 18,60

Média Desconsiderando o 1° golpe: 18,80

Euripedes Gomes da Cruz 01

Resultado da Penetração no ensaio com o CPD

Furo	1		2		3		4	
Penetração/ Golpe								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,5	1,3	0,4	1,0	0,4	1,0	0,2	0,5
1° Golpe	1,5	3,8	2	5,1	1,8	4,6	0,5	1,3
2° Golpe	1,8	4,6	2,2	5,6	2,4	6,1	1	2,5
3° Golpe	2,3	5,8	2,6	6,6	3,2	8,1	1,2	3,0
4° Golpe	2,6	6,6	2,8	7,1	3,6	9,1	1,5	3,8
5° Golpe	2,9	7,4	3,4	8,6	4,6	11,7	1,7	4,3
6° Golpe	3,2	8,1	3,6	9,1	5,8	14,7	1,8	4,6
7° Golpe	3,5	8,9	3,8	9,7	6,8	17,3	2	5,1
8° Golpe	3,9	9,9	4,2	10,7	7,6	19,3	2,2	5,6
9° Golpe	4,2	10,7	4,4	11,2	8	20,3	2,4	6,1
10° Golpe	4,4	11,2	4,6	11,7	8,4	21,3	2,6	6,6
Profundidade Penetrada (cm)	11,2		11,7		21,3		6,6	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	9,9		10,7		20,3		6,1	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	8,2		7,3		18,6		5,9	

Média Considerando o 1º golpe: 11,70

Média Desconsiderando o 1º golpe: 10,00

Euripedes Gomes da Cruz 02

Resultado da Penetração no ensaio com o CPD

Furo	1		2		3		4	
Penetração/ Golpe								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,5	1,3	0,5	1,3	0,3	0,8	0,3	0,8
1° Golpe	1,3	3,3	1,5	3,8	1	2,5	1	2,5
2° Golpe	1,7	4,3	2	5,1	1,3	3,3	1,6	4,1
3° Golpe	2	5,1	2,6	6,6	1,8	4,6	2,5	6,4
4° Golpe	2,3	5,8	3,2	8,1	2,2	5,6	3,4	8,6
5° Golpe	2,5	6,4	3,9	9,9	2,5	6,4	4,2	10,7
6° Golpe	2,7	6,9	4,4	11,2	3	7,6	5	12,7
7° Golpe	2,8	7,1	4,9	12,4	3,3	8,4	5,4	13,7
8° Golpe	3,1	7,9	5,3	13,5	3,5	8,9	5,9	15,0
9° Golpe	3,3	8,4	6	15,2	3,9	9,9	6,2	15,7
10° Golpe	3,5	8,9	6,6	16,8	4,5	11,4	6,7	17,0
Profundidade Penetrada (cm)	8,9		16,8		11,4		17,0	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	7,6		15,5		10,7		16,3	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	6,2		14,4		9,9		16,1	

Média Considerando o 1º golpe: 12,50

Média Desconsiderando o 1º golpe: 11,60

Almeida Barreto 01

<i>Resultado da Penetração no ensaio com o CPD</i>								
Furo	1		2		3		4	
<i>Penetração/ Golpe</i>								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,3	0,8	0,2	0,5	0,2	0,5	0,3	0,8
1° Golpe	1	2,5	1	2,5	1	2,5	1	2,5
2° Golpe	1,4	3,6	1,5	3,8	1,5	3,8	1,5	3,8
3° Golpe	1,8	4,6	2	5,1	1,8	4,6	1,8	4,6
4° Golpe	2,2	5,6	2,5	6,4	2,2	5,6	2,2	5,6
5° Golpe	2,4	6,1	2,9	7,4	2,4	6,1	2,5	6,4
6° Golpe	2,6	6,6	3,2	8,1	2,8	7,1	2,8	7,1
7° Golpe	3	7,6	3,5	8,9	3	7,6	3	7,6
8° Golpe	3,3	8,4	4	10,2	3,2	8,1	3,4	8,6
9° Golpe	3,5	8,9	4,3	10,9	3,5	8,9	3,6	9,1
10° Golpe	3,8	9,7	4,6	11,7	3,8	9,7	3,8	9,7
Profundidade Penetrada (cm)	9,7		11,7		9,7		9,7	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	8,9		11,2		9,1		8,9	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	7,9		10,2		7,9		7,9	

Média Considerando o 1° golpe: 9,50

Média Desconsiderando o 1° golpe: 8,50

Almeida Barreto 02

<i>Resultado da Penetração no ensaio com o CPD</i>								
Furo	1		2		3		4	
<i>Penetração/ Golpe</i>								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,2	0,5	0,1	0,3	0,3	0,8	0,2	0,5
1° Golpe	0,8	2,0	0,5	1,3	1,2	3,0	0,9	2,3
2° Golpe	1,4	3,6	1	2,5	1,6	4,1	1,4	3,6
3° Golpe	1,8	4,6	1,5	3,8	2,1	5,3	2	5,1
4° Golpe	2,4	6,1	1,8	4,6	2,6	6,6	2,5	6,4
5° Golpe	2,8	7,1	2,4	6,1	3,3	8,4	3	7,6
6° Golpe	3,4	8,6	3	7,6	3,8	9,7	3,6	9,1
7° Golpe	3,8	9,7	3,5	8,9	4,3	10,9	4,4	11,2
8° Golpe	4,2	10,7	4,3	10,9	4,8	12,2	5	12,7
9° Golpe	4,6	11,7	5	12,7	5,2	13,2	5,4	13,7
10° Golpe	5,2	13,2	5,5	14,0	5,6	14,2	5,8	14,7
Profundidade Penetrada (cm)	13,2		14,0		14,2		14,7	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1° Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	12,7		13,7		13,5		14,2	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1° Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	12,4		14,1		12,4		13,8	

Média Considerando o 1° golpe: 13,50

Média Desconsiderando o 1° golpe: 13,20

José Carlos Cirino

<i>Resultado da Penetração no ensaio com o CPD</i>								
Furo	1		2		3		4	
Penetração/ Golpe								
	pol	cm	pol	cm	pol	cm	pol	cm
Peso Próprio	0,2	0,5	0,4	1,0	0,5	1,3	0,5	1,3
1º Golpe	1,3	3,3	1,7	4,3	1,5	3,8	1,5	3,8
2º Golpe	1,8	4,6	2,5	6,4	2,2	5,6	2,2	5,6
3º Golpe	2,5	6,4	3,4	8,6	3	7,6	2,9	7,4
4º Golpe	3,1	7,9	4,1	10,4	3,7	9,4	3,6	9,1
5º Golpe	3,7	9,4	4,8	12,2	4,3	10,9	4,2	10,7
6º Golpe	4,1	10,4	5,5	14,0	5	12,7	4,8	12,2
7º Golpe	4,4	11,2	6,1	15,5	5,5	14,0	5,4	13,7
8º Golpe	5,1	13,0	6,8	17,3	6,1	15,5	6	15,2
9º Golpe	5,5	14,0	7,4	18,8	6,9	17,5	6,6	16,8
10º Golpe	6	15,2	8,2	20,8	7,5	19,1	7,2	18,3
Profundidade Penetrada (cm)	15,2		20,8		19,1		18,3	
Índice de Penetração (DN) - Considerando o 1º Golpe (10 golpes)								
DN (mm/golpe)	14,7		19,8		17,8		17,0	
Índice de Penetração (DN) - Desconsiderando o 1º Golpe (9 golpes)								
DN (mm/golpe)	13,3		18,3		16,9		16,1	

Média Considerando o 1º golpe: 17,30

Média Desconsiderando o 1º golpe: 16,20

APÊNDICE B

Cone de Penetração Estático

Rua Alta Leite

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA:31/07/2009		Rua:Alta Leite - Furo 01					
Locação do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	Nº de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	2,0	5,1	134,0	5,40	58,80	576,28	1067,16
2	2,4	6,1	135,0	7,78	59,24	580,54	746,55
3	2,5	6,4	137,0	8,44	60,11	589,05	698,12
4	3,0	7,6	144,0	12,15	63,15	618,85	509,33
5	2,1	5,3	134,0	5,95	58,80	576,28	967,94
6	2,1	5,3	143,5	5,95	62,93	616,72	1035,87
7	2,5	6,4	129,0	8,44	56,63	554,99	657,75
8	2,2	5,6	142,0	6,53	62,28	610,34	934,07
Média(KPa):							827,10

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA:31/07/2009		Rua:Alta Leite - Furo 02					
Locação do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	Nº de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	2,1	5,33	132,0	5,95	57,94	567,77	953,64
2	2,0	5,08	148,0	5,40	64,89	635,88	1177,52
3	2,1	5,33	141,0	5,95	61,84	606,08	1018,00
4	2,0	5,08	142,5	5,40	62,50	612,47	1134,16
5	2,0	5,08	143,0	5,40	62,71	614,59	1138,11
6	1,9	4,83	136,0	4,87	59,67	584,79	1199,91
7	2,1	5,33	119,0	5,95	52,29	512,42	860,68
8	2,0	5,08	128,0	5,40	56,20	550,74	1019,86
Média(KPa):							1062,74

Rua Fernando B. de Melo

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA:31/07/2009		Rua:Fernendo B. de Melo - Furo 01					
Localção do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	Nº de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	0,6	1,52	136,0	0,49	59,67	584,79	12032,47
2	0,6	1,52	151,0	0,49	66,19	648,65	13346,38
3	0,7	1,78	112,0	0,66	49,25	482,62	7296,68
4	0,5	1,27	129,0	0,34	56,63	554,99	16443,82
5	0,5	1,27	143,0	0,34	62,71	614,59	18209,71
6	0,4	1,02	129,0	0,22	56,63	554,99	26693,47
7	0,5	1,27	141,0	0,34	61,84	606,08	17957,44
8	0,5	1,27	128,0	0,34	56,20	550,74	16317,68
						Média(KPa):	15912,08

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA:31/07/2009		Rua:Fernendo B. de Melo - Furo 02					
Localção do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	Nº de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	0,8	2,03	137,0	0,86	60,11	589,05	6817,54
2	2,0	5,08	145,5	5,40	63,80	625,24	1157,82
3	0,5	1,27	150,0	0,34	65,75	644,39	19092,65
4	0,5	1,27	137,5	0,34	60,32	591,18	17515,96
5	1,5	3,81	153,5	3,04	67,27	659,29	2170,46
6	1,2	3,05	141,0	1,94	61,84	606,08	3117,61
7	1,8	4,57	155,0	4,37	67,93	665,68	1521,86
8	1,7	4,32	135,5	3,90	59,46	582,67	1493,40
						Média(KPa):	6610,91

Rua Eurípedes Gomes da Cruz

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA:31/07/2009		Rua: Eurípedes Gomes da Cruz - Furo 01					
Locação do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	Nº de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	2,1	5,33	155,0	5,95	67,93	665,68	1118,10
2	2,0	5,08	153,5	5,40	67,27	659,29	1220,88
3	2,0	5,08	147,0	5,40	64,45	631,62	1169,64
4	1,9	4,83	146,5	4,87	64,23	629,49	1291,63
5	2,0	5,08	139,0	5,40	60,98	597,57	1106,57
6	1,5	3,81	160,0	3,04	70,10	686,97	2261,56
7	1,2	3,05	145,0	1,94	63,58	623,11	3205,20
8	2,0	5,08	141	5,40	61,84	606,08	1122,34
Média(KPa):							1561,99

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA:31/07/2009		Rua: Eurípedes Gomes da Cruz - Furo 02					
Locação do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	Nº de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	2,0	5,08	155,0	5,40	67,93	665,68	1232,71
2	2,0	5,08	151,0	5,40	66,19	648,65	1201,17
3	1,5	3,81	145,0	3,04	63,58	623,11	2051,33
4	1,2	3,05	154,0	1,94	67,49	661,42	3402,29
5	1,2	3,05	147,0	1,94	64,45	631,62	3249,00
6	0,8	2,03	152,0	0,86	66,62	652,91	7556,61
7	2,1	5,33	144,0	5,95	63,15	618,85	1039,45
8	1,8	4,57	153,0	4,37	67,06	657,17	1502,40
Média(KPa):							2654,37

Rua Almeida Barreto

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA: 31/07/2009		Rua: Almeida Barreto - Furo 01					
Localção do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	N° de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	0,7	1,78	151,0	0,66	66,19	648,66	9805,50
2	0,6	1,52	149,0	0,49	65,32	640,14	13171,19
3	0,8	2,03	160,0	0,86	70,10	686,97	7950,78
4	0,4	1,02	147,0	0,22	64,45	631,62	29241,01
5	0,4	1,02	162,0	0,22	70,97	696,48	32197,29
6	0,5	1,27	145,0	0,34	63,58	623,11	18461,97
7	1,0	2,54	152,0	1,35	66,62	652,91	4836,23
8	1,3	3,30	150,0	2,28	65,75	644,39	2824,36
Média (KPa):							14811,04

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA: 31/07/2009		Rua: Almeida Barreto - Furo 02					
Localção do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	N° de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	1,5	3,81	149,0	3,04	65,32	640,14	2107,39
2	1,5	3,81	154,5	3,04	67,71	663,55	2184,47
3	1,5	3,81	156,0	3,04	68,36	669,94	2206,50
4	0,9	2,29	138,0	1,09	60,54	593,31	5425,63
5	0,9	2,29	153,0	1,09	67,06	657,17	6009,58
6	1,3	3,30	147,0	2,28	64,45	631,62	2768,38
7	1,4	3,56	148,0	2,65	64,89	635,88	2403,11
8	1,4	3,56	142,0	2,65	62,28	610,34	2306,58
Média (KPa):							3176,33

Rua José Carlos Cirino

ENSAIO PENETROMÉTRICO (CPE)							
DATA:31/07/2009		Rua:José Carlos Cirino					
Localção do furo	Penetração (pol)	Penetração (cm)	Nº de Divisões	Área	Carga Aplicada (kgf)	Carga Aplicada (N)	Resistencia (kPa)
1	2,1	5,33	154,5	5,95	67,71	663,55	1114,53
2	2,2	5,59	149,0	6,53	65,32	640,14	979,68
3	2,0	5,08	144,5	5,40	63,37	620,98	1149,93
4	2,1	5,33	153,0	5,95	67,06	657,17	1103,80
5	2,1	5,33	150,0	5,95	65,75	644,39	1082,35
6	2,3	5,84	149,0	7,14	65,32	640,14	896,34
7	2,3	5,84	154,0	7,14	67,49	661,42	926,14
8	2,2	5,59	152,0	6,53	66,62	652,91	999,22
						Média(KPa):	1031,50

ANEXO



APARELHOS PARA MECÂNICA DO SOLO LTDA

Certificado de Calibração de Anel Dinamométrico

Nº7251-06

Página 01 de 02

1 - CLIENTE:

Empresa: *Assoc. Tec. Ernesto Luiz Oliveira Jr.*

2 - ITEM A SER CALIBRADO:

Item Calibrado: *Anel Dinamométrico " C "*

Fabricante: *Solitest Aparelhos para Mecânica do Solo Ltda*

Data: *03/06/2008*

Tipo: *Com relógio comparador analógico*

Série: *Nº 3500*

Capacidade nominal: *100 kgf*

Referência: *1.011.010*

Temperatura: *20°C*

Umidade: *70%*

Técnico Operador: *Ricardo Landim*

3 - RELÓGIO COMPARADOR:

Marca do relógio comparador: *Digimes*

Tipo do relógio comparador: *0 - 10 mm subdivisão de 0,01 mm*

Nº de série: *524402*

Procedimento interno: *PR.03.6.020*

4 - PADRÃO UTILIZADO:

Tipo	Capacidade	Número	Certificado	Laborat.	Validade
<i>Célula de Carga</i>	<i>100 kgf</i>	<i>0014</i>	<i>1133/05</i>	<i>CERT</i>	<i>15/03/07</i>

5 - RESULTADOS OBTIDOS:

Carga Aplicada em (N)	Carga Aplicada em (kgf)	L1	L2	L3	L - Média	Divi/kgf	Erro de repetibilidade (%)	Incerteza (±) kgf
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
98,00	10,00	22,50	22,50	22,50	22,50	2,25	0,09	0,12
196,00	20,00	45,00	45,00	45,00	45,00	2,25	0,09	0,12
294,00	30,00	67,50	67,50	67,50	67,50	2,25	0,09	0,38
392,00	40,00	90,00	90,50	90,00	90,17	2,25	0,11	0,71
490,00	50,00	113,00	113,50	113,50	113,33	2,27	0,44	0,84
588,00	60,00	136,00	136,00	136,50	136,50	2,28	0,71	1,35
686,00	70,00	159,50	159,00	159,00	159,17	2,27	0,31	0,86
784,00	80,00	182,50	182,00	182,00	182,17	2,28	0,27	0,73
882,00	90,00	206,00	206,00	206,00	206,00	2,29	0,09	0,12
980,00	100,00	230,00	230,00	230,00	230,00	2,30	0,09	0,12

NOTAS: - Relógio posicionado em 0,00 mm para início de operação.

- Norma de referência: NBR 6674

- L = Leitura no relógio comparador.

- Constante média do anel

43,92 kgf/mm

- Foram executadas três medições em cada um dos dez pontos da escala. - Os resultados deste certificado são válidos exclusivamente para o instrumento calibrado descrito, nas condições especificadas, não sendo extensivo a quaisquer outros, mesmo que similares. - A sua reprodução total ou parcial requererá de prévia autorização formal da Solitest. - A incerteza de medição declarada refere-se a um nível de confiança de aproximadamente 95%, de acordo com ISO 10014 de 1995.

Ricardo Landim
Técnico Mecânico

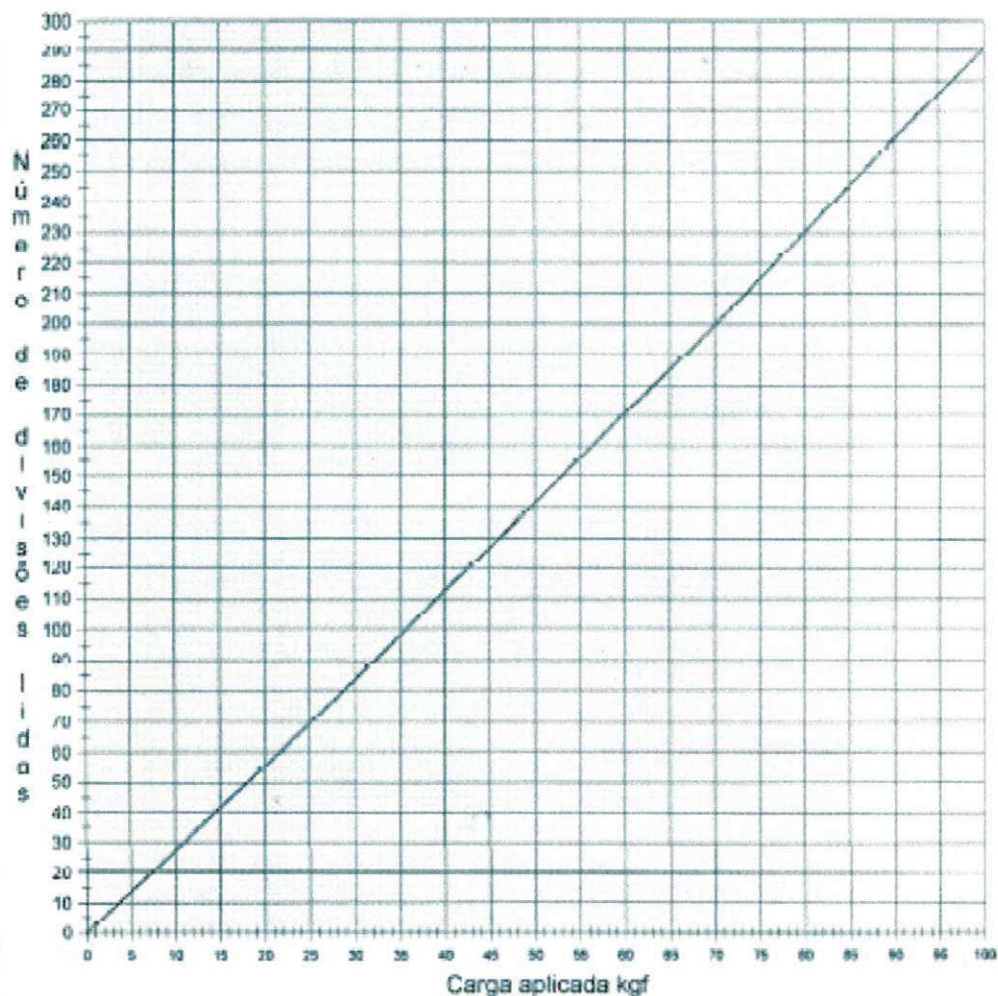
Luiz Bignella
Diretor


APARELHOS PARA MECÂNICA DO SOLO LTDA

continuação do Certificado de Anel Dinamométrico

N°7251-06

Página 02 de 02



Reta Média:			
$X = (y - a) / b$	ou	$X = \text{Carga Aplicada (kgf)}$	$a = -1,367$
$Y = a + b \cdot x$		$Y = \text{Leitura (div)}$	$b = 2,302$

M 21