

**GISELE SANTOS CUSTÓDIO**

**INVESTIGAÇÃO E ANÁLISE DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS  
OBTIDOS COM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E ENSAIOS *IN SITU*  
(DMT, PMT, SPT, PDM)**

**Tese apresentada à Universidade  
Federal de Viçosa, como parte das  
exigências do Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil,  
para a obtenção do título de  
“Magister Scientiae”.**

**BRASIL  
VIÇOSA - MINAS GERAIS  
2003**

**GISELE SANTOS CUSTÓDIO**

**INVESTIGAÇÃO E ANÁLISE DE PARÂMETROS  
GEOTÉCNICOS OBTIDOS COM ENSAIOS DE LABORATÓRIO E  
ENSAIOS *IN SITU* (DMT, PMT, SPT, PDM)**

Tese apresentada à  
Universidade Federal de Viçosa, como  
parte das exigências do Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil,  
para a obtenção do título de “Magister  
Scientiae”.

APROVADA: 25 de Abril de 2003

---

**Prof. Roberto Francisco de  
Azevedo (Conselheiro)**

---

**Prof. Dario Cardoso de Lima  
(Conselheiro)**

---

**Prof. Cláudio Herinque de C. Silva**

---

**Prof. Fernando A. B. Danziger**

---

**Prof. Enivaldo Minette  
(Orientador)**

A Deus,

Aos meus pais que tanto amo,

Aos meus irmãos,

Ao Danilo que sempre me apoiou em minhas decisões.

## AGRADECIMENTOS

A Deus por me guiar e me dar forças neste desavio que foi o Mestrado.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela oportunidade de realização deste Curso.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela concessão da bolsa de estudos.

Ao Professor Enivaldo Minette, pelas orientações que possibilitaram meu crescimento intelectual e pessoal.

Aos Professores Dario Cardoso de Lima e Roberto Francisco de Azevedo pelas sugestões.

Em especial aos Professores Paulo Sérgio Barbosa e Cláudio Henrique de C. Silva por suas opiniões sempre sinceras e à amizade.

Aos técnicos do Laboratório e Campo de Geotecnia da UFV, Júlio Carlos dos Santos, Vicente de Paulo Silva Paiva e Paulo Afonso da Silva.

Ao Sr. Antônio Sobreiras que cedeu o espaço para execução dos ensaios de campo.

Aos colegas e amigos pela ajuda, em especial ao Paulo Roberto Borges, Sérgio P. Mourthé de Araújo, Gersonito Vieira e Marinalva Woods Pedrosa.

À minha família e ao meu noivo que sempre me incentivaram para a conquista deste Título.

## **BIOGRAFIA**

GISELE SANTOS CUSTÓDIO, filha de Marcos Antônio Custódio e Auxiliadora Oliveira Santos Custódio, nasceu em 15 de novembro de 1975, em Montes Claros, Estado de Minas Gerais.

Em março de 1995, iniciou o Curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa (UFV-MG), concluindo-o em março de 2001.

Em abril de 2001, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa, MG.

## CONTEÚDO

LisTA DE QUADROS.....	xii
LISTA DE FIGURAS .....	xvii
LISTA DE SÍMBOLOS .....	xxiv
RESUMO .....	xxviii
ABSTRACT .....	xxx
1. INTRODUÇÃO .....	1
1.1.    Objetivo .....	2
1.2.    Estrutura da Tese .....	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1.    Introdução .....	4
2.2.    Conceituação.....	5
2.2.1.  Módulo de Elasticidade (E).....	5
2.2.2.  Módulo Edométrico (M).....	6
2.2.3.  Ângulo de atrito interno ( $\phi'$ ) .....	7
2.2.4.  Coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ) .....	7
2.3.    Ensaio de Campo.....	8
2.3.1.  Ensaio Pressiométrico de Ménard .....	8
2.3.1.1.  Introdução.....	8
2.3.1.2.  O Pressiômetro de Ménard .....	9
2.3.1.3.  Procedimentos a Serem Adotados Antes da Execução do Ensaio Pressiométrico .....	10
2.3.1.4.  O Ensaio Pressiométrico Propriamente Dito.....	11

2.3.1.5. Interpretação dos Dados Obtidos no Ensaio Pressiométrico .....	11
2.3.1.5.1. Módulo Pressiométrico de Ménard .....	11
2.3.1.5.2. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento .....	13
2.3.1.5.3. Tensão Horizontal no Repouso ( $\sigma_{h0}$ ).....	14
2.3.1.6. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio Pressiométrico .....	15
2.3.1.6.1. Vantagens do Ensaio Pressiométrico .....	15
2.3.1.6.2. Desvantagens do Ensaio Pressiométrico .....	15
2.3.2. Ensaio Dilatométrico de Marchetti.....	15
2.3.2.1. Introdução:.....	15
2.3.2.2. O DMT .....	17
2.3.2.3. Procedimentos a Serem Adotados Antes e Após a Execução do Ensaio Dilatométrico .....	19
2.3.2.4. O Ensaio Dilatométrico Propriamente Dito .....	19
2.3.2.5. Interpretação dos dados obtidos no ensaio dilatométrico .....	20
2.3.2.6. Parâmetros Intermediários.....	21
2.3.2.6.1. Módulo Dilatométrico, $E_D$ .....	21
2.3.2.6.2. Índice do material, $I_D$ .....	22
2.3.2.6.3. Coeficiente de Tensão Horizontal, $K_D$ .....	23
2.3.2.6.4. Índice de poro-pressão da água, $U_D$ .....	24
2.3.2.7. Correlações do DMT com Propriedades de Engenharia dos Solos .....	24
2.3.2.7.1. Coeficiente de Empuxo no Repouso( $K_0$ ) .....	25
2.3.2.7.2. Razão de Sobre-adensamento (OCR).....	27
2.3.2.7.3. Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ ) .....	27
2.3.2.7.4. Resistência ao Cisalhamento não-drenada( $S_U$ ): ...	27
2.3.2.7.5. Ângulo de atrito interno ( $\phi$ ).....	28

2.3.2.8. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio Dilatométrico .....	28
2.3.2.8.1. Vantagens do Ensaio Dilatométrico .....	28
2.3.2.8.2. Desvantagens do Ensaio Dilatométrico.....	28
2.3.3. Sondagem de Simplex Reconhecimento à Percussão, SPT	29
2.3.3.1. Introdução:.....	29
2.3.3.2. O SPT .....	29
2.3.3.3. O Ensaio SPT Propriamente Dito.....	30
2.3.3.4. Interpretação dos Dados Obtidos no Ensaio SPT.....	30
2.3.3.5. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio SPT	31
2.3.3.5.1. Vantagens do Ensaio SPT: .....	31
2.3.3.5.2. Desvantagens do Ensaio SPT:.....	31
2.3.4. Ensaio Penetrométrico Dinâmico Manual, PDM.....	31
2.3.4.1. Introdução:.....	31
2.3.4.2. O Ensaio PDM Propriamente Dito .....	34
2.3.4.3. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio PDM ..	34
.....	34
2.3.4.3.1. Vantagens do Ensaio PDM: .....	34
2.3.4.3.2. Desvantagens do Ensaio PDM: .....	34
2.4. Algumas Correlações mais importantes entre Parâmetros Geotécnicos .....	34
2.4.1. Módulo de Elasticidade (E) versus Índice de Resistência a Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	34
2.4.2. Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	38
2.4.3. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	38
2.4.4. Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	40
2.4.5. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Módulo de Elasticidade (E) .....	43

2.4.6. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) .....	44
2.4.7. Módulo Edométrico (M) versus Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ ) .....	45
2.4.8. Módulo Edométrico (M) versus Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) .....	47
2.4.9. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus as Pressões Corrigidas obtidas através do Ensaio DMT: $p_0$ e $p_1$ .....	48
2.4.10. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	49
2.4.11. Índice de Resistência à Penetração Dinâmica Manual ( $N_{PDM}$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ):.....	50
2.4.12. Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Pressiométrico ( $\phi_P'$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio DMT ( $\phi_D'$ ):.....	51
2.4.13. Coeficiente de Empuxo em Repouso de Ensaio Pressiométrico autoperfurante ( $K_{0P}$ ) versus Coeficiente de Empuxo em Repouso do Ensaio DMT ( $K_{0D}$ ):.....	52
2.4.14. Índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $\phi'$ ): .....	53
2.4.15. Pressão Limite Líquida ( $P_L^*$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $\phi'$ ).....	55
2.4.16. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Resistência Não-Drenada versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Tipo de solo .....	55
2.5. Solos Não-Saturados.....	56
2.5.1. Introdução.....	56
2.5.2. Solos Saturados e Solos Não-Saturados.....	57
2.5.2.1. Introdução.....	57
2.5.2.2. Sucção Matricial e Osmótica.....	58
2.5.2.3. Curva Característica do solo.....	58
2.5.2.4. O Princípio das Tensões Efetivas e as Variáveis de Estado .....	60

2.5.2.5. Sucção Matricial Versus Parâmetros Geotécnicos:.....	63
3. MATERIAIS E MÉTODOS .....	65
3.1. Localização dos Campos Experimentais .....	65
3.1.1. Campo Experimental de Viçosa .....	65
3.1.2. Campo Experimental de Serra.....	67
3.2. Caracterização Geológica- Geotécnica.....	68
3.2.1. Caracterização Geológica - Geotécnica do Campo Experimental de Viçosa .....	69
3.2.2. Caracterização Geológica - Geotécnica do Campo Experimental de Serra .....	70
3.3. Ensaio de Campo e Laboratório.....	70
3.3.1. Ensaio de Laboratório.....	71
3.3.1.1. Ensaio para Determinação da Curva Característica do Solo .....	72
3.3.1.2. Ensaio Edométrico .....	76
3.3.1.3. Ensaio de Compressão Triaxial Convencional .....	76
3.3.2. Ensaio de Campo .....	77
3.3.2.1. Ensaio de Campo Realizados no Campo Experimental de Viçosa .....	78
3.3.2.2. Ensaio de Campo Realizados no Campo Experimental de Serra .....	81
4. RESULTADOS E ANÁLISEs.....	82
4.1. Ensaio de Laboratório .....	82
4.1.1. Caracterização Física.....	82
4.1.1.1. Caracterização Física do Campo Experimental de Viçosa .....	82
4.1.1.2. Ensaio de Caracterização do Campo Experimental de Serra .....	85
4.1.2. Ensaio para Determinação da Curva Característica do Solo .....	86
4.1.3. Ensaio Edométrico .....	90

4.1.4. Ensaio de Compressão Triaxial .....	95
4.2. Ensaio de Campo.....	99
4.2.1. Ensaio Pressiométrico .....	99
4.2.1.1. Ensaio Pressiométrico realizado no campo experimental de Viçosa- M.G. ....	99
4.2.1.2. Ensaio Pressiométrico Realizado no Campo Experimental de Serra- E.S. ....	106
4.2.2. Ensaio Dilatométrico.....	108
4.2.2.1. Ensaio Dilatométrico Realizado no Campo Experimental de Viçosa- M.G.....	108
4.2.2.2. - Ensaio Dilatométrico Realizado no Campo Experimental de Serra – E.S. ....	120
4.2.3. Sondagem de Simplex Reconhecimento à Percussão, SPT....	124
4.2.3.1. Ensaio SPT realizado no campo experimental de Viçosa .....	124
4.2.3.2. Ensaio SPT Realizado no Campo Experimental de Serra – E.S. ....	127
4.2.4. Ensaio Penetrométrico Dinâmico Manual, PDM.....	129
4.3. Correlações entre Parâmetros Geotécnicos .....	133
4.3.1. Módulo de Elasticidade (E) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	133
4.3.2. Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ).....	134
4.3.3. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	140
4.3.4. Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	152
4.3.5. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Módulo de Young (E) ....	160

4.3.6. Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) versus Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) .....	162
4.3.7. Módulo Edométrico (M) versus Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ ) .....	165
4.3.8. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus as pressões $p_0$ ou $p_1$ do ensaio DMT: .....	166
4.3.9. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	169
4.3.10. Ensaio Penetrométrico Dinâmico ( $N_{PDM}$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) .....	173
4.3.11. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Resistência Não-Drenada versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Tipo de solo.....	174
4.3.12. Índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $\phi'$ ) .....	175
4.3.13. Pressão Limite Líquida ( $P_L^*$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $\phi'$ ).....	175
4.3.14- Coeficiente de Empuxo em Repouso de Ensaio Pressiométrico autoperfurante ( $K_{OP}$ ) versus Coeficiente de Empuxo em Repouso do Ensaio DMT ( $K_{OD}$ ) .....	176
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	177
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	179
Apêndices .....	197

## LISTA DE QUADROS

<b>Quadro 2.1</b> Descrição dos tipos de penetrômetros em função da massa do martelo.....	32
<b>Quadro 2.2</b> Equações propostas por Rocha Filho e Ramanel (1983), e Toledo (1986) para a obtenção de $E_M$ em função do $N_{SPT}$ e do grau de intemperismo.....	42
<b>Quadro 2.3</b> Fator de correção, F, sugeridos para diferentes materiais. .	43
<b>Quadro 2.4</b> Razão entre $E_M$ e M para solos normalmente consolidados - Ménard e Rosseau (1962).....	47
<b>Quadro 2.5</b> Relação entre: o tipo de solo, o $N_{SPT}$ cuja eficiência é de 60%, a coesão não-drenada e a pressão limite - Briaud, 1992.....	56
<b>Quadro 4.1</b> Caracterização física e índices físicos da região 3.....	83
<b>Quadro 4.2</b> Caracterização e índices físicos da região 4 .....	84
<b>Quadro 4.3</b> Caracterização física e índices físicos das amostras indeformadas retiradas da região 4.....	85
<b>Quadro 4.4</b> Caracterização e índices físicos das amostras deformadas localizadas nas camadas II, III e IV- Campo experimental de Serra- E.S. ....	85
<b>Quadro 4.5</b> Resultados obtidos no ensaio edométricos para a amostra de 0,2 a 0,5 m. ....	91
<b>Quadro 4.6</b> Resultados obtidos no ensaio edométricos para a amostra entre 0,7 e 1,0 m. ....	92

<b>Quadro 4.7</b> Módulos edométricos obtidos para a amostra localizada no campo experimental de Viçosa, região 4, de 0,2 a 0,5 m de profundidade.....	95
<b>Quadro 4.8</b> Módulos edométricos obtidos para a amostra localizada no campo experimental de Viçosa, região 4, de 0,7 a 1,0 m de profundidade.....	95
<b>Quadro 4.9</b> Parâmetros $c$ e $\phi$ obtidos através das amostras indeformadas localizadas entre 0,2 e 1 m de profundidade, na região 4 do campo experimental de Viçosa. ....	96
<b>Quadro 4.10</b> Apresentação da estimativa do módulo de Young inicial, das amostras citadas anteriormente, cujas tensões confinantes eram de 50, 100 e 200 kPa. ....	97
<b>Quadro 4.11</b> Apresentação da estimativa do módulo de Young, secante a 25 % da tensão desvio máxima, das amostras citadas anteriormente, cujas tensões confinantes eram de 50, 100 e 200 kPa. ....	98
<b>Quadro 4.12</b> Apresentação da estimativa do módulo de Young, secante a 50% da tensão desvio máxima, das amostras citadas anteriormente, cujas tensões confinantes eram de 50, 100 e 200 kPa. ....	98
<b>Quadro 4.13</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT3. ....	99
<b>Quadro 4.14</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT3A. ....	99
<b>Quadro 4.15</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT4. ....	100
<b>Quadro 4.16</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT4A. ....	101
<b>Quadro 4.17</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTA0. ....	102
<b>Quadro 4.18</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTA1. ....	102
<b>Quadro 4.19</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTB0. ....	103

<b>Quadro 4.20</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTB1. .....	103
<b>Quadro 4.21</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTC0. .....	104
<b>Quadro 4.22</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTC1. .....	105
<b>Quadro 4.23</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT1. .....	106
<b>Quadro 4.24</b> Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT3. .....	107
<b>Quadro 4.25</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região 3 – DMT3. ....	110
<b>Quadro 4.26</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região 4, desconsiderando-se a influência da sucção em $K_D$ – DMT4. ....	111
<b>Quadro 4.27</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região 4, considerando-se a influência da sucção em $K_D$ - DMT4. ....	112
<b>Quadro 4.28</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região A – DMTA0. ....	113
<b>Quadro 4.29</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região A – DMTA1. ....	114
<b>Quadro 4.30</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região B – DMTB0. ....	115
<b>Quadro 4.31</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região B – DMTB1. ....	116
<b>Quadro 4.32</b> Apresentação dos resultados obtidos para a região C – DMTC. ....	117
<b>Quadro 4.33</b> Apresentação dos resultados obtidos para o campo experimental de Serra – E.S. – DMT1. ....	121
<b>Quadro 4.34</b> Apresentação dos resultados obtidos para o campo experimental de Serra – E.S. – DMT2. ....	122

<b>Quadro 4.35</b> Apresentação dos resultados obtidos para o campo experimental de Serra – E.S. – DMT3. ....	123
<b>Quadro 4.36</b> Resultados dos ensaios PDM, caracterizando o solo menos resistente da área experimental- Região F.....	131
<b>Quadro 4.37</b> Resultados dos ensaios PDM, caracterizando o solo mais resistente da área experimental- Região R. ....	132
<b>Quadro 4.38</b> Valores correspondentes do $N_{SPT}$ e de $M_D$ (bar), das regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa, para verificação da correlação obtida por Schmertmann e Crapps (1988). ....	135
<b>Quadro 4.39-</b> Valores correspondentes do $N_{SPT}$ e de $M_D$ (bar), das regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa, para verificação da correlação obtida por Schmertmann e Crapps (1988). ....	136
<b>Quadro 4.40</b> Valores correspondentes do $N_{SPT}$ e de $M_D$ (bar), do campo experimental de Serra, para verificação da correlação obtida por Schmertmann e Crapps (1988). ....	139
<b>Quadro 4.41</b> Valores do $N_{SPT}$ e de $E_D/Pa$ ( $Pa = 100 \text{ kPa}$ ) de solos arenosos das regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.....	141
<b>Quadro 4.42</b> Valores do $N_{SPT}$ e de $E_D/Pa$ de solos arenosos das regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa. ....	143
<b>Quadro 4.43</b> Valores do $N_{SPT}$ e de $E_D/Pa$ de solos arenosos do campo experimental de Serra.....	146
<b>Quadro 4.44</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D$ (MPa) para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa. ....	148
<b>Quadro 4.45</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D$ (MPa) para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa. ....	149
<b>Quadro 4.46</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D$ (MPa) para o campo experimental de Serra.....	151
<b>Quadro 4.47</b> Dados de $E_M$ e $N_{SPT}$ , do campo experimental de Viçosa, a serem correlacionados segundo as prescrições feitas por seus autores – Martin (1977, 1987), Barksdale et al. (1986), e Rocha Filho (1983) e Toledo (1986)..	154

<b>Quadro 4.48</b> Dados de $E_M$ e $N_{SPT}$ , do campo experimental de Serra, a serem correlacionados segundo as prescrições feitas por seus autores – Martin (1977, 1987) Barksdale et al. (1986) e Rocha Filho (1983).....	158
<b>Quadro 4.49</b> Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CIU, com amostras com umidade natural e saturada.....	161
<b>Quadro 4.50</b> Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CID, com amostras com umidade natural e saturada.....	161
<b>Quadro 4.51</b> Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CIU, com amostras com umidade natural e saturada.....	162
<b>Quadro 4.52</b> Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CID, com amostras com umidade natural e saturada.....	162
<b>Quadro 4.53</b> Correlação entre os parâmetros $E_D$ e $E_M$ dos ensaios DMT e PMT, respectivamente, para solos com predominância de finos, caracterizados pelo ensaio DMT, localizado no campo experimental de Viçosa. ....	164
<b>Quadro 4.54</b> Resultado da relação entre $M$ e $M_D$ para o bloco retirado do campo experimental de Viçosa, região 4, a 0,2 a 0,5 m de profundidade.....	166
<b>Quadro 4.55</b> Resultado da relação entre $P_L$ , $p_0$ e $p_1$ considerando-se a classificação quanto ao tipo de solo feito no ensaio DMT, para o campo experimental de Viçosa. ....	167
<b>Quadro 4.56</b> Dados obtidos da relação entre o $N_{SPT}$ , eficiência de 60%, e $P_L$ , em kPa - Campo experimental de Viçosa. ....	170
<b>Quadro 4.57</b> Dados obtidos da relação entre o $N_{SPT}$ , eficiência de 60%, e $P_L$ , em kPa - Campo experimental de Serra. ....	172
<b>Quadro 4.58</b> Dados obtidos da relação entre o $N_{SPT}$ , eficiência de 72%, e o $N_{PDM}$ para o campo experimental de Serra.....	173
<b>Quadro 4.59</b> Relação existente entre os valores de $K_0$ dos ensaios PMT e DMT realizados na região 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.....	176

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2.1.</b> Definição de Módulos de Young: tangente, secante e inicial. .....	6
<b>Figura 2.2</b> Foto do pressiómetro de Ménard do Departamento de Engenharia Civil da UFV .....	10
<b>Figura 2.3</b> .....	12
<b>Figura 2.4</b> Obtenção da pressão limite ( $P_L$ ) .....	14
<b>Figura 2.5</b> Configuração do Ensaio Dilatométrico .....	16
Figura 2.6 Comparação da camada deformada pela sonda do ensaio de cone e a lâmina dilatométrica (Baligh e Sott, 1975). .....	17
<b>Figura 2.7</b> Foto da lâmina dilatométrica e da caixa de controle do Departamento de Engenharia Civil de Viçosa. ....	18
<b>Figura 2.8</b> Gráfico para descrição do solo e avaliação do peso específico ( $\text{kN/m}^3$ )- Marchetti (1980). .....	23
<b>Figura 2.9</b> Foto do equipamento do PDM .....	33
<b>Figura 2.10</b> Parte do projeto para a construção do PDM. ....	33
<b>Figura 2.11</b> Relação entre o $E_{ds}$ (Módulo secante drenado) e o $N_{SPT}$ para areias – Callanar e Kulhawy (1985). ....	36
<b>Figura 2.12</b> Gráfico: relação do módulo de Young sobre o $N_{SPT}$ com eficiência de 60% e o grau de carregamento- Stroud (1989). ....	37
<b>Figura 2.13</b> Relação entre $E_D$ e $N_{SPT}$ , sendo $p_a$ a pressão atmosférica – Mayne e Frost(1989). ....	39

<b>Figura 2.14</b> Relação entre $E_D$ e $N_{SPT}$ - Tanaka e Tanaka (1998). .....	40
<b>Figura 2.15</b> Correlação entre $M$ e $M_D$ em argilas da região da Noruega – Lacasse (1986).....	45
<b>Figura 2.16</b> Correlação entre $M$ e $M_D$ em argilas da região de Tóquio (Japão) – Iwasaki et al (1991). .....	46
<b>Figura 2.17</b> Correlação entre $M$ e $M_D$ em solos residuais e aluviais da região da Virgínia (U.S.A.) – Failmezger (1999). .....	46
<b>Figura 2.18</b> Correlação entre $M$ e $M_D$ em argilas da região de Bangkok (Coréia) – Iwasaki et al (1991).....	47
<b>Figura 2.19</b> Gráfico correlacionando os parâmetros $P_L$ e $p_1$ – Lutenegger (1988). .....	49
<b>Figura 2.20</b> Gráfico correlacionando o $N_{SPT}$ com a $P_L$ para areias (dados obtidos por: Cassan, 1968; Hobbs e Dixon, 1969; Waschowski, 1976).....	50
<b>Figura 2.21</b> Razão obtida entre $\phi_D'$ e $\phi_P'$ – Sawada e Sugawara (1995). .....	52
<b>Figura 2.22</b> Razão existente entre $K_{0D}$ e $K_{0P}$ – Sawada e Sugawara (1995). .....	53
<b>Figura 2.23</b> Estimativa do ângulo de atrito interno de solos granulares com base no $N_{SPT}$ - Mitchell et al. (1978). .....	54
<b>Figura 2.24</b> Histograma diferenciando os solos saturados dos solos não-saturados - Fredlund e Rahardjo, 1993.....	57
<b>Figura 2.25</b> Curva Característica de solos tipicamente siltosos - Fredlund e Xing (1994).....	59
<b>Figura 2.26</b> Curva característica de sucção de solos argilosos, arenosos e siltosos - Fredlund e Xing (1994).....	60
<b>Figura 3.1</b> Planta baixa do Campo experimental localizado em Viçosa e posição das regiões do terreno investigadas. (Cotas em metros). .....	66
<b>Figura 3.2</b> Planta baixa do campo experimental localizado na Serra E.S. (cotas em centímetros).....	68
<b>Figura 3.3</b> Foto da mesa extratora do Departamento da Física dos Solos. .....	73

<b>Figura 3.4</b> Foto parcial da mesa extratora do Departamento da Física dos Solos - caixa contendo silte e areias especiais. ....	74
<b>Figura 3.5</b> Foto dos Extratores de Richard e sistema de regulagem de pressão do Departamento da Física dos Solos. ....	75
<b>Figura 3.6</b> Foto do Extrator de Richard, placa porosa e algumas amostras a serem ensaiadas no Departamento da Física dos Solos. ....	75
<b>Figura 3.7</b> Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região A. ....	78
<b>Figura 3.8</b> Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região B. ....	79
<b>Figura 3.9</b> Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região C. ....	79
<b>Figura 3.10</b> Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região 3. ....	80
<b>Figura 3.11</b> Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região 4. ....	80
<b>Figura 4.1</b> Curva característica do solo expressa em termos da sucção e o teor de umidade. Solo coletado de 0,2 até 0,5 m da superfície do terreno.....	86
<b>Figura 4.2</b> Curva característica do solo expressa em termos da sucção e do grau de saturação. Solo coletado de 0,2 até 0,5 m da superfície do terreno. ..	87
<b>Figura 4.3</b> Curva característica do solo expressa em termos da sucção e o teor de umidade. Solo coletado de 0,7 até 1,0 m da superfície do terreno.....	87
<b>Figura 4.4</b> Curva característica do solo expressa em termos da sucção e do grau de saturação. Solo coletado de 0,7 até 1,0 m da superfície do terreno. ..	88
<b>Figura 4.5</b> Curva característica da sucção do solo – 0,2 a 0,5 m de profundidade.....	89
<b>Figura 4.6</b> Curva característica da sucção do solo – 0,7 a 1,0 m de profundidade.....	90
<b>Figura 4.7</b> Comportamento da curva tensão aplicada x índice de vazios– amostra coletada entre 0,2 e 0,5 m de profundidade.....	91

<b>Figura 4.8</b> Comportamento da curva tensão aplicada x índice de vazios– amostra coletada entre 0,7 e 1,0 m de profundidade. ....	93
<b>Figura 4.9</b> Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMT3 e PMT3A. ....	100
<b>Figura 4.10</b> Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMT4 e PMT4A. ....	101
<b>Figura 4.11</b> Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMTA0 e PMTA1. ....	103
<b>Figura 4.12</b> Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMTB0 e PMTB1. ....	104
<b>Figura 4.13</b> Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMTC0 e PMTC1. ....	105
<b>Figura 4.14</b> Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e do módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMT1. ....	107
<b>Figura 4.15</b> Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMT3. ....	108
<b>Figura 4.16</b> Verificação da correspondência entre os valores de $U_D$ e a classificação unificada- região 3. ....	119
<b>Figura 4.17</b> Verificação da correspondência entre os valores de $U_D$ e a classificação unificada - região 4. ....	120
<b>Figura 4.18</b> Resultados do ensaio SPT realizados na região 3. ....	124
<b>Figura 4.19</b> Resultados do ensaio SPT realizados na região 4. ....	125
<b>Figura 4.20</b> Resultados do ensaio SPT realizados na região A. ....	125
<b>Figura 4.21</b> Resultados do ensaio SPT realizados na região B. ....	126
<b>Figura 4.22</b> Resultados do ensaio SPT realizados na região C. ....	126

<b>Figura 4.23</b> Resultados do ensaio SPT realizados na região F – SPT1. .....	127
<b>Figura 4.24</b> Resultados do ensaio SPT realizados na região F – SPT2. .....	128
<b>Figura 4.25</b> Resultados do ensaio SPT realizados na sub-região R- SPT3. ....	128
<b>Figura 4.26</b> Resultados do ensaio SPT realizados na sub-região R - SPT4. ....	129
<b>Figura 4.27</b> Resultados do ensaio SPT realizados na sub-região R - SPT5. ....	129
<b>Figura 4.28</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $M_D$ para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa. ....	135
<b>Figura 4.29</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $M_D$ para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa. ....	137
<b>Figura 4.30</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $M_D$ para o campo experimental de Viçosa. ....	138
<b>Figura 4.31</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $M_D$ para o campo experimental da Serra. ....	140
<b>Figura 4.32</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D/Pa$ para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa. ....	142
<b>Figura 4.33</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D/Pa$ para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa. ....	144
<b>Figura 4.34</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D/Pa$ para o campo experimental de Viçosa. ....	145
<b>Figura 4.35</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D/Pa$ para o campo experimental de Serra. ....	147
<b>Figura 4.36</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D$ (MPa) para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa. ....	148
<b>Figura 4.37</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D$ (MPa) para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa. ....	150

<b>Figura 4.38</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D$ (MPa) para o campo experimental de Viçosa. ....	150
<b>Figura 4.39</b> Correlação entre $N_{SPT}$ e $E_D$ (MPa) para o campo experimental da Serra. ....	152
<b>Figura 4.40</b> Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Viçosa, onde $E_M$ e o $N_{SPT}$ são dados em tsf e eficiência de 60%, respectivamente. ....	155
<b>Figura 4.41</b> Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Viçosa, onde $E_M$ (ksf) e o $N_{SPT}$ (eficiência de 60%) são dados em Log na base neperiana. ....	156
<b>Figura 4.42</b> Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Viçosa, onde $E_M$ e o $N_{SPT}$ são dados em $\text{kgf/cm}^2$ e eficiência de 72%, respectivamente. ....	157
<b>Figura 4.43</b> Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Serra, onde $E_M$ e o $N_{SPT}$ são dados em tsf e eficiência de 60%, respectivamente. ....	158
<b>Figura 4.44</b> Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Serra, onde $E_M$ (ksf) e o $N_{SPT}$ (eficiência de 60%) são dados em escala logarítmica na base neperiana. ....	159
<b>Figura 4.45</b> Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Serra, onde $E_M$ e o $N_{SPT}$ são dados em $\text{kgf/cm}^2$ e eficiência de 72%, respectivamente. ....	160
<b>Figura 4.46</b> Gráfico contendo a correlação entre os parâmetros $E_D$ e $E_M$ dos ensaios DMT e PMT, respectivamente, para solos de predominância de finos, caracterizados pelo ensaio DMT, localizado no campo experimental de Viçosa. ....	165
<b>Figura 4.47</b> Relação entre $P_L$ e $p_0$ baseada na proposta de Schmertmann (1982)- campo experimental de Viçosa. ....	168
<b>Figura 4.48</b> Relação entre $P_L$ e $p_1$ baseada na proposta de Schmertmann, 1982- campo experimental de Viçosa. ....	169

<b>Figura 4.49</b> Correlação obtida entre $P_L$ e o $N_{SPT}$ para o campo experimental de Viçosa. ....	171
<b>Figura 4.50</b> Correlação obtida entre $P_L$ , em kPa, e o $N_{SPT}$ , com eficiência de 60%, para o campo experimental da Serra. ....	172
<b>Figura 4.51</b> Correlação obtida entre o $N_{PDM}$ e o $N_{SPT}$ , com eficiência de 72%, para o campo experimental de Serra. ....	174

## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras do Alfabeto Português - Maiúsculas

A = 1ª leitura de pressão do ensaio DMT, não corrigida.

B = 2ª leitura de pressão do ensaio DMT, não corrigida.

C = 3ª leitura de pressão do ensaio DMT, não corrigida.

CID = Ensaio triaxial consolidado, isotrópico, drenado.

CID<sub>nat</sub> = Ensaio triaxial CID com amostra com teor de umidade natural.

CIU = Ensaio triaxial consolidado, isotrópico, não-drenado.

CIU<sub>nat</sub> = Ensaio triaxial CIU com amostra com teor de umidade natural.

CIU<sub>sat</sub> = Ensaio triaxial CIU com amostra saturada.

E = Módulo de Young ou Módulo de Elasticidade.

E<sub>25</sub> = Módulo de Young a 25% da tensão desvio máxima.

E<sub>50</sub> = Módulo de Young a 50% da tensão desvio máxima.

E<sub>D</sub> = Módulo dilatométrico.

E<sub>ds</sub> = módulo de Young, secante, drenado.

E<sub>i</sub> = Módulo de Young tangente inicial.

E<sub>M</sub> = Módulo de Ménard.

E<sub>s</sub> = Módulo de Young secante para uma faixa de tensão aplicada.

E<sub>t</sub> = Módulo de Young tangente para uma tensão aplicada.

E<sub>u</sub> = módulo de Young não-drenado.

F = Fator de correção.

$G$  = Módulo cisalhante.

$I_D$  = Índice do material.

$K_0$  = Coeficiente de empuxo em repouso.

$K_D$  = Coeficiente da tensão horizontal.

$M$  = Módulo edométrico.

$M_D$  = Estimativa do Módulo edométrico obtido através do ensaio DMT.

$N_{60}$  = Índice de resistência à penetração com eficiência de 60%.

$N_{PDM}$  = Índice de resistência à penetração dinâmica.

$N_{SPT}$  = Índice de resistência à penetração.

OCR = Razão de sobreadensamento.

$P_0$  = Pressão horizontal.

$P_a$  = Pressão atmosférica.

$P_F$  = Pressão de Fluência.

$P_L$  = Pressão limite.

$P_L^*$  = Pressão limite líquida ( $P_L - P_0$ ).

$S_r$  = Grau de saturação.

$S_u$  ou  $C_u$  = Coesão não-drenada,

$U_D$  = Índice de poro-pressão da água.

UIU = Ensaio triaxial não consolidado, isotrópico, não-drenado.

$V$  = Volume.

$V_0$  = Volume correspondente a  $P_0$ .

$V_F$  = Volume correspondente a  $P_F$ .

$V_m$  = Volume médio.

$V_S$  = Volume da sonda.

$Z_m$  = Desvio da medida de pressão do manômetro.

### **Letras do Alfabeto Português- Minúsculas**

$c'$  = Coesão efetiva.

$c_c$  = Coeficiente de compressão.

$e$  = Índice de vazios.  
 $e_0$  = Índice de vazios inicial.  
 $p$  = Pressão.  
 $p_0$  = 1ª pressão corrigida obtida no ensaio DMT.  
 $p_1$  = 2ª pressão corrigida obtida no ensaio DMT.  
 $p_2$  = 3ª pressão corrigida obtida no ensaio DMT.  
 $q_c$  = resistência de ponta do cone.  
 $u_a$  = Pressão do ar do solo.  
 $u_w$  = Pressão da água do solo.  
 $w$  = Teor de umidade.  
 $z$  = Profundidade.  
 $z_i$  = Espessura da camada.  
 $z_w$  = Espessura da camada submersa.

### **Letras do Alfabeto Grego**

$\beta$  = Fator lixiviação.  
 $\chi$  = Parâmetro que depende do grau de saturação do solo.  
 $\epsilon_a$  = eformação axial.  
 $\phi'$  = Ângulo de atrito interno efetivo.  
 $\phi$  = Ângulo de atrito interno.  
 $\phi'_{ax}$  = Ângulo de deformação plana obtida pelo ensaio DMT.  
 $\gamma_{nat}$  = Peso específico natural do solo.  
 $\gamma_w$  = Peso específico da água.  
 $\nu$  = Coeficiente de Poisson.  
 $\nu'$  = Coeficiente de Poisson drenado.  
 $\sigma'$  = Tensão efetiva.  
 $\sigma$  = Tensão total  
 $\sigma_1$  = Tensão principal maior.

$\sigma_3$  = Tensão principal menor.

$\sigma'_{h0}$  = Tensão efetiva horizontal.

$\sigma'_{v0}$  = Tensão efetiva vertical.

$\sigma'_{vpa}$  = Tensão de pré-adensamento.

## RESUMO

CUSTÓDIO, Gisele Santos, M.S., Universidade Federal de Viçosa, abril de 2003. **Investigação e Análise de Parâmetros Geotécnicos obtidos com Ensaio de Laboratório e Ensaio *In Situ* (DMT, PMT, SPT, PDM).** Orientador: Enivaldo Minette. Conselheiros: Dario Cardoso de Lima e Roberto Francisco de Azevedo.

Este trabalho tem como objetivo analisar os parâmetros geotécnicos obtidos a partir de dados provenientes dos campos experimentais de Viçosa - M.G. (solo residual de gnaiss), e de Serra - Grande Vitória - E.S (solo residual proveniente de rocha sedimentar). Além disso, verifica a validade de algumas correlações encontradas na literatura e proposição de novas correlações baseadas nestes parâmetros. Foi feita a comparação entre a classificação unificada e a classificação quanto ao tipo de solo, obtidos pelo ensaio DMT, bem como a verificação da influência da sucção em alguns de seus parâmetros. São abordados os seguintes ensaios: (i) de campo: ensaio pressiométrico de pré-furo - PMT, ensaio dilatométrico - DMT, índice de resistência à penetração - SPT, ensaio de penetração dinâmica - PDM; (ii) de laboratório: ensaio edométrico, ensaio triaxial convencional, determinação da curva característica do solo, ensaios de caracterização (granulometria conjunta, massa específica dos sólidos, teor de umidade da amostra no estado natural, limite de liquidez, limite de

plasticidade). Não foi realizado o ensaio PDM no campo experimental de Viçosa. No campo experimental de Serra, dentre os ensaios de laboratório, foram executados apenas os ensaios de caracterização. Como consequência deste estudo, infere-se a importância da consideração da sucção em parâmetros baseados na teoria clássica da mecânica dos solos, com o intuito de que não haja interpretações errôneas dos mesmos. Comparando-se as equações encontradas na literatura e as obtidas neste estudo, nota-se a existência de certa discrepância entre elas. Conclui-se então haver a necessidade da utilização de quaisquer correlações apenas para se prever a ordem de grandeza dos parâmetros envolvidos.

## ABSTRACT

CUSTÓDIO, Gisele Santos, M.S., Universidade Federal de Viçosa, April 2003.  
**Investigation and Analysis of Geotechnical Parameters obtained with Laboratory tests and In Situ tests (DMT, PMT, SPT, PDM).** Adviser: Enivaldo Minette. Committee Members: Dario Cardoso de Lima and Roberto Francisco de Azevedo.

This work has the objective of analyzing the geotechnical parameters calculated from data of the experimental fields of Viçosa - M.G. (gnaiss residual soil), and from the Serra - Great Vitória - E.S (soil originating from residual sedimentary rock). Also it was verified the validity of some correlations found in the literature and proposition of new correlations based on these parameters. It was made the comparison between the unified classification and the classification in relation to the soil type, obtained by the DMT test, as well as the verification of the influence of the suction in some of these parameters. The field tests were: pressuremeter test - PMT, dilatometer test - DMT, Standard Penetration Test - SPT, Dynamic Manual Penetration Test- PDM and laboratory tests: Oedometer, conventional triaxial test, determination of soil characteristic curve, characterization test (united granulometric, specific mass of the solids, percentage of humidity of the sample in the natural state, liquidity limit, plasticity limit). The PDM test was not performed in the experimental field of

Viçosa. In the experimental field of the Serra, among the laboratory tests, the only one executed was the characterization tests. As a consequence of this study, it was noticed the importance of the consideration of the suction in parameters based on the classic theory of the mechanics of the soils, with the intention to prevent thaws erroneous interpretation of them. Comparing the equations found in the literature and the ones obtained in this study, it is noticed the existence of certain discrepancy among them. The need of correlations usage is concluded. In this case the in situ testing data should just be used to foresee the greatness order of the geotechnical parameters.

## 1. INTRODUÇÃO

Com o intuito de se verificar a validade das correlações entre os parâmetros geotécnicos encontrados na literatura, foram executados os ensaios de campo: SPT (sondagem de simples reconhecimento à percussão), DMT (ensaio dilatométrico de Marchetti), PMT (ensaio pressiométrico de Ménard) e PDM (ensaio penetrométrico dinâmico manual) em campos experimentais localizados em Viçosa – M.G. e Serra - E.S., sendo este último ensaio mencionado realizado somente no campo experimental de Serra. Para os dois campos experimentais referidos, foi realizado o ensaio de caracterização do perfil geotécnico até a profundidade de interesse. Para o campo experimental de Viçosa foram ainda realizados os seguintes ensaios de laboratório: ensaio de adensamento, ensaio triaxial (consolidado e drenado com amostra com umidade de campo, consolidado e não drenado com amostras com umidade de campo e saturadas) e determinação da curva característica do solo.

A presente Tese descreve e caracteriza os campos experimentais de Viçosa e Serra, apresenta um resumo dos procedimentos de execução dos ensaios realizados, abordando as vantagens e desvantagens dos ensaios de campo realizados, compara os valores das propriedades estimadas com os diferentes ensaios e verifica a importância da consideração da sucção nos valores dos parâmetros geotécnicos. São também discutidos os resultados encontrados de

cada ensaio averiguando se existe coerência destes dados conforme o que se encontrou nas referências pesquisadas.

## **1.1. Objetivo**

O presente trabalho visa à verificação e a validação das correlações entre parâmetros geotécnicos obtidos em alguns ensaios de laboratório (ensaio triaxial convencional, ensaio edométrico) e os ensaios de campo (SPT, DMT, PMT e PDM), assim como entre os diferentes ensaios de campo. Algumas destas correlações foram desenvolvidas para solos residuais e outras para solos sedimentares aplicadas em solos residuais.

O trabalho descreve as principais vantagens e desvantagens dos ensaios de campo: SPT, DMT, PMT e PDM, bem como verifica a importância da consideração da sucção em alguns parâmetros geotécnicos.

Procurou-se também contribuir para a formação de um banco de dados geotécnicos brasileiros.

## **1.2. Estrutura da Tese**

Para atendimento de tais objetivos, fez-se uma revisão bibliográfica abordando os temas envolvidos. Esta pesquisa bibliográfica é apresentada no Capítulo 2, denominado Revisão Bibliográfica.

O Capítulo 3, denominado Materiais e Métodos, descreve os campos experimentais bem como apresenta a caracterização geológico-geotécnica das regiões onde foram realizados os experimentos. Define-se a metodologia utilizada para execução dos ensaios de laboratório e dos ensaios de campo, ressaltando as principais vantagens e desvantagens destes últimos.

O Capítulo 4, Resultados e Análise descrevem os resultados obtidos dos ensaios realizados: ensaios de laboratório, ensaios de campo (SPT, DMT, PMT, PDM) bem como se fazem comentários a respeito dos resultados. Apresenta o quanto relevante é a introdução da sucção para determinados parâmetros

geotécnicos. Verifica-se ainda, a validade das correlações entre parâmetros geotécnicos encontradas na literatura para os dados de ensaio obtidos dos campos experimentais já referidos.

Finalizando, tem-se o Capítulo 5 (Conclusões e Sugestões) onde são abordadas as principais conclusões a respeito do estudo feito e são feitas sugestões para futuras pesquisas a serem realizadas.

Apresentam-se, à parte, o resumo da tese, as referências bibliográficas consultadas, relacionando-se, ainda, os anexos contendo dados complementares sobre alguns ensaios executados.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Introdução**

Em sua grande maioria, as propostas referentes à obtenção de correlações em solos saturados são, em muitos casos, razoavelmente definidas pela mecânica dos solos clássica. A bibliografia internacional sobre as correlações entre propriedades geotécnicas para solos não-saturados é considerada deficiente e, mesmo a literatura técnica brasileira, no que concerne ao estudo de correlações em solos ditos tropicais, é pequena, se comparada aos trabalhos envolvendo o mesmo tema em solos de regiões temperadas. Tal deficiência deve-se à grande ênfase dada ao desenvolvimento de Teoria Clássica da Mecânica dos Solos em regiões de solos sedimentares. Conseqüentemente, verifica-se um menor número de correlações entre parâmetros geotécnicos para solos tropicais.

A diferenciação de comportamento de propriedades entre solos sedimentares e solos residuais está bem detalhada no simpósio: *Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils*. Ainda sobre este tema, Rocha Filho (1986) apresentou evidências experimentais que contestam a validade da aplicação de correlações empíricas estabelecidas para solos sedimentares em solos residuais. Este autor afirmou que no caso de solos residuais, no que concerne à determinação de parâmetros de deformabilidade, as

correlações empíricas sugerem ser expressas em função do grau de intemperismo e este quantificado através de índices químicos e mineralógicos.

Nos últimos anos, em muitos países, tem-se ampliado ao estudo sobre “solos não-saturados”, observando-se um aumento de trabalhos envolvendo solos residuais, em particular, a aplicabilidade dos conceitos da Mecânica dos Solos Clássica nestes solos, visto que a mesma é derivada de estudos desenvolvidos em solos sedimentares saturados. Tal aspecto é de grande relevância visto que o comportamento dos solos sedimentares não é o mesmo que o dos solos residuais, podendo então levar a conclusões errôneas a respeito das propriedades destes.

Este capítulo tem então como objetivo apresentar algumas correlações envolvendo solos tropicais e sedimentares encontradas na literatura e analisar alguns pontos de interesse quanto ao tema “solos não-saturados”.

Verifica-se também o grau de influência da sucção em alguns parâmetros geotécnicos de campo obtidos através dos ensaios dilatométricos.

## **2.2. Conceituação**

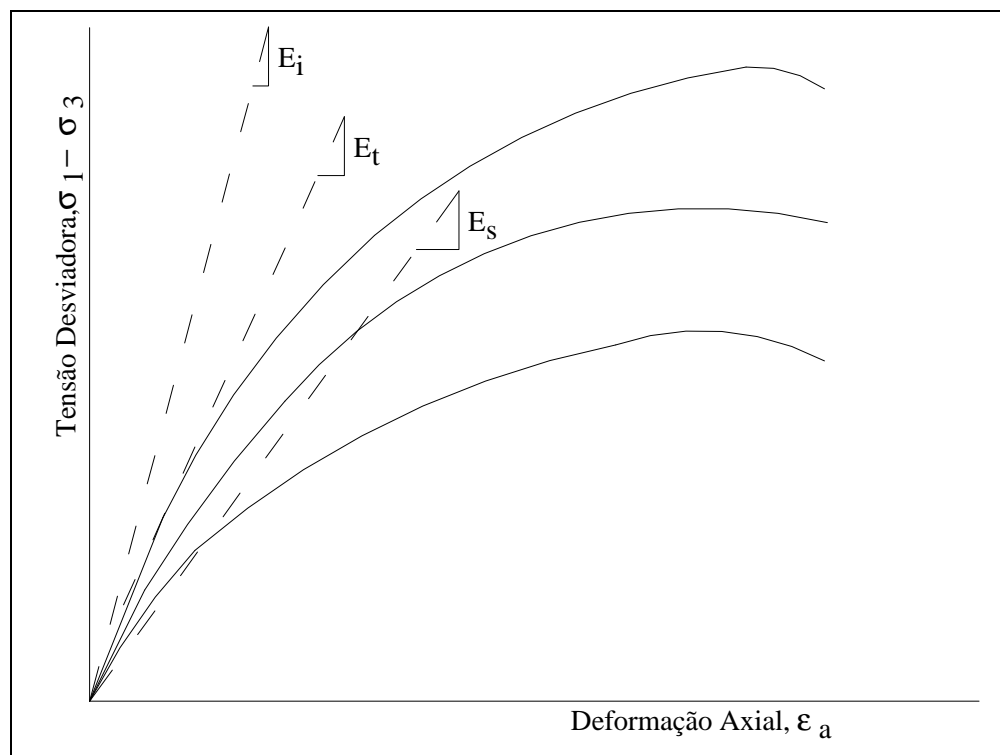
Tendo em vista que o trabalho trata basicamente sobre correlações entre parâmetros dos solos, antes mesmo de se descreverem tais correlações, faz-se necessário definir de maneira formal alguns parâmetros.

### **2.2.1. Módulo de Elasticidade (E)**

Os parâmetros de deformabilidade para os materiais elásticos são descritos, normalmente, como o Módulo de Elasticidade ou Módulo de Young (E) e o Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Estes parâmetros são obtidos através de ensaios de compressão triaxial não-drenados (UIU e CIU) e drenados (CID). A estimativa do módulo é dada pela relação entre a tensão aplicada e a deformação e é determinada como a inclinação da curva tensão desvio versus deformação axial, como mostrado na Figura 2.1:

$$E = \frac{D(s_1 - s_3)}{De_a} \quad (2.1)$$

onde  $(s_1 - s_3)$  é a tensão desvio ou diferença das tensões principais e  $e_a$  é a deformação axial. Em particular, o módulo pode ser definido como o módulo tangente inicial ( $E_i$ ), módulo tangente para uma tensão especificada ( $E_t$ ), ou módulo secante para uma faixa de tensão especificada ( $E_s$ ).



**Figura 2.1.** Definição de Módulos de Young: tangente, secante e inicial.

### 2.2.2. Módulo Edométrico (M)

Durante um carregamento uniaxial e impedindo-se qualquer deformação nas direções transversais, à relação entre a tensão e a deformação axial correspondente, dá-se o nome de Módulo Edométrico (M) dado pela equação 2.2:

$$M = - \frac{1 + e_0}{\Delta e} \Delta s_v \quad (2.2)$$

Onde  $e_0$  é o índice de vazios inicial,  $ds_v$  é a variação de tensões aplicadas e  $\Delta e$  é a variação do índice de vazios para a variação de tensões  $ds_v$ .

Este ensaio só pode ser efetuado para condições drenadas. A equação 2.2 pode, também, ser reescrita como:

$$M = \frac{E' \cdot (1 - \nu')}{(1 + \nu') \cdot (1 - 2\nu')} \quad (2.3)$$

Onde  $E'$  é o módulo de Young drenado e  $\nu'$  é o coeficiente de Poisson, ambos para a condição drenada.

Marchetti (1997) afirmou que o módulo  $E_D$  pode não estar relacionado com o módulo de Young  $E$  do solo próximo à lâmina e que  $E_D$  não é utilizável isoladamente, especialmente porque não considera o histórico de tensões do solo; devendo, portanto, ser utilizado somente em combinação com outros parâmetros obtidos no ensaio dilatométrico.

### 2.2.3. Ângulo de atrito interno ( $f'$ )

O ângulo de atrito interno é o ângulo obtido pela reta que tangencia as envoltórias de ruptura dos círculos de Mohr Coulomb.

### 2.2.4. Coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ )

O coeficiente de empuxo em repouso é a relação existente entre a tensão efetiva horizontal e a tensão efetiva vertical:

$$K_0 = \frac{s'_h}{s'_v} \quad (2.4)$$

Relações empíricas e teóricas foram desenvolvidas por diversos autores, sendo as equações mais utilizadas as desenvolvidas por Jákí (1944) e Schmidt

(1966) para areias e argilas normalmente adensadas e pré-adensadas, respectivamente.

$$K_0 = 1 - \text{sen } f' \quad (\text{solos argilosos e arenosos normalmente adensados}) \quad (2.5)$$

$$K_0 = (1 - \text{sen } f') \cdot \text{OCR}^{\text{sen } f'} \quad (\text{solos argilosos e arenosos pré-adensados}) \quad (2.6)$$

## **2.3. Ensaio de Campo**

### **2.3.1. Ensaio Pressiométrico de Ménard**

#### **2.3.1.1. Introdução**

Segundo Baguelin (1978) o ensaio pressiométrico é baseado na expansão da cavidade cilíndrica formada no solo, com o objetivo de se medir a relação entre a pressão e a deformação do solo. Na prática isto é feito perfurando-se a camada de interesse a ser ensaiada por meio de um trado, formando um furo cilíndrico, tendo-se o cuidado de minimizar a desestruturação da camada de solo. A sonda pressiométrica é então inserida no furo e inflada. Esta expansão da sonda e conseqüente deformação do furo são provenientes do deslocamento de água e gás sob pressão para a sonda. O incremento de volume da sonda se dá somente na direção radial da cavidade.

Existem 3 tipos de pressiômetro:

- Pressiômetro de pré-furo;
- Pressiômetro autoperfurante; e
- Pressiômetro auto-cravável.

O primeiro tipo de pressiômetro mencionado é função da escavação antecedida ao ensaio, dentre estes se destaca o Pressiômetro de Ménard, que é o único que possui a sonda pressiométrica com três células (duas células de guarda e uma célula central).

O segundo pressiômetro citado foi proposto por Jézéquel et al. (1968) com o intuito de se minimizar as alterações ocorridas durante a execução do furo na camada de solo.

O pressiômetro auto-cravável possui a vantagem de ser um ensaio mais rápido que os demais aqui mencionados, visto que a sonda é introduzida ao solo através de um sistema de reação. Porém tal cravação induz ao amolgamento do solo durante sua instalação acarretando erros aos resultados dos ensaios.

### **2.3.1.2. O Pressiômetro de Ménard**

O pressiômetro (Figura 2.2) é subdividido em 4 (quatro) partes:

- Unidade de Controle (Caixa de Monitoramento);
- Sonda Pressiométrica;
- Mangueira de Conexão;
- Fonte de Pressão.

A caixa de monitoramento possui a função de interligar a fonte de energia a sonda pressiométrica. Ela “controla” os acréscimos de pressões geradas e o deslocamento da água e gás para a sonda pressiométrica.

A sonda pressiométrica é composta por três células superpostas sendo uma célula definida como célula central e duas células, ditas células de guarda.

A célula central, na qual há a deformação com a introdução de água sobre pressão, encontra-se no meio da sonda; ela é constituída por um recobrimento de borracha (bainha), envolvendo o corpo metálico (núcleo) da sonda. Para que a água fique limitada à célula central, as extremidades da bexiga são presas ao núcleo por meio de anéis de vedação.

As células de guarda se encontram ladeando superiormente e inferiormente a célula central; estas são preenchidas com gás, com a mesma pressão que a medida na célula central, com isso não há o desbalanceamento causado pela força na célula central com a mudança de comprimento. Elas são constituídas por uma membrana de borracha que recobre a sonda em toda sua extensão.



**Figura 2.2** Foto do pressiômetro de Ménard do Departamento de Engenharia Civil da UFV

A mangueira de conexão é bipartida sendo necessária para se levar à água pressurizada e gás à sonda contidos na caixa de monitoramento.

A fonte de pressão utilizada é um cilindro de nitrogênio ( $N_2$ ). Ela é conectada a caixa de monitoramento e serve como o próprio nome diz, fonte de pressão para que este seja levado à sonda bem como a água pressurizada.

### **2.3.1.3. Procedimentos a Serem Adotados Antes da Execução do Ensaio Pressiométrico**

Antes de se iniciar o ensaio deve-se verificar se há a presença de ar dentro da caixa de monitoramento bem como mangueiras e sonda, visto que aquele é compressível e conseqüentemente haverá o falseamento nas leituras de pressão.

Outro procedimento a ser seguido diz respeito à calibração da sonda quanto à perda de pressão. Este é necessário devido o recobrimento da sonda possuir certa rigidez quando inflada.

Baguelin et al. (1978) prescrevem a calibração quanto a perdas de pressão em se tratando do uso de nova membrana ou recobrimento, também a cada 20 ensaios feitos com o mesmo conjunto: membrana e recobrimento e a cada 10 ensaios quando a rigidez das mesmas é representativa em relação à obtenção das pressões limites.

Araújo (2001) menciona necessidade de tal calibração antes do primeiro e após o último ensaio do dia.

Em se tratando de pressões aplicadas muito elevadas, faz-se também a calibração quanto à perda de volume. Esta é indispensável devido à dilatação ocorrida nas mangueiras e tubos durante o ensaio.

#### **2.3.1.4. O Ensaio Pressiométrico Propriamente Dito**

O ensaio se dá através da aplicação de pressão na sonda contida dentro de um pré-furo existente. Tais pressões são aplicadas em intervalos de 1 min., devendo-se ter em um ensaio de 8 a 14 incrementos de pressão. Faz-se então a leitura do volume de água deslocado em intervalos de 15, 30 e 60 seg., a cada acréscimo de pressão. Finalizado o ensaio repetem-se os procedimentos acima em nova profundidade. O ensaio é limitado ao tamanho da sonda, ou seja, deve tomar o cuidado para que uma mesma camada não seja ensaiada mais de uma vez.

#### **2.3.1.5. Interpretação dos Dados Obtidos no Ensaio Pressiométrico**

##### **2.3.1.5.1. Módulo Pressiométrico de Ménard**

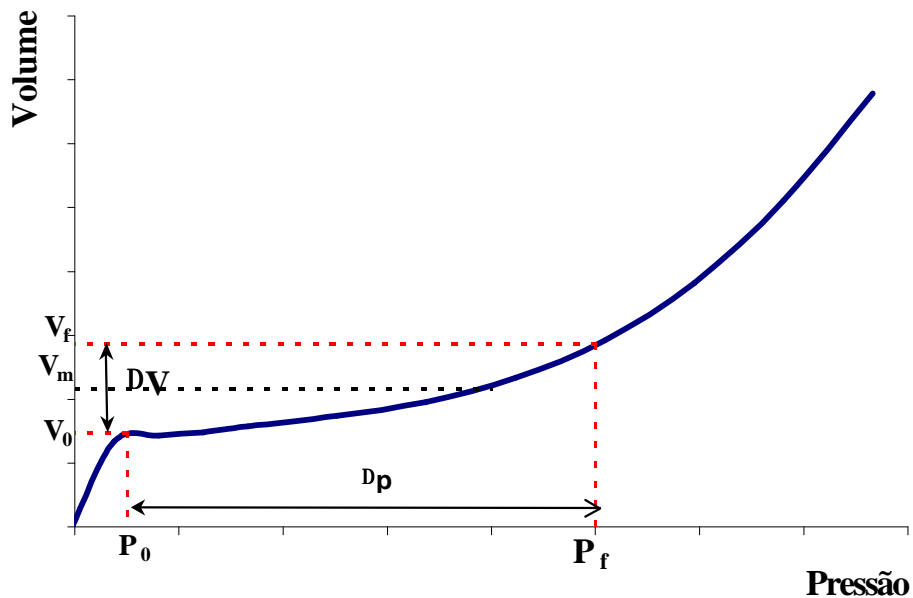
Ménard (1961) considerou a hipótese de que houvesse uma relação entre o trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica com o comportamento linear e elástico dos solos, podendo então utilizar a Teoria da Elasticidade para a

expansão de uma cavidade cilíndrica em um meio elástico e infinito (Lamé, 1852) cuja equação simplificada é:

$$G = V \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.7)$$

Onde  $G$  é o módulo de elasticidade transversal;  $\Delta P/\Delta V$  é o coeficiente angular do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, permanecendo constante durante o ensaio, enquanto  $V$  é o volume da cavidade.

A Figura 2.3 representa o comportamento típico de uma curva obtida pelo ensaio pressiométrico.



**Figura 2.3** – Curva obtida através do ensaio pressiométrico de Ménéard

Baguelin et al. (1978) sugeriram que o valor de  $V$  variasse em função da média aritmética entre  $V_0$  - volume correspondente à pressão inicial do trecho pseudo-elástico, e  $V_f$  - volume correspondente a pressão fluência ou de Creep, ou seja:

$$V = V_s + V_m = V_s + (V_0 + V_f) / 2 \quad (2.8)$$

Onde  $V_s$  é o volume inicial da célula central ou da sonda em repouso.

Logo:

$$G = (V_s + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.9)$$

E sabendo-se que  $G$  é função do módulo edométrico ( $E$ ) e do Coeficiente de Poisson ( $\nu$ ):

$$G = \frac{E}{[2 \cdot (1 + \nu)]} \quad (2.10)$$

Igualando-se as equações 2.9 e 2.10 que definem  $G$  e adotando  $\nu = 0,33$  (valor adotado por Ménard) tem-se:

$$E_m = 2,66 \cdot [V_s + 0,5 \cdot (V_f - V_0)] \cdot \left[ \frac{(P_f - P_0)}{(V_f - V_0)} \right] \quad (2.11)$$

### 2.3.1.5.2. Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento

Pressão de Fluência ou de Creep ( $P_f$ ) é a fronteira entre a fase de reação pseudo-elástica do solo e a fase das grandes deformações (plastificação) do solo.

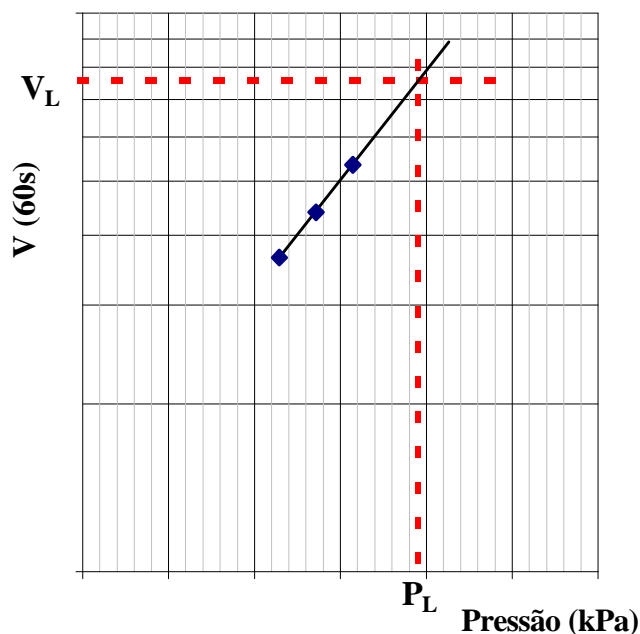
A pressão limite ( $P_L$ ) é definida como a máxima pressão atingida num ensaio pressiométrico para o qual a cavidade continuaria a se expandir indefinidamente. Porém, sabendo-se que na prática não se atinge tal pressão, visto que a membrana é limitada a um volume de aproximadamente  $750 \text{ cm}^3$ , extrapola-se a curva corrigida para a obtenção deste.

Ménard (1961) redefiniu  $P_L$  como sendo a pressão requerida para dobrar o volume inicial da cavidade.

$$\text{Sabendo-se que } V_i = V_s + V_0 \quad (2.12),$$

$$\text{tem-se que } V_L = V_s + 2 \cdot V_0 \quad (2.13).$$

Logo, a forma para a determinação da pressão limite utilizada nesta Tese foi a plotagem dos pontos da pressão corrigida, após a pressão de fluência, com seus respectivos volumes. Onde o volume é disposto na ordenada em escala logarítmica e a pressão na abscissa em escala linear (Figura 2.4).



**Figura 2.4** Obtenção da pressão limite ( $P_L$ )

### 2.3.1.5.3. Tensão Horizontal no Repouso ( $S_{h0}$ )

A pressão horizontal inicial é geralmente tomada como sendo a pressão correspondente ao início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica típica corrigida. Mas na realidade, em ensaios pressiométricos com pré-furo, a pressão  $p_0$ , associada ao início do trecho linear da curva, não corresponde necessariamente à magnitude de  $\sigma_{h0}$  devido às perturbações causadas durante a execução do pré-furo e da instalação da sonda pressiométrica (amolçamento gerado no solo, efeitos de variações no estado de tensão durante a escavação e em alguns casos, devido à pressão de fluido estabilizante).

### **2.3.1.6. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio Pressiométrico**

#### **2.3.1.6.1. Vantagens do Ensaio Pressiométrico**

- Equipamento portátil e de simples montagem;
- Possibilidade de execução de ensaios em locais cujo terreno mostra-se razoavelmente acidentado;
- Retirada de amostras deformadas em toda extensão ensaiada;
- Realização em solo e rocha.

#### **2.3.1.6.2. Desvantagens do Ensaio Pressiométrico**

- É necessário um técnico qualificado para execução do ensaio;
- É de difícil execução em solos com pouca coesão, principalmente abaixo do nível d'água;
- Não se deve executá-lo em solo contendo pedregulho, principalmente se este possuir muitas arestas pontiagudas;
- A execução do pré-furo pode vir a causar desestruturação da camada, havendo falseamento da tensão horizontal.

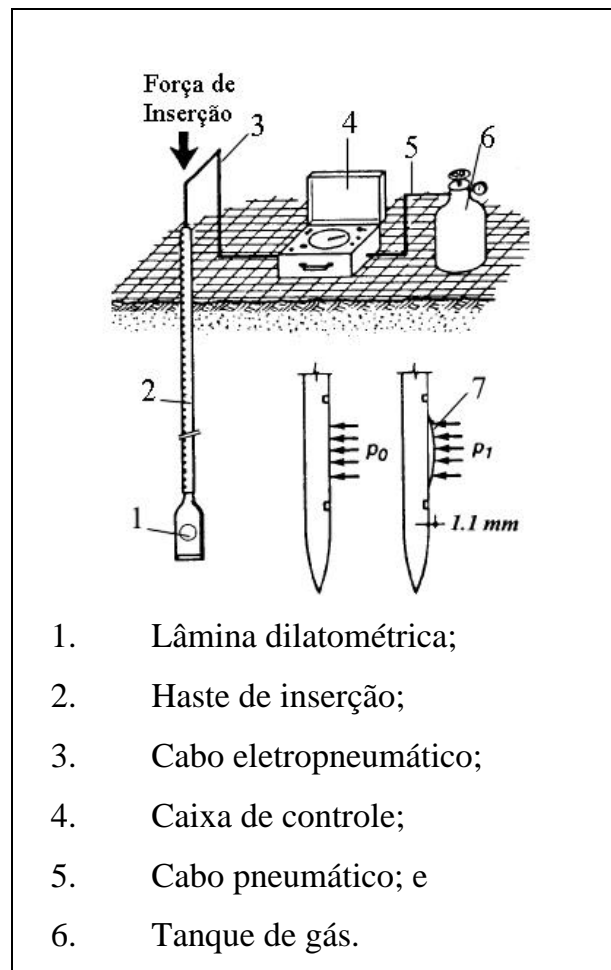
### **2.3.2. Ensaio Dilatométrico de Marchetti**

#### **2.3.2.1. Introdução:**

O ensaio dilatométrico (DMT) foi desenvolvido pelo professor Silvano Marchetti em 1970 com o intuito de se medir a tensão *in situ* e o módulo de deformabilidade do solo. O DMT possui uma lâmina fina contendo uma membrana circular situada em uma das suas faces.

A lâmina dilatométrica é conectada a uma unidade de controle que é alimentada via pressão de gás e corrente elétrica, através do cabo eletropneumático que passa através das hastes metálicas. Ocorre então a

expansão e contração da membrana da lâmina por meio do gás que é introduzido ou cessado dentro da lâmina.



**Figura 2.5** Configuração do Ensaio Dilatométrico

A referida esbeltez da lâmina dilatométrica tem como objetivo minimizar o comprometimento da camada ensaiada quando a lâmina é cravada no solo.

Comparando-se os formatos da sonda do ensaio de cone e a lâmina dilatométrica (Figura 2.6), verifica-se que devido às dimensões impostas à lâmina do DMT, esta permite menores deformações que a sonda do ensaio de cone.



**Figura 2.6** Comparação da camada deformada pela sonda do ensaio de cone e a lâmina dilatométrica (Baligh e Sott, 1975).

### 2.3.2.2. O DMT

O DMT é subdividido em:

- Lâmina dilatométrica;
- Haste de inserção;
- Cabo eletropneumático e pneumático;
- Caixa de Controle; e
- Tanque de gás.

A lâmina dilatométrica é uma lâmina de aço inoxidável possuidora de uma membrana circular fina de 60 mm de diâmetro situada em uma das faces. A região superior da lâmina é conectada a caixa de monitoramento através do cabo eletropneumático. Sua cravação na camada de solo é feita por meio de um sistema de reação. De trás da membrana existe um disco rígido que aciona a expansão e contração da membrana.

As hastes de inserção são de formato cilíndrico vazado. Nelas insere-se o cabo eletropneumático, conectando a lâmina à caixa de controle. As hastes têm de 1 m de comprimento, e roscas de conexão para a união das mesmas.

O cabo eletropneumático consiste de um fio de aço inoxidável dúctil envolvido por um tubo de náilon com conectores especiais em cada extremidade; este interliga a caixa de controle à lâmina dilatométrica.

Por meio de uma corrente elétrica, o cabo eletropneumático envia os efeitos de expansibilidade da membrana para a caixa de monitoramento.

O cabo pneumático aplica a pressão do tanque de gás à caixa de controle.

A caixa de controle possui funções básicas de monitorar e controlar a pressão de gás fornecida à lâmina e tornar perceptível a posição da membrana. Ela possui dois manômetros, calibrados em bar; o primeiro de 0 a 12 bar e o segundo de 0 a 70 bar.

Normalmente o tanque de gás é composto por nitrogênio fornecido em garrafas metálicas.

O sistema de reação tem como objetivo cravar a lâmina dilatométrica na profundidade a ser ensaiada. Ele é composto por dois pilares metálicos e duas vigas também metálicas situadas nas extremidades dos pilares na direção perpendicular aos mesmos. A parte metálica possui estabilidade no solo quando o ensaio é executado devido à existência de tirantes cravados ao solo, conectados a aquela.



**Figura 2.7** Foto da lâmina dilatométrica e da caixa de controle do Departamento de Engenharia Civil de Viçosa.

### **2.3.2.3. Procedimentos a Serem Adotados Antes e Após a Execução do Ensaio Dilatométrico**

Faz-se a calibração da membrana estando esta ao ar, com o objetivo de se obter a pressões necessárias para defeccionar a mesma para as posições denominadas A e B durante o ensaio. Tais pressões são imprescindíveis para que a membrana se expanda a 0,05 mm (posição A) e a 1,1 mm (posição B) durante o ensaio.

As calibrações denominadas  $\Delta A$  e  $\Delta B$  para as referentes posições A e B são necessárias devido à correção da rigidez da membrana e do solo durante o ensaio.

Faz-se também a verificação do desvio do medidor de pressão ( $Z_M$ ) em relação ao zero quando a membrana é relaxada.

### **2.3.2.4. O Ensaio Dilatométrico Propriamente Dito**

Após a cravação da lâmina dilatométrica a profundidade a ser ensaiada, a membrana se encontra em condição contraída devido ao empuxo ativo do solo, sendo esta diferente que a tensão horizontal real do solo. A pressão para a expansão da membrana é então aplicada ouvindo-se um sinal de áudio ininterrupto vindo da caixa de controle. Tal sinal é cessado quando a membrana é expandida a 0,05 mm, sendo considerada como a pressão, posteriormente corrigida pela calibração, necessária para que o solo esteja na sua posição teórica antes da lâmina ter sido inserida no terreno. Lê-se a pressão no manômetro denominada A. Em seguida a expansão da membrana é continuada, acrescentando lentamente a pressão de gás. Quando a lâmina se encontra com 1,1 mm de expansão o sinal de áudio é novamente acionado, lendo-se a leitura B no manômetro e repete-se o desligamento do sinal. A membrana é então desinflada através do alívio de pressão até que a membrana retorne a sua posição inicial assentada. Neste ponto, o sinal pode ser acionado novamente e se obtém a leitura denominada C. Nova profundidade é escolhida e repetem-se os passos descritos acima.

### 2.3.2.5. Interpretação dos dados obtidos no ensaio dilatométrico

Depois de concluído o ensaio deve-se corrigir as leituras A, B e C em função das calibrações  $\Delta A$  e  $\Delta B$  e do desvio do zero do medidor de pressão.

A correção da pressão A,  $p_0$ , é necessária para se obter a pressão do solo contra a membrana antes de iniciar a expansão.

Marchetti (1980) considera que a membrana possui comportamento da tensão-deformação linear até a pressão B corrigida,  $p_1$ .

Já a correção da pressão C,  $p_2$ , é necessária, pois ela proporciona a medição direta e precisa da poro-pressão em solos arenosos.

O cálculo de  $p_0$ ,  $p_1$  e  $p_2$  é mostrado abaixo:

$$p_0 = 1,05.(A - Z_M + \Delta A) - 0,05.(B - Z_M - \Delta B) \quad (2.14)$$

$$p_1 = B - Z_M - \Delta B \quad (2.15)$$

$$p_2 = C - Z_M + \Delta A \quad (2.16)$$

Onde :

- A, B e C são a primeira, segunda e terceira leituras, respectivamente;
- $\Delta A$  e  $\Delta B$  são as correções da membrana ao ares livres, relativas a A e B, respectivamente;
- $Z_M$  é a leitura do medidor de pressão quando a mesma é relaxada;
- $p_0$ ,  $p_1$ ,  $p_2$  são as leituras de pressão corrigidas: A, B e C, respectivamente.

A metodologia aplicada por Marchetti para o cálculo da tensão efetiva vertical determinada para ensaio dilatométrico é baseada na teoria clássica da mecânica dos solos, logo aquela é função somente da tensão total vertical e da poro-pressão da água quando o solo se encontrar saturado:

$$s_v' = s_v - u_0 \quad (2.17)$$

$$s_v = g_i \cdot z_i \quad (2.18)$$

$$u_0 = g_w \cdot z_w \quad (2.19)$$

Onde:

- $s_v'$  é a tensão efetiva vertical;
- $s_v$  é a tensão total vertical;
- $u_0$  é a poro-pressão da água;
- $s_v = g_i \cdot z_i$  é o peso específico da camada de solo;
- $g_w$  é o peso específico da camada de solo submersa;
- $z_i$  é a espessura da camada  $i$ ; e
- $z_w$  é a espessura da camada submersa.

### 2.3.2.6. Parâmetros Intermediários

#### 2.3.2.6.1. Módulo Dilatométrico, $E_D$

Através da solução matemática dada por Gravesen (1960) onde ele considera que a expansão da membrana é modelada como o carregamento de uma área circular na superfície de um semi-espaço infinito elástico não havendo movimentos normais a essa superfície, Marchetti (1980) chegou à equação para determinação do módulo dilatométrico obtido a partir de diferença entre  $p_0$  e  $p_1$ , considerando que o módulo dilatométrico era função do módulo de Young e o coeficiente de poisson.

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad (2.20)$$

Segundo resultados apresentados por Boghrat (1982, 1987), e apresentados por Schmertmann (1988) encontraram que o ensaio dilatométrico é realizado em condições drenada para as areias, não drenado para argilas e parcialmente drenado para silte e mistura argila-areia.

Marchetti (1981) chegou à conclusão que o  $E_D$  é o módulo de recarregamento medido em solo pré-deformado, visto que devido à cravação da lâmina acarreta o amolgamento da camada ensaiada.

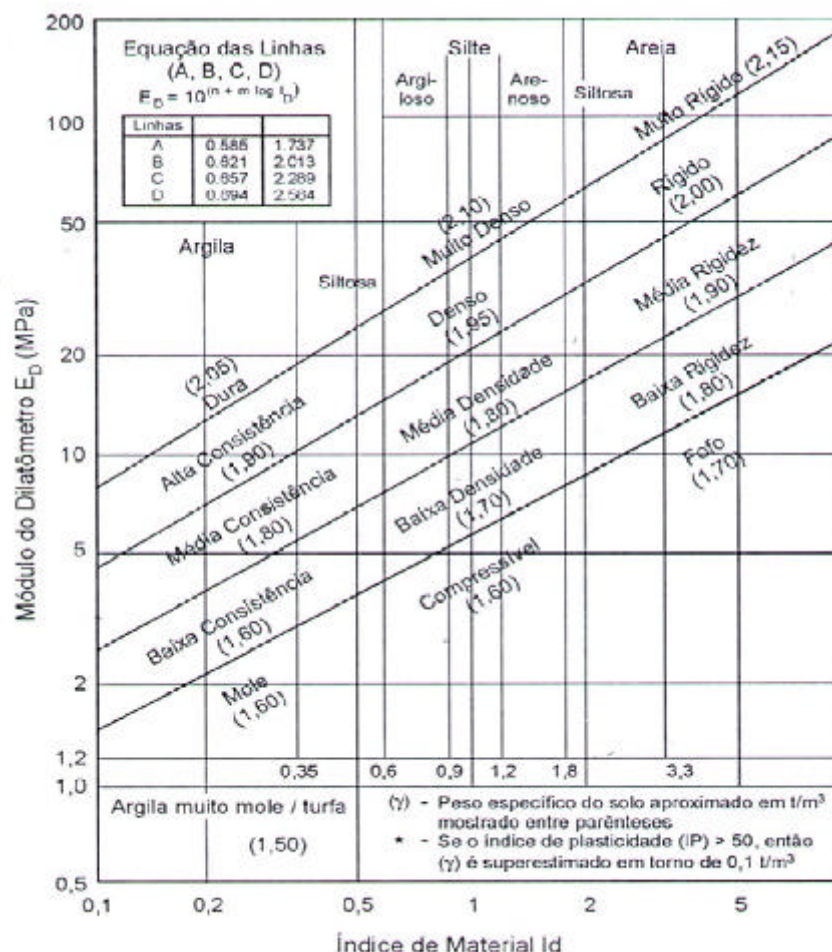
Marchetti (1997) afirmou que  $E_D$  não pode evocar afinidade especial com o módulo de Young e que  $E_D$  não é utilizável sozinho, devido ele não possuir informações da histórica de tensões, devendo ser usado somente em combinação com  $K_D$  e  $I_D$ , que serão posteriormente definidos.

#### **2.3.2.6.2. Índice do material, $I_D$**

O índice do material é função de  $p_0$ ,  $p_1$  e  $u_0$ , determinado para descrever o tipo de solo associado ao seu comportamento mecânico.

$$I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (2.21)$$

Baseado em resultados coletados para diferentes tipos de solo, encontrou-se que  $I_D$  depende do tamanho dos grãos (Marchetti, 1980), é pouco afetado pela tensão de sobre-adensamento (OCR) (Marchetti, 1980), e independe do grau de saturação do solo (Lutenegger 1988, Schmertmann 1982, Lacasse e Lunne 1986). Baseada em tais evidências, Marchetti & Crapps (1981) produziram o gráfico da Figura 2.8, estando em função das medidas de  $I_D$  e  $E_D$  para determinação do tipo de solo e sua estatigrafia.



**Figura 2.8** Gráfico para descrição do solo e avaliação do peso específico (kN/m<sup>3</sup>)- Marchetti (1980).

### 2.3.2.6.3. Coeficiente de Tensão Horizontal, $K_D$

O coeficiente de tensão horizontal é considerado como o coeficiente de empuxo no repouso modificado pelo amolgamento do solo quando a lâmina dilatométrica é instalada no mesmo.

O valor de  $K_D$  é proporcional à tensão horizontal “in situ”, sendo sensível à razão de sobreadensamento, bem como a idade do depósito e o grau de cimentação. Pode-se mencionar ainda que o  $K_D$  está relacionado com algumas propriedades do solo, como a densidade relativa e o potencial de liquefação em areias, o coeficiente de empuxo de terra, o módulo tangente à compressão confinada e a coesão não-drenada em argilas.

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{s_v - u_0} \quad (2.22)$$

#### 2.3.2.6.4. Índice de poro-pressão da água, $U_D$

Lutenegger (1988), e Schmertmann (1988) propuseram os seguintes índices de poro-pressão da água, respectivamente:

$$U_D = \frac{p_2 - u_0}{p_0 - u_0} \quad (2.23)$$

$$U_D = \frac{p_2 - u_0}{s_v - u_0} \quad (2.24)$$

Segundo Schmertmann (1987), em argilas e siltes saturados, valores de  $I_D$  elevados indicam uma estrutura sensível e contrativa, tipicamente associada com argilas muito sensíveis. Já o mesmo índice representado por valores baixos pode indicar uma estrutura menos sensível, com, por exemplo, argila pré-adensada. Podem-se também obter valores negativos de  $U_D$ , indicando uma estrutura dilatante, resultante de boa compactação ou elevado pré-adensamento.

Ainda em se tratando de solos coesivos, Lutenegger e Kabir (1988) acredita-se que o valor de  $p_2$  é muito próximo de  $u_0$ , especialmente em argilas fofas. Após examinarem mais de 100 pontos, eles concluíram que o valor de  $p_2$  é em torno de 5% do valor de penetração da poro-pressão para solos coesivos.

Em areias, Lutenegger (1988), e Robertson et al. (1989a), verificaram que a pressão  $p_2$  é igual a poro-pressão  $u_0$ . Tal fato é devido ao restabelecimento de  $u_0$  no tempo de leitura de  $p_2$ .

#### 2.3.2.7. Correlações do DMT com Propriedades de Engenharia dos Solos

Segundo De Paula (1998) algumas das correlações entre o DMT com as propriedades geotécnicas foram desenvolvidas por Schmertmann, 1980, a partir da comparação de dados incluindo ensaios de laboratório, provas de carga em

verdadeira grandeza e outros ensaios *in situ* e observações de campo. Entretanto, resultados recentes obtidos de uma larga gama de solos, resumidos por Lutenecker (1988) têm evidenciado que as correlações originais de 1980 não se mostram adequadas, necessariamente, a todos os tipos de solo.

Logo apesar de tais correlações entre os parâmetros do ensaio DMT e outros possuem embasamento teórico e empírico, faz-se necessário uma análise criteriosa dos resultados obtidos por estas correlações para os solos brasileiros, visto que estes em sua grande maioria não se encontram nas mesmas condições que os solos para os quais foram desenvolvidas tais correlações.

### 2.3.2.7.1. Coeficiente de Empuxo no Repouso( $K_0$ )

Devido aos distúrbios causados na camada de solo durante a cravação da lâmina dilatométrica, não é possível se medir diretamente o coeficiente de empuxo em repouso.

Marchetti (1980), propôs a seguinte correlação baseada em argilas da Itália para a obtenção de  $K_0$ :

$$K_0 = \left( \frac{K_D}{1,5} \right)^{0,47} - 0,6 \quad (2.25)$$

Esta relação é baseada na comparação de 21 ensaios DMT e 21 ensaios de laboratório de argilas da Itália, e é recomendada apenas para argilas moles e médias a rijas, não-cimentada, tendo  $I_D \leq 1,2$  (Jamiokowski et al., 1988).

Além de Marchetti (1980), outros autores tais como Lunne et al. (1990), Lacasse e Lunne (1988), propuseram outras correlações para a obtenção de  $K_0$  em argilas, diferenciando-as quanto ao seu grau de intemperismo (jovem ou velha) e plasticidade.

Para o cálculo de  $K_0$  para areias não-cimentadas, Schmertmann (1983), propôs estimar  $K_0$  em função de  $K_D$  e do ângulo de atrito axissimétrico, calculado

pelo ângulo da deformação plana obtida no ensaio dilatométrico ( $\phi'_{ax}$ ). Porém, segundo Marchetti (1997), este último parâmetro é em geral desconhecido.

Em 1985, Marchetti elaborou um ábaco de  $K_0$  no qual  $\phi'_{ax}$  foi eliminado pela combinação das correlações de Schmertmann ( $K_0 - K_D - \phi'_{ax}$ ) e de Durgunoglu e Michell ( $q_c$  (resistência de ponta do ensaio de cone) –  $K_0 - \phi'_{ax}$ ). Baldi et al. (1986), converteram tal ábaco em equações:

$$K_0 = 0,376 + 0,095 \cdot K_D - 0,0017 \cdot \frac{q_c}{s'_{v}} \quad (2.26)$$

$$K_0 = 0,376 + 0,095 \cdot K_D - 0,0046 \cdot \frac{q_c}{s'_{v}} \quad (2.27)$$

A equação 3.20 foi obtida por melhor se ajustar aos resultados feitos em câmaras de calibração, obtidos para areias artificiais, e a equação 3.21 foi obtida modificando o último coeficiente da equação 3.20, para estimar “corretamente” o valor de  $K_0$  para a areia natural do rio Po (Itália). Na prática, a recomendação atual para  $K_0$  em areias é usar a equação 3.20 com os seguintes valores para o último coeficiente: -0,005 em areias intemperizadas e -0,002 em depósitos recentes.

Estudos feitos por Campanella e Robertson (1991) evidenciaram uma relação entre  $K_D$  e  $q_c/\sigma'_{vo}$ , onde:

$$K_D = 33 \cdot \frac{q_c}{s'_{vo}} \quad (2.28)$$

Possibilitando então o cálculo de  $K_0$ , através da equação 3.23, apenas em termos de  $K_D$ :

$$K_0 = 0,376 + 0,09495 \cdot K_D \quad (2.29)$$

### 2.3.2.7.2. Razão de Sobre-adensamento (OCR)

No livro: Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações, Schnaid descreve a equação encontrada por Marchetti (1980) para a obtenção do OCR:

$$\text{OCR} = (0,5 \cdot K_D)^{1,56} \quad (2.30)$$

Tal equação é válida para os  $I_D$ s compreendidos entre 0,2 e 2,0.

### 2.3.2.7.3. Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ )

Em 1980, Marchetti apresentou a correlação entre  $M_D$  e o módulo dilatométrico para areias como mostrado abaixo:

$$M = R_m \cdot E_D \quad (2.31)$$

Onde:

$$R_m = 0,14 + 2,36 \cdot \log K_D \quad \text{para } I_D < 0,6 \quad (2.32)$$

$$R_m = 0,5 + 2 \cdot \log K_D \quad \text{para } I_D > 3,0 \quad (2.33)$$

$$R_m = R_{m0} + (2,5 - R_{m0}) \cdot \log K_D \quad \text{para } 0,6 < I_D < 3,0 \quad (2.34)$$

Sendo:  $R_{m0} = 0,14 + 0,15 \cdot (I_D - 0,6)$

$$R_m = 0,32 + 2,18 \cdot \log K_D \quad \text{para } K_D > 10,0 \quad (2.35)$$

Em todos os casos o valor de  $R_m$  deverá ser considerado maior ou igual a 0,85.

Lunne et al. (1989) recomendaram o uso das correlações de Marchetti (1980) também para argilas.

### 2.3.2.7.4. Resistência ao Cisalhamento não-drenada ( $S_U$ ):

Marchetti (1980) propõe a expressão a seguir para a estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada:

$$S_U = 0,22 \cdot \sigma'_{v0} \cdot (0,5 \cdot K_D)^{1,25} \quad (2.36)$$

Lacasse e Lunne (1988) apresentaram tal correlação substituindo o coeficiente 0,22 da equação 3.30, em função do tipo de ensaio para qual a correlação foi desenvolvida (ensaio de palheta: 0,17 a 0,21; ensaio triaxial: 0,2; ensaio de cisalhamento direto: 0,14).

#### **2.3.2.7.5. Ângulo de atrito interno ( $\phi$ )**

Vários autores tais como Marchetti e Crapps (1981), Schmertmann (1982) propuseram correlações para a obtenção de  $\phi$  para  $I_D > 1,2$ . Porém a correlação adotada nesta tese, citada por Marchetti (1997) é proveniente do gráfico modificado por Campanella e Robertson (1991) no qual  $\phi$  é obtido a partir de  $K_0$  e  $K_D$ . Por meio tal gráfico, Marchetti (1997), encontrou a equação 3.31 para se calcular  $\phi$ :

$$\phi = 28 + 14,6 \cdot \log K_D - 2,1 \cdot \log^2 K_D \quad (\phi \text{ em graus}) \quad (2.37)$$

#### **2.3.2.8. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio Dilatométrico**

##### **2.3.2.8.1. Vantagens do Ensaio Dilatométrico**

- Equipamento portátil e simples;
- Simplicidade e rapidez de execução;
- Pode ser feito na grande maioria dos solos;
- Fornecimento quase contínuo do perfil do solo (20 em 20 cm).

##### **2.3.2.8.2. Desvantagens do Ensaio Dilatométrico**

- Determinação duvidosa do tipo de solo (argilas arenosas podem ser interpretadas como silte, po exemplo);
- Não obtenção de amostras do solo ensaiado;
- A penetração dinâmica afeta os resultados;
- Difícil execução em solos muito rígidos.

### **2.3.3. Sondagem de Simples Reconhecimento à Percussão, SPT**

#### **2.3.3.1. Introdução:**

A sondagem de simples reconhecimento à percussão é um procedimento geotécnico de campo, capaz de amostrar o subsolo. Quando associada ao ensaio de penetração dinâmica (SPT), mede a resistência do solo ao longo da profundidade perfurada.

Os aspectos que acarretam desuniformidade entre os resultados obtidos em ensaios SPTs realizados em diversos países são devido à existência de diferentes técnicas de perfuração, equipamentos e procedimentos de ensaio para os muitos países que fazem uso do SPT. Faz-se necessário então a verificação destes fatores com o intuito de não se introduzir erros quando tais resultados utilizados.

#### **2.3.3.2. O SPT**

O equipamento SPT é composto por um tripé equipado com roldana e sarrilho que possibilita o manuseio de hastes metálicas ocas, em cujas extremidades se fixa um trépano biselado ou amostrador-padrão. No processo de perfuração, as paredes do furo podem mostrar-se instáveis, havendo a necessidade de revesti-las com tubos metálicos de diâmetro nominal superior ao da haste de cravação. Tal tubo é denominado tubo de revestimento. Na parte superior do conjunto haste-tubo de revestimento, há dispositivos de entrada e saída de água, conectadas por meio de mangueiras, a um reservatório e a um conjunto motor-bomba. Fazem ainda parte do equipamento um martelo de cravação com peso padronizado (dotado de base de conxim de madeira), em amostrador de paredes grossas e trados-cavadeira e espiral (Bueno e Vilar, 1980).

Segundo a norma NBR 6484/2001, o amostrador padrão a ser utilizado deve possuir diâmetro externo de 50,8 mm e interno de 34,9 mm, tendo ou não corpo bipartido. A sapata ou bico do amostrador, deve ser de aço temperado e substituído sempre que estiver gasta ou danificada.

### 2.3.3.3. O Ensaio SPT Propriamente Dito

A execução deste ensaio seguiu a normatização brasileira, executando-se para o primeiro metro a perfuração com o trado-cavadeira e, posteriormente para cada avanço dos metros subseqüentes, após a determinação das resistências do solo, utilizou-se o trado helicoidal. Utiliza-se lavagem com circulação de água quando o solo se mostrar muito resistente ou revestimento quando as paredes do furo se encontrarem muito instáveis, para o avanço do perfil. A resistência das camadas de solo é medida anotando-se o número de golpes necessários para cravar os 45 cm do amostrador em 3 conjuntos de golpes para cada 15 cm.

### 2.3.3.4. Interpretação dos Dados Obtidos no Ensaio SPT

O número de golpes necessários para se cravar os últimos 30 cm dos 45 cm cravados é denominado índice de resistência à penetração,  $N_{SPT}$ . Este índice é o único parâmetro obtido pelo ensaio SPT.

Um importante fator que afeta o valor do  $N_{SPT}$  é a eficiência da energia para se aplicar os golpes do martelo sobre o amostrador. Tal ensaio é executado em diversos locais do mundo, os valores do  $N_{SPT}$  podem variar entre si, de até três vezes, e a resistência varia com o inverso da eficiência do ensaio.

Com o objetivo de não se utilizar erroneamente às correlações desenvolvidas em outros países, deve-se procurar saber qual a eficiência do equipamento SPT utilizado para execução do ensaio e proceder ao ajuste de eficiência. Segundo Schmertmann e Palácios (1979):

$$N_{SPT 1} \cdot E_1 = N_{SPT 2} \cdot E_2 \quad (2.38)$$

Sendo  $E_i$  denominado a eficiência do ensaio.

Trabalhos desenvolvidos por Kovacs & Salamole (1982), Kovacs & Salamole (1984), Seed et al. (1985), Skempton (1986), Belincanta (1998) também evidenciam os diversos equipamentos (martelo- energia transferida pelos difernetes mecanismos de elevação e liberação de queda, massa do martelo e uso

de cepo de madeira no martelo; hastes- peso e rigidez, comprimento, perda de energia nos acoplamentos; amostrador- integridade da sapata cortante, uso de válvula, uso de revestimento plástico interno) que influenciam a eficiência do  $N_{SPT}$ .

A eficiência do SPT brasileiro, quando o mesmo é rigorosamente executado de acordo com a Norma Brasileira NBR 6484, é, em média, de 72%, segundo Décourt et al., 1989.

### **2.3.3.5. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio SPT**

#### **2.3.3.5.1. Vantagens do Ensaio SPT:**

- Não é necessária mão-de-obra especializada para execução do ensaio;
- Há a coleta de amostras para sua identificação;
- É um ensaio de custo baixo e muito rústico;
- É um dos ensaios mais populares.

#### **2.3.3.5.2. Desvantagens do Ensaio SPT:**

- Possibilidade de distorção dos resultados causados pelo incorreto emprego da técnica adotada pelo operador;
- Determinação apenas de um parâmetro do ensaio para a aplicação de correlações com propriedades do solo.

### **2.3.4. Ensaio Penetrométrico Dinâmico Manual, PDM**

#### **2.3.4.1. Introdução:**

O ensaio penetrométrico é comumente utilizado na Escandinávia, Itália e Inglaterra, Finlândia, Rússia e Sul da África e alguns locais do Brasil para se determinar às condições gerais do solo durante a fase de exploração e investigação.

Há essencialmente quatro tipos de ensaios penetrométricos, dependendo da massa do martelo usado: leve, médio, pesado e superpesado:

**Quadro 2.1** Descrição dos tipos de penetrômetros em função da massa do martelo.

Tipo	Massa do Martelo (kg)
Leve (PDI)	10
Médio (PDM)	10 – 40
Pesado (PDp)	40 – 60
Superpesado (PDsp)	≥ 60

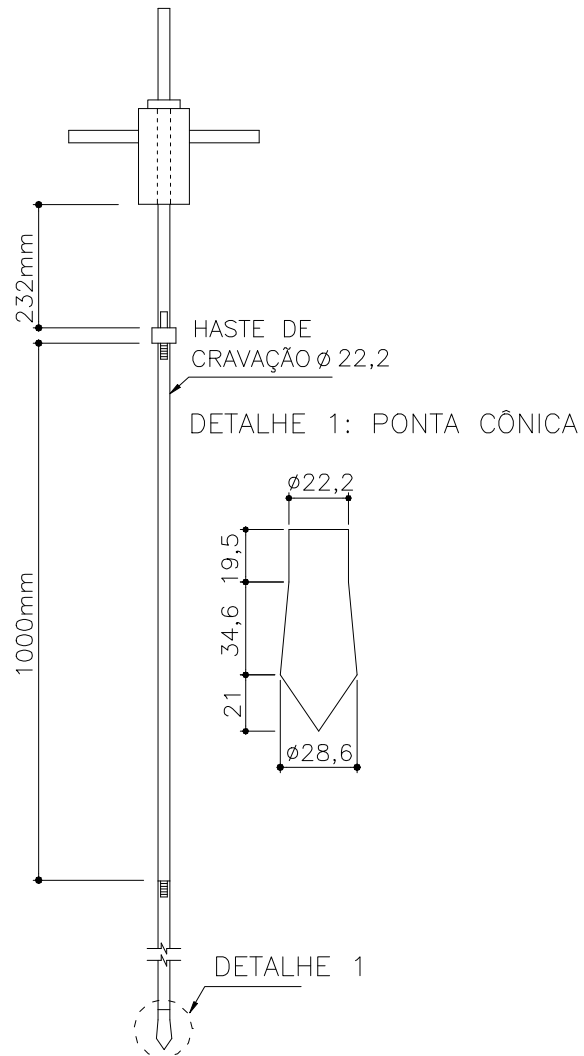
O ensaio PDI também é conhecido no Brasil como Penetrômetro Dinâmico Manual (PDM).

Normalmente os penetrômetros são usados para se verificar a uniformidade das condições do solo, espessura e extensão lateral das diferentes estratificações e para se determinar a profundidade da rocha.

O ensaio penetrômetro dinâmico manual (PDM) é o penetrométrico à percussão, que consiste na cravação de uma ponta cônica no solo com golpes de um martelo de 10 kg caindo em queda livre de uma altura de 0,23 m. O material de fabricação é aço e o maior diâmetro da ponta cônica mede 28,6 mm, sendo um pouco maior que o diâmetro das hastes que mede 22,2 mm. O índice de resistência à penetração do ensaio,  $N_{PDM}$ , é usualmente adotado como o número de golpes necessários a uma penetração de 0,20 m das hastes. (Polido & Castello, 1999)



**Figura 2.9** Foto do equipamento do PDM



**Figura 2.10** Parte do projeto para a construção do PDM.

#### **2.3.4.2. O Ensaio PDM Propriamente Dito**

Para a execução do ensaio, deve-se posicionar o PDM na vertical; em seguida crava-se o conjunto ponta-haste no solo por meio de golpes do martelo; anota-se o número de golpes para cada 0,20 m de penetração; antes de um novo avanço, gira-se o conjunto de hastes várias vezes, usando-se uma chave grifo, para minimizar o efeito do atrito lateral ao longo das hastes; a velocidade de cravação deve ser de 20 golpes por minuto e deve se proceder da maneira mais contínua possível (Polido & Castello, 1999).

#### **2.3.4.3. Principais Vantagens e Desvantagens do Ensaio PDM**

##### **2.3.4.3.1. Vantagens do Ensaio PDM:**

- É um ensaio barato e de fácil execução;
- É necessário apenas um operador;
- É um ensaio relativamente rápido.

##### **2.3.4.3.2. Desvantagens do Ensaio PDM:**

- Dificuldade de execução em solos coesivos;
- Possibilidade de distorção dos resultados causados pelo incorreto emprego da técnica adotada pelo operador.

#### **2.4. Algumas Correlações mais importantes entre Parâmetros Geotécnicos**

##### **2.4.1. Módulo de Elasticidade (E) versus Índice de Resistência a Penetração ( $N_{SPT}$ )**

Devido ao fato do ensaio SPT ser considerado um ensaio muito empregado em todo mundo, vários autores fazem referência a várias correlações, como se segue.

(i) Mitchell e Gardner (1975) propuseram as seguintes correlações entre E e o  $N_{SPT}$  para areias:

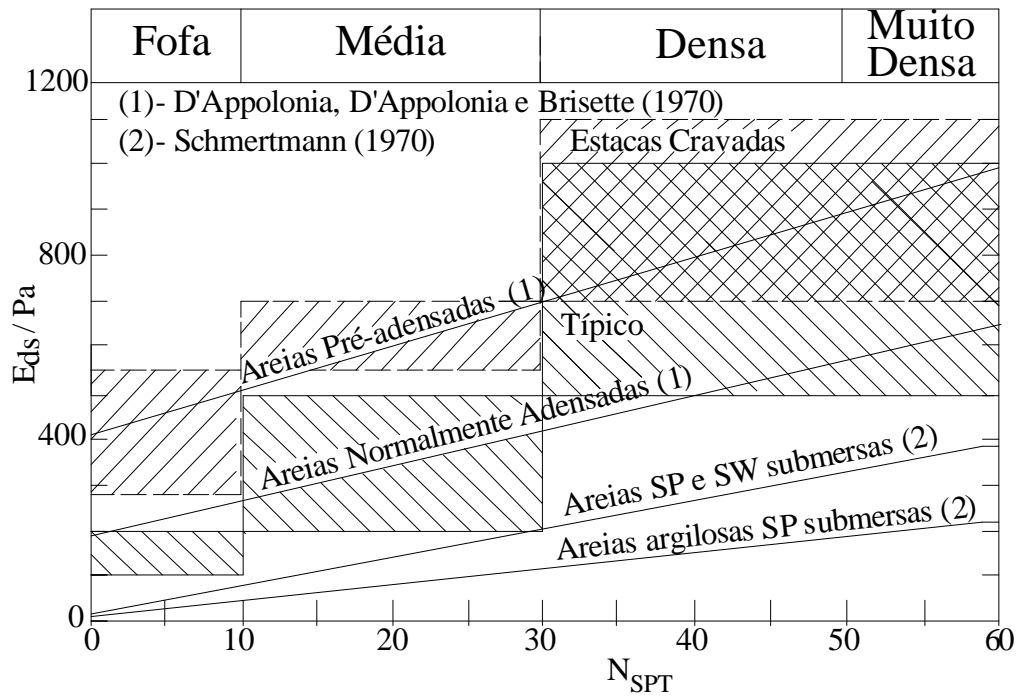
$$\frac{E}{Pa} = 5 \cdot N_{SPT} \quad (\text{areias com finos}) \quad (2.39)$$

$$\frac{E}{Pa} = 10 \cdot N_{SPT} \quad (\text{areias limpas normalmente adensadas}) \quad (2.40)$$

$$\frac{E}{Pa} = 15 \cdot N_{SPT} \quad (\text{areias limpas sobre-adensadas}) \quad (2.41)$$

Sendo Pa a pressão atmosférica ( $100 \text{ kPa} = 1 \text{ tsf}$ ), e o  $N_{SPT}$  é o índice de resistência à penetração.

(ii) O módulo de elasticidade é correlacionado ao  $N_{SPT}$  por Callanar e Kulhawy (1985), em areias (Figura 2.11), levando-se em consideração que o módulo é secante e obtido do ensaio triaxial drenado.



**Figura 2.11** Relação entre o  $E_{ds}$  (Módulo secante drenado) e o  $N_{SPT}$  para areias – Callanar e Kulhawy (1985).

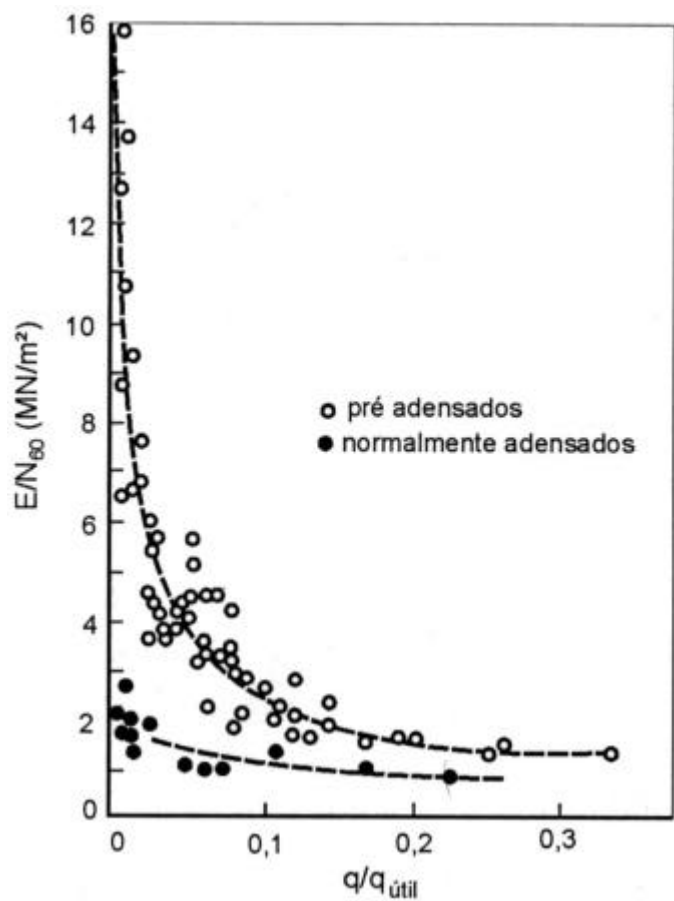
Stroud (1989) propôs uma estimativa para determinação do módulo de Young em solos granulares, com os dados existentes na literatura produzindo uma relação entre  $E/N_{60}$  e o “grau de carregamento”  $q/q_{ult}$  (carga admissível sobre carga última). Na Figura 2.12 a eficiência do  $N_{SPT}$  foi corrigida para 60% e o fator de segurança à ruptura adotado foi de 3, encontrando a razão entre  $E$  e o  $N_{60}$  igual a:

$$\frac{E}{N_{60}} = 1 \text{ (MPa)} \quad (2.42)$$

A análise dos casos utilizados por Stroud (1989) mostra que, na prática, a maioria das fundações apresenta fator de segurança superior a 3 (resultando 0,1 ou menor no gráfico abaixo). Stroud (1989) propôs as seguintes correlações para solos normalmente adensados e solos pré-adensados como mostrado abaixo:

$$\frac{E}{N_{60}} = 1 \text{ a } 2 \text{ (MPa)} \text{ para areias normalmente adensadas} \quad (2.43)$$

$$\frac{E}{N_{60}} = 3 \text{ a } 6 \text{ (MPa)} \text{ para areias pré-adensadas} \quad (2.44)$$



**Figura 2.12** Gráfico: relação do módulo de Young sobre o  $N_{SPT}$  com eficiência de 60% e o grau de carregamento- Stroud (1989).

Para solos coesivos pré-adensados, Stroud & Butler (1975) relacionam o módulo de Young não-drenado ( $E_u$ ) com o  $N_{SPT}$  cuja eficiência é de 60%:

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 1 \text{ (MPa)} \quad (2.45)$$

Ainda, segundo os mesmos autores, para valores de “grau de carregamento”  $q/qult$  abaixo de 0,1 a rigidez cresce resultando em:

$$\frac{E_u}{N_{60}} = 6,3 \text{ a } 10,4 \text{ (MPa)} \quad (2.46)$$

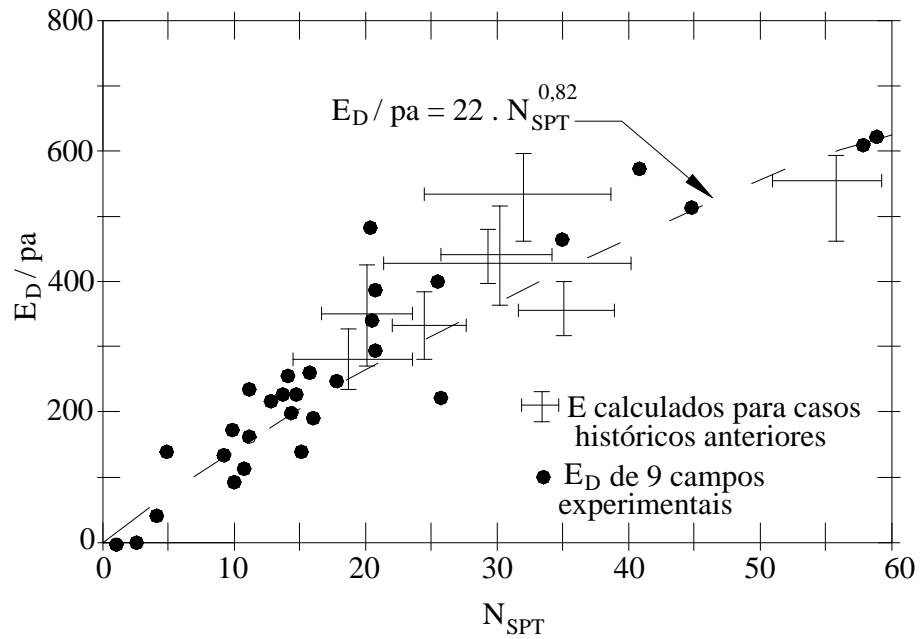
#### **2.4.2. Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )**

De acordo com Schmertmann e Crapps (1988) a estimativa do  $N_{SPT}$  através do ensaio DMT seria um “emprego grosseiro e incorreto dos dados do DMT”. Algumas correlações dependem do tipo de solo e, provavelmente, do local específico e talvez, também, do aparelho utilizado. Dados obtidos em Gainesville e Flórida- EUA, expressos graficamente, possibilitam a obtenção de correlações entre  $N_{SPT}$  e  $M_D$ :

$$N_{SPT} = \frac{M_D \text{ (bar)}}{40} \quad (2.47)$$

#### **2.4.3. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )**

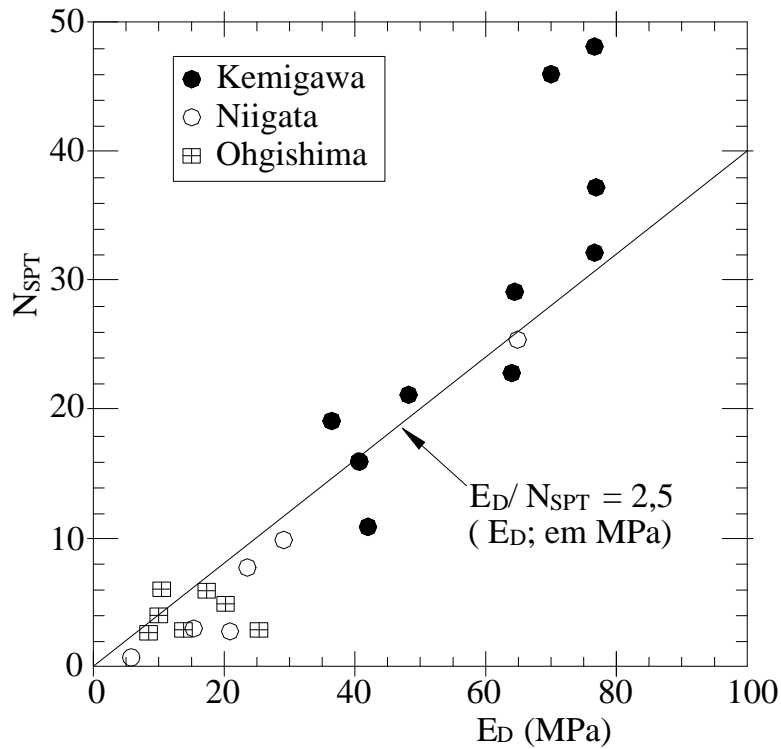
Mayne e Frost (1989) desenvolveram a relação mostrada na Figura 2.13 onde a correlação entre o  $N_{SPT}$  e  $E_D$  foi obtida ensaiando-se solos silte arenosos de Piedmont, e nos arredores de Washington.



**Figura 2.13** Relação entre  $E_D$  e  $N_{SPT}$ , sendo  $\text{pa}$  a pressão atmosférica – Mayne e Frost(1989).

Tanaka e Tanaka (1998) fazem referência às correlações desenvolvidas entre  $E_D$  e o  $N_{SPT}$ , sendo este último parâmetro citado possuidor de uma eficiência de 78%, para três amostras de areias provenientes de regiões do Japão (áreas de Tokyo e Nigata). Na Figura 2.14 estão dispostos os pontos para os quais a relação foi desenvolvida.

$$N_{SPT} = \frac{E_D}{2,5} \quad (E_D \text{ em MPa}) \quad (2.48)$$



**Figura 2.14** Relação entre  $E_D$  e  $N_{SPT}$  - Tanaka e Tanaka (1998).

#### 2.4.4. Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )

Devido à popularidade do SPT nos Estados Unidos, Martin (1977 e 1987) desenvolveu correlações entre o módulo pressiométrico e o  $N_{SPT}$  para solos residuais de Piedmont. Foram feitas regressões lineares dos dados chegando-se a três equações:

$$E_M = 21,54 \cdot N^{0,65185} \quad (2.49)$$

$$E_M = 15,28 \cdot N^{0,55291} \quad (2.50)$$

$$E_M = 15,01 \cdot N^{0,76437} \quad (2.51)$$

Sendo  $E_M$  expresso em tsf.

Barksdale et al. (1986) afirmaram que o Ensaio Pressiométrico de Ménard (MPM) poderia ser usado em solos residuais com sucesso, especialmente em solos de difícil amostragem. Estes verificaram ainda que os ensaios de laboratório tendem a superestimar o recalque acarretando aumento dos custos das fundações. Tal autor obteve uma boa correlação entre o  $E_M$ , em ksf, e o  $N_{SPT}$ , eficiência de 60%, para os solos residuais de Piedmont cuja equação é dada:

$$\text{Ln}(E_M) = 3,509 + 0,712 \cdot \text{Ln}(N_{SPT}) \quad (2.52)$$

Rocha Filho (1986) aplicou correlações empíricas propostas por Burland e Burbidge (1986) estabelecida para solos granulares e não-cimentados, para se estimar o recalque de fundações em solo saprolítico de gnaisse e encontrou uma superestimativa dos valores medidos. Os resultados também sugeriram que os solos rijos cimentados têm menos influência na relação entre a compressibilidade e o  $N_{SPT}$ . A distinção entre o grau de intemperismo na compressibilidade do solo e o  $N_{SPT}$  foi considerada em ensaios feitos por Brandt (1978) e Toledo (1986) para solos cataclase de gnaisse. Rocha Filho et al. (1985) sugeriram uma correlação para representar o módulo pressiométrico e o  $N_{SPT}$  dada pela equação  $E_M = A \cdot N + B$ , onde  $A$  e  $B$  são valores empíricos, juntos com o grau de intemperismo, quantificado pelo fator lixiviação  $\beta$ . É mostrado no Quadro abaixo (2.1) tais correlações conduzindo para:  $A = 36 \cdot b^{0,20}$  e  $B = 80 \cdot b^{-0,25}$ .

**Quadro 2.2** Equações propostas por Rocha Filho e Ramanel (1983), e Toledo (1986) para a obtenção de  $E_M$  em função do  $N_{SPT}$  e do grau de intemperismo.

$\beta$	$E_M$ (kgf / cm <sup>2</sup> ) = A.N + B	Descrição do Solo
0,005 – 0,021 (Serta, 1996)	$E_M = 15.N_{SPT} + 240$ (Toledo, 1986)	Solo laterítico ou solo residual de gnaiss maduro $7 < N_{SPT} < 15$
0,05 – 0,15 (Rocha e Filho et al., 1985)	$E_M = 22.N_{SPT} + 160$ (Rocha Filho e Ramanel, 1983)	Solo saprolítico de gnaiss $20 < N_{SPT} < 30$
0,15 – 0,25 (Rocha e Filho et al., 1985)	$E_M = 26.N_{SPT} + 120$ (Rocha Filho e Ramanel, 1983)	Solo saprolítico de gnaiss $30 < N_{SPT} < 60$

Segundo Rocha Filho et al. (1983) esta análise não foi feita com a intenção de avaliar correlações generalizadas estabelecidas entre o  $E_M$  e o  $N_{SPT}$ , mas para dar uma estimativa preliminar da influência do grau de intemperismo na extrapolação das medidas de campo.

Ménard (1961) e outros autores como, por exemplo, Gambin (1963) argumentaram que o módulo pressiométrico não pode ser comparado diretamente com o módulo de compressão, como por exemplo, o módulo de Young do solo. Primeiramente, verifica-se que a trajetória de tensões em volta da sonda pressiométrica é diferente da trajetória de tensões obtida num ensaio de compressibilidade ou abaixo de uma placa ou sapata, sendo tal trajetória de grande importância no comportamento do solo. O segundo aspecto diz respeito à teoria da elasticidade, esta indica que o aumento da tensão de compressão na direção radial é igual ao aumento da tensão de tração na direção tangencial durante a fase elástica do ensaio pressiométrico. Ménard argumentou que tais tensões de tração e compressão do ensaio pressiométrico são diferentes contrariando então a teoria.

Ménard (1961) também diferenciou o módulo pressiométrico daqueles obtidos em laboratório ou através de ensaio de placa ou sapata. Segundo este

autor, estas deformações são definidas como micro-deformações as quais o “esqueleto” do solo é submetido.

#### 2.4.5. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Módulo de Elasticidade ( $E$ )

Davidson e Boghrat (1983) sugeriram que em argilas sobre-adensadas, o valor de  $E_i$  obtido em ensaio triaxial não-adensado e não-drenado, poderia ser relacionado diretamente com o módulo  $E_D$  usando um fator aproximado de 1,4. Em 1988, Robertson et al. sugeriram que tal fator fosse igual a 10 para argilas e 2 para areias, para o uso de estacas lateralmente carregadas. A relação entre  $E_D$  e  $E$  é dada em função de um fator de correção,  $F$ , como mostrado na equação 2.53:

$$E = F \cdot E_D \quad (2.53)$$

**Quadro 2.3** Fator de correção,  $F$ , sugeridos para diferentes materiais.

Tipo de solo	Módulos	F	Referência
Solos Coesivos	$E_i$	10	Robertson et al. (1989)
Areia	$E_i$	2	Robertson et al. (1989)
Areia	$E_{25}$	1	Campanella et al. (1985)
Areia NC*	$E_{25}$	0,85	Baldi et al. (1986)
Areia OC**	$E_{25}$	3,5	Baldi et al. (1986)

\*Normalmente adensada; \*\*sobre-adensada.

Baldi et al. (1986), correlacionaram os parâmetros  $E_D$  e  $E_{25}$  cujos ensaios foram realizados por meio de uma câmara de calibração utilizando-se areia transportada. O ensaio mencionado foi o triaxial  $CK_0D$ , estando a areia em condições normalmente adensadas e sobre-adensadas. Foram encontradas as equações apresentadas no Quadro 2.3.

Para areias normalmente consolidadas, foi também sugerido por Campanella et al.(1985) o valor de  $F$  igual a 1 para se estimar  $E_{25}$  (módulo de Young secante a 25% da tensão desvio máxima).

Robertson et al. (1989) descrevem correlações entre o  $E_D$  e  $E$  para areias silicatadas normalmente adensadas e sobre-adensadas. Tais equações foram obtidas através de ensaios feitos em uma câmara de calibração com uma areia silicada de depósitos pluviais. A correlação entre o módulo dilatométrico e o módulo de Young é feita a 0,1% da deformação axial de  $E$ . Para areias silicadas normalmente adensadas tem-se a seguinte relação:

$$\frac{E}{E_D} = 1,05 \pm 0,25 \quad (2.54)$$

Já para areias silicatadas novas sobre-adensadas a relação entre os módulos torna-se:

$$\frac{E}{E_D} = 3,6 \pm 0,80 \quad (2.55)$$

#### **2.4.6. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Módulo Pressiométrico ( $E_M$ )**

Kalteziotis et al. (1991) propuseram correlações entre  $E_M$  e  $E_D$  para argilas:

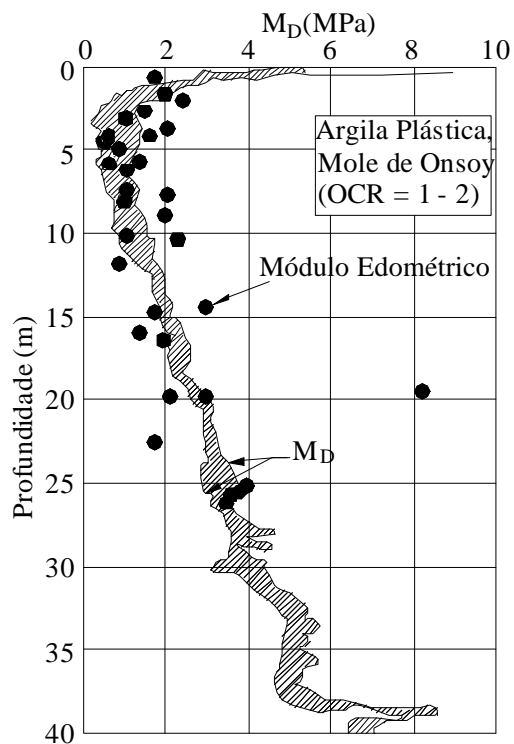
$$E_M = 0,4E_D \quad (2.56)$$

Ortigão et al. (1996) investigaram a argila porosa através do ensaio MPM, ensaio de placa e DMT encontrando que  $E_M$  era menor que metade de  $E_D$  e também  $E_{placa}$ . Eles explicaram que os baixos valores de  $E_M$  eram proveniente de perturbações na camada de solo. Após correções cuidadosas na curva do ensaio pressiométrico,  $E_M$  ficou similar a  $E_D$  e  $E_{placa}$ .

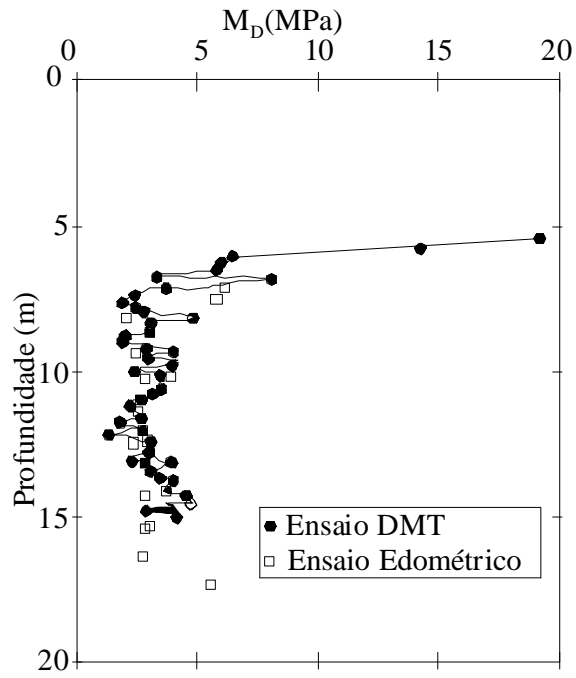
Brown e Vinson (1998) obtiveram razão semelhante à citada por Ortigão et al. (1996) aproximadamente igual a  $\frac{1}{2}$  entre  $E_M$  e  $E_D$  em argilas ensaiadas por estes.

### 2.4.7. Módulo Edométrico (M) versus Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ )

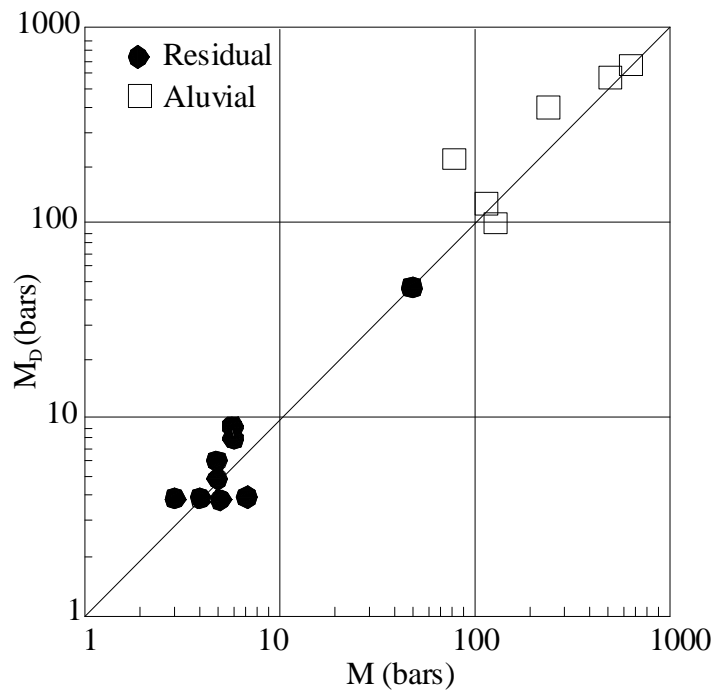
Marchetti et al. (2001) cita as propostas já realizadas em diferentes solos, relacionando o Módulo Edométrico estimado através do ensaio DMT ( $M_D$ ), e o Módulo Edométrico (M) obtido por vários autores, tal como mostram as Figuras abaixo.



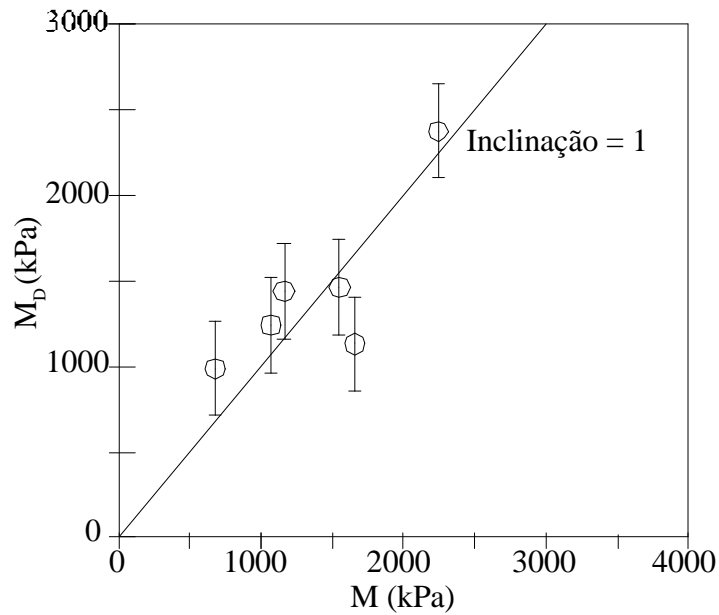
**Figura 2.15** Correlação entre M e  $M_D$  em argilas da região da Noruega – Lacasse (1986).



**Figura 2.16** Correlação entre  $M$  e  $M_D$  em argilas da região de Tóquio (Japão) – Iwasaki et al (1991).



**Figura 2.17** Correlação entre  $M$  e  $M_D$  em solos residuais e aluviais da região da Virgínia (U.S.A.) – Failmezger (1999).



**Figura 2.18** Correlação entre M e M<sub>D</sub> em argilas da região de Bangkok (Coréia) – Iwasaki et al (1991).

Analisando os dados nas figuras 2.15 a 2.18, verifica-se que a relação entre M e M<sub>D</sub> é bem próxima de 1.

#### 2.4.8. Módulo Edométrico (M) versus Módulo Pressiométrico (E<sub>M</sub>)

Ménard e Rosseau (1962) relacionaram o Módulo de Ménard com o Módulo obtido com o ensaio Edométrico (M) onde:

$$M = \frac{E_M}{\alpha} \quad (2.57)$$

**Quadro 2.4** Razão entre E<sub>M</sub> e M para solos normalmente consolidados - Ménard e Rosseau (1962).

Tipo de Solo	Argila	Silte	Areia	Seixo rolado
$\alpha$	2/3	1/2	1/3	1/4

Em sedimentos muito compactados pode ser maior que 1

#### 2.4.9. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus as Pressões Corrigidas obtidas através do Ensaio DMT: $p_0$ e $p_1$

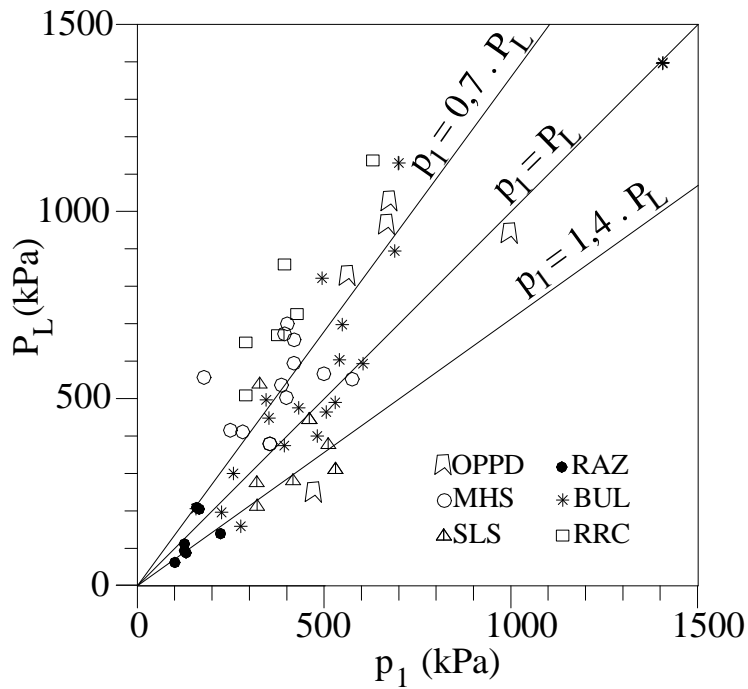
Em se tratando de argilas, tem-se as equações desenvolvidas por Schmertmann (1982) correlacionando  $P_L$  com  $p_0$  e  $p_1$ :

$$\frac{P_0}{P_L} = 0,8 \quad (2.58)$$

$$\frac{P_1}{P_L} = 1,2 \quad (2.59)$$

Powell e Uglow (1986) compararam a pressão limite,  $P_L$ , obtida em ensaios pressiométricos (pré-furo, autoperfurante e auto-cravável) com a pressão  $p_1$  medida no ensaio dilatométrico. Esta análise foi feita em três argilas rijas de campos experimentais do Reino Unido. Com o número de dados obtidos, foi observada a relação entre  $P_L$  e  $p_1$  variando de  $P_L = p_1$  a  $P_L = 1,4.p_1$ .

Em trabalho apresentado por Lutenecker (1988) verificou-se tal relação entre os parâmetros citados, em tipos de solos variando de uma argila muito mole a um silte e areia densa, encontrando as equações apresentadas na Figura 2.19.



**Figura 2.19** Gráfico correlacionando os parâmetros  $P_L$  e  $p_1$  – Lutenegro (1988).

Kalteziotis et al. (1991) propuseram correlações entre  $p_1$  e  $P_L$  para argilas:

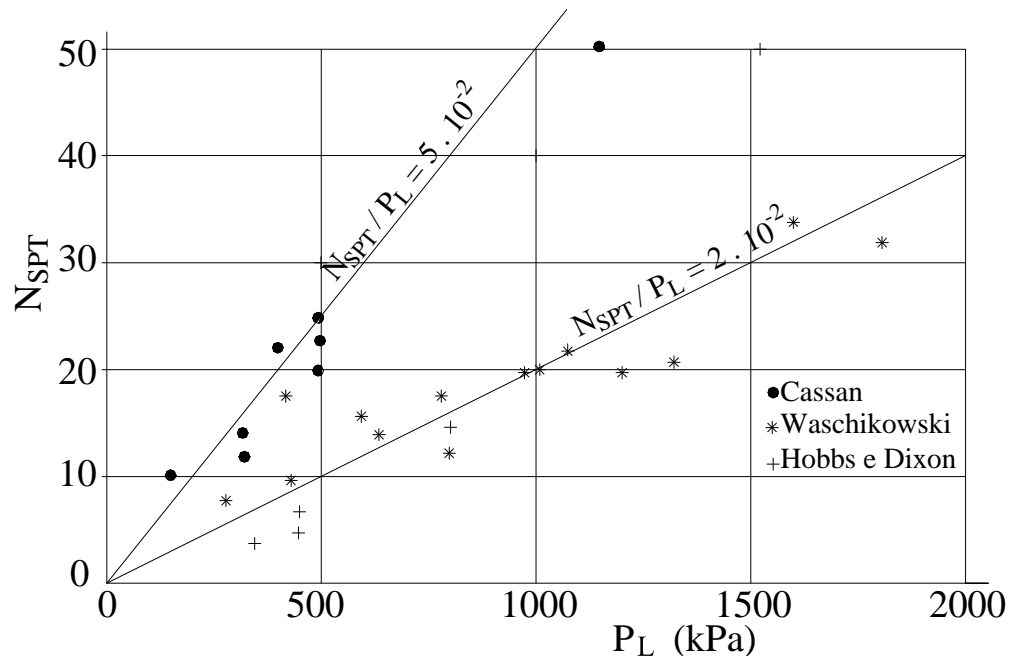
$$p_1 = P_L \quad (2.60)$$

#### 2.4.10. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )

A Figura 2.20 mostra os resultados de ensaios obtidos por diversos autores (Cassan, 1968-1969; Hobbs e Dixon, 1969; Waschowski, 1976) correlacionando o  $N_{SPT}$  e a pressão limite obtida no ensaio pressiométrico de Ménard. Cassan (1968 e 1969) realizou ensaios em areias de Dunkerque e Leucate, já Hobbs e Dixon (1969) realizaram seus ensaios em calcário argiloso monmuthhire de Devonian (Grã Bretanha) e Waschowski (1976) ensaiou as areias siltosas da região de Blois. Devido a grande dispersão dos dados obteve-se a relação variando de:

$$\frac{N_{SPT}}{P_L} = 2 \times 10^{-2} \text{ a } 5 \times 10^{-2} \quad (2.61)$$

Como recomendações provisórias, propõe-se a adoção do valo  $N_{SPT}/P_L = 2 \times 10^{-2}$  ( $P_L$  em kPa) somente para areias. Nenhuma relação é proposta para argilas devido a grande dispersão dos  $N_{SPT}$ s medidos.



**Figura 2.20** Gráfico correlacionando o  $N_{SPT}$  com a  $P_L$  para areias (dados obtidos por: Cassan, 1968; Hobbs e Dixon, 1969; Waschikowski, 1976).

#### 2.4.11. Índice de Resistência à Penetração Dinâmica Manual ( $N_{PDM}$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ):

Bergdahi e Ericksson (1983) obtiveram uma correlação entre o  $N_{SPT}$  e  $N_{PDM}$  mostrada na equação 2.62, cujo diâmetro da ponteira variava de 51 mm e 62 mm, através de dados de ensaios realizados pelos mesmos e por Helenelund (1966), Dahlberg e Bergdahi (1974), Dahlberg (1975) e Bergdahi (1974), dada por:

$$N_{SPT} = N_{PDM} \quad (2.62)$$

Chang e Wong (1986) encontraram a equação 2.63 correlacionando os índices acima citados, em solos residuais graníticos de Singapura, onde o PDM utilizado também possuía a ponteira de 51mm e 62 mm.

$$N_{SPT} = 2 \cdot N_{PDM} \quad (2.63)$$

Polido (1999) em trabalho de pesquisa não publicado, comparou resultados de ensaios SPT com resultados do PDM (Penetrômetro Dinâmico Manual), cuja ponteira é de 29 mm, até a profundidade de 5 m, em solos da região da Grande Vitória, sendo este constituído de areia argilosa não-saturada, com índice de vazios entre 0,65 e 0,88, estabelecendo a seguinte correlação:

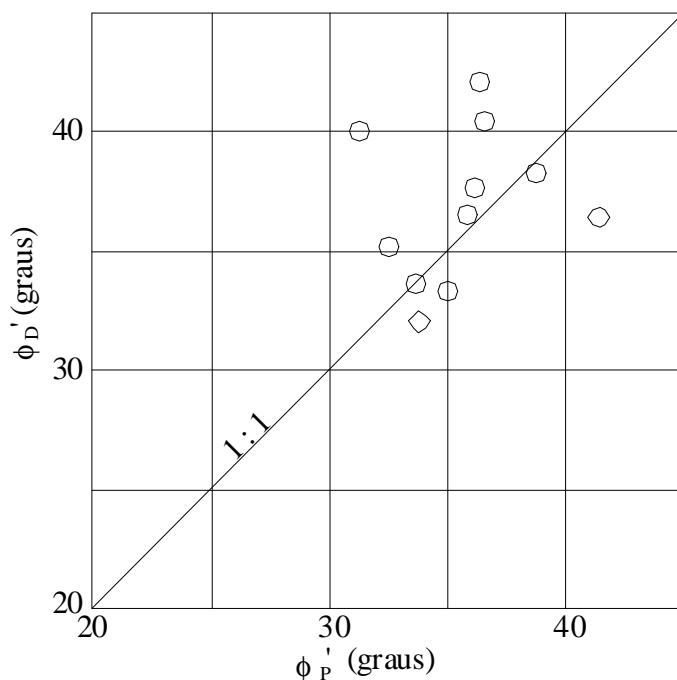
$$N_{SPT} = 0,26(\pm 15\%)N_{PDM} \quad (2.64)$$

#### **2.4.12. Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Pressiométrico ( $f_p'$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio DMT ( $f_D'$ ):**

O uso mais corriqueiro do ensaio pressiométrico autoperfurante provavelmente é devido à facilidade de execução para obtenção do furo, bem como este apresentar uma redução do amolgamento na parede do furo, comparado ao ensaio pressiométrico de Ménard.

Apesar do ensaio pressiométrico autoperfurante não ter sido utilizado, fez-se o uso de correlações envolvendo seus parâmetros para os ensaios pressiométricos de pré-furo devido terem sido encontradas poucas referências envolvendo correlações com os parâmetros do mesmo, levando-se em consideração as restrições que envolvem a comparação entre os dois ensaios.

Sawada e Sugawara (1995) verificaram a relação entre os ângulos de atrito interno estimados através dos ensaios DMT e PMT, autoperfurante (SBP), nas mesmas profundidades. Como é mostrada na Figura 2.21, a razão entre  $\phi_D'$  e  $\phi_P'$  é de 1:1. A Figura abaixo mostra a regressão obtida:

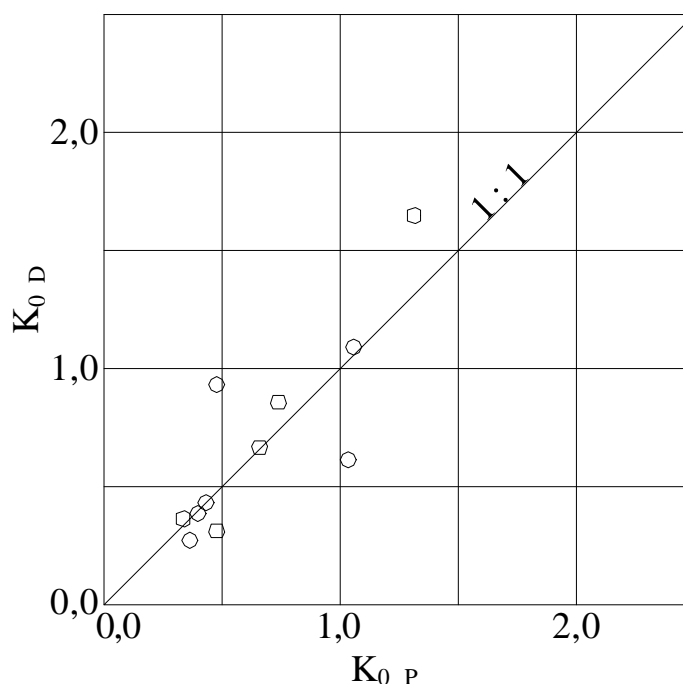


**Figura 2.21** Razão obtida entre  $\phi_D'$  e  $\phi_P'$  – Sawada e Sugawara (1995).

Clough e Goeke (1986) compararam os resultados do ângulo de atrito calculados através do ensaio DMT e através do ensaio triaxial convencional. Estes chegaram à conclusão que há uma disparidade entre resultados de ensaios de apenas 15%.

**2.4.13. Coeficiente de Empuxo em Repouso de Ensaio Pressiométrico autoperfurante ( $K_{0P}$ ) versus Coeficiente de Empuxo em Repouso do Ensaio DMT ( $K_{0D}$ ):**

Sawada e Sugawara (1995) obtiveram uma linha de regressão linear dos dados de  $K_0$  obtidos através dos ensaios DMT e PMT autoperfurante nas mesmas profundidades ensaiadas, como mostrado na Figura 2.22.



**Figura 2.22** Razão existente entre  $K_{0D}$  e  $K_{0P}$ — Sawada e Sugawara (1995).

Considerava-se anteriormente que o coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) do ensaio pressiométrico era derivado de  $p_0$ , pressão esta obtida no momento em que a sonda pressiométrica se expandia e encostava-se na parede do furo, sendo assumida como a pressão horizontal total em repouso antes de o furo ser feito. Nos dias atuais sabe-se que tal afirmação não é verdadeira, pois há a recompressão da camada de solo causada após a conclusão do furo demonstrando que  $p_0$  não é a pressão horizontal.

O ensaio pressiométrico autoperfurante foi desenvolvido com o intuito de se minimizar os efeitos de amolgamento da camada perfurada, porém foi verificado na prática por diversos autores que tal efeito prevalece.

#### **2.4.14. Índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $f'$ ):**

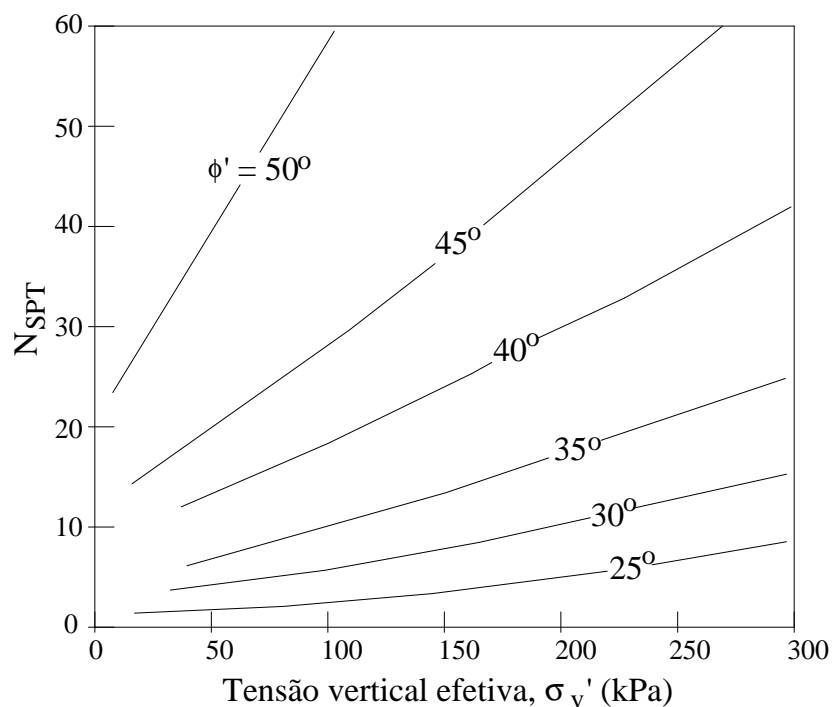
Autores tais como: Meyerhof (1956), Peck et al. (1974), Muromachi et al. (1974), Tassios e Anagnostopolous (1974), Mitchell et al. (1978), encontraram correlações entre  $N_{SPT}$  e  $f'$ , para solos granulares.

Muromachi et al (1974) propuseram a seguinte correlação:

$$f' = 20^\circ + 3,5 \cdot \sqrt{N_{SPT}}, \text{ em graus} \quad (2.65)$$

Segundo De Mello (1971) a precisão de  $\phi'$  obtido por esta equação é de  $\pm 5^\circ$ .

A relação para a obtenção de  $\phi'$  proposta por Mitchell et al. (1978) é mostrada na Figura 2.23.



**Figura 2.23** Estimativa do ângulo de atrito interno de solos granulares com base no  $N_{SPT}$ - Mitchell et al. (1978).

Em relato feito ao SEFE III em 1996, Teixeira apresenta as fórmulas mais usadas envolvendo o SPT, mostrando sua origem e suas limitações. Dentre as equações tem-se a obtenção do ângulo de atrito em função do  $N_{SPT}$ , baseada na fórmula clássica de Terzaghi para solos arenosos:

$$f' = 15 + \sqrt{20 \cdot N_{SPT}}, \text{ em graus} \quad (2.66)$$

#### **2.4.15. Pressão Limite Líquida ( $P_L^*$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $f'$ )**

O Centre d'Études Ménard (1970) propôs a equação 2.67 onde a pressão limite líquida é função do ângulo de atrito interno para areias:

$$P_L^* = 2,5 \cdot 2^{(f'-24)/4} \quad (2.67)$$

Onde  $P_L^*$  é a diferença entre a pressão limite e a tensão horizontal total em repouso dado em kPa.

Esta mesma equação é citada por Müller (1970), havendo, porém o parâmetro b, função do tipo de solo:

$$P_L^* = b \cdot 2^{(f'-24)/4} \quad (2.68)$$

Onde b é igual a 1,8 para areia saturada, 3,5 para areia seca e 2,5 para areia contendo certo grau de saturação.

Em 1987, Mair e Wood sugeriram que o ensaio MPM não poderia ser usado para avaliar  $\phi'$  visto que a perturbação da camada ensaiada é considerada relevante.

#### **2.4.16. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Resistência Não-Drenada versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Tipo de solo**

Briaud (1992) apresentou um quadro correlacionando a pressão limite obtida pelo ensaio pressiométrico de Ménard (MPM), o  $N_{SPT}$ , cuja eficiência é de 60%, a coesão não-drenada e o tipo de solo:

**Quadro 2.5** Relação entre: o tipo de solo, o  $N_{SPT}$  cuja eficiência é de 60%, a coesão não-drenada e a pressão limite - Briaud, 1992.

Solo	Descrição	$N_{60}$	Coesão não-drenada (kPa)	Pressão limite (kPa)
Areia	fofa	0 – 10	-	0 – 500
	Média	10 – 30	-	500 – 1500
	Densa	30 – 50	-	1500 – 2500
	Muito densa	> 50	-	> 2500
Argila	mole	-	0 – 50	0 – 200
	Firme	-	25 – 50	200 – 400
	Rija	-	50 – 100	400 – 800
	Muito rija	-	100 – 200	800 – 1600
	Dura	-	> 200	> 1600

## 2.5. Solos Não-Saturados

### 2.5.1. Introdução

O desconhecimento das particularidades do comportamento dos solos ditos “tropicais” com comportamento particular tem apresentado um alto custo para obras geotécnicas. Dentre os tipos de danos mais freqüentes causados por estes solos encontram-se a expansão de solos sob estrutura de pequeno porte e aterros rodoviários, instabilização ou ruptura de taludes ou obras de contenção em presença de solos expansivos, danos causados por colapso de solos de fundação, etc. Além do mais os processos de evolução pedogênica que ocorrem em zonas de clima tropical propiciam o aparecimento de solos não-saturados de alta porosidade (solos lateríticos) cujo entendimento não pode ser alcançado com o uso de conceitos desenvolvidos pela mecânica dos solos clássica.

Um dos aspectos envolvendo a aplicação da teoria da mecânica dos solos clássica é que esta não prevê o aparecimento do fenômeno denominado sucção em solos não-saturados.

Em princípio, faz-se necessário então diferenciar solos não-saturados de solos saturados, bem como definir alguns aspectos envolvendo a sucção e as ferramentas utilizadas para sua determinação.

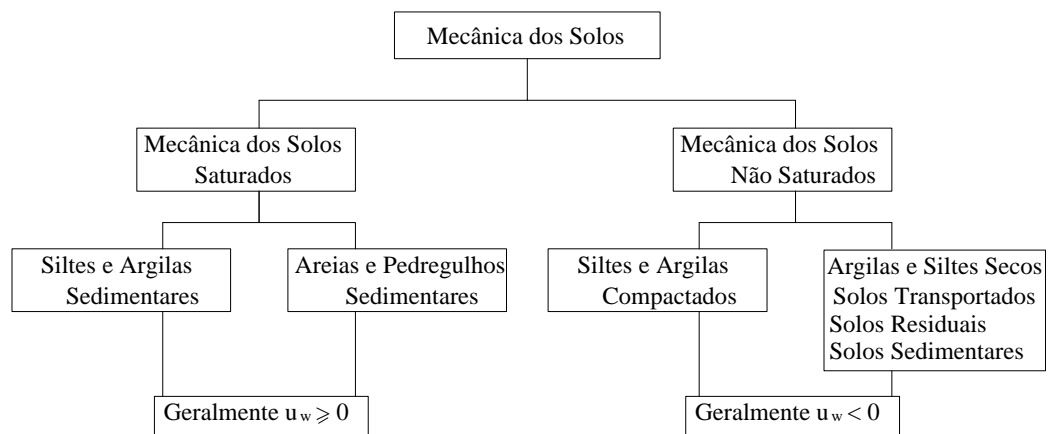
## 2.5.2. Solos Saturados e Solos Não-Saturados

### 2.5.2.1. Introdução

Na prática da engenharia é encontrado um grande número de solos que não possuem o mesmo comportamento mencionado na Teoria Clássica da Mecânica dos Solos.

De modo geral, divide-se a Mecânica dos Solos em duas Categorias:

- Solos saturados;
- Solos não-saturados.



**Figura 2.24** Histograma diferenciando os solos saturados dos solos não-saturados - Fredlund e Rahardjo, 1993.

A distinção entre solos saturados e não-saturados torna-se necessária devido à diferença básica de suas naturezas e comportamentos na engenharia. Segundo Fredlund (1992) o solo não-saturado é composto por quatro fases: sólido, água, ar e a interface ar-água, também denominada membrana contrátil. Já os solos ditos saturados são possuidores de apenas duas fases: sólido e água.

Quando se trata de solos não-saturados, verifica-se a presença de um acréscimo de pressão nos poros contendo ar e água no solo proveniente da sucção.

### **2.5.2.2. Sucção Matricial e Osmótica**

Segundo Richards (1928) a sucção total em solos não-saturados é devida à combinação dos efeitos de capilaridade, adsorção, osmose e a presença de íons dissolvidos na água.

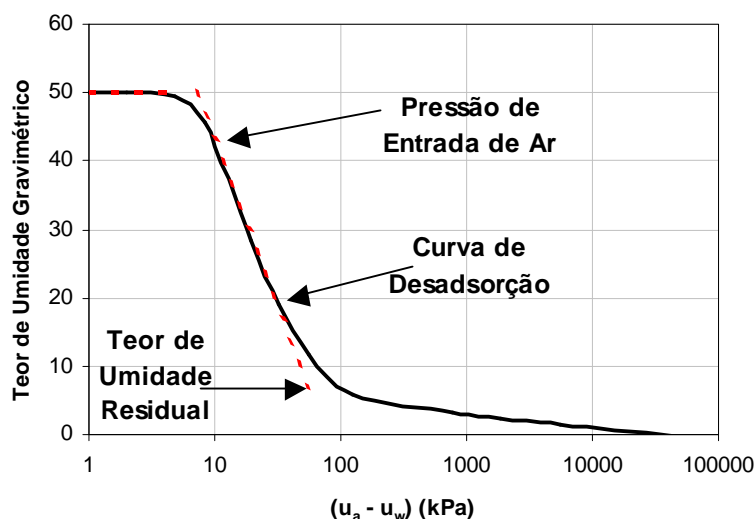
Uma das parcelas envolvendo a sucção total é denominada sucção matricial. Em muitos solos a diferença entre sucção matricial e sucção total é considerada insignificante em virtude da sucção matricial obtida para tais solos ser de grande magnitude comparada aos demais componentes da sucção total.

A sucção matricial da água no solo é dada pela diferença entre as tensões de ar e água, independentes dos valores absolutos (Fredlund e Rahardjo, 1993), sendo esta proveniente das forças de adsorção e capilaridade. De um modo geral, considera-se que a capilaridade possui maior importância em se tratando de baixas sucções, ou seja, quando se trata de poros de diâmetros relativamente grandes. Em contrapartida, as forças de adsorção possuem papel relevante quando se refere a altos valores de sucção (poros de menor diâmetro); neste caso há a predominância dos fenômenos de superfície muito ligados à atividade do argilomineral e/ou superfície específica deste.

### **2.5.2.3. Curva Característica do solo**

A curva característica pode ser usada para se estimar vários parâmetros descritos no comportamento de solos não-saturados como, por exemplo, a permeabilidade (Marshall, 1958; Mualem, 1986; University of Saskatchewan, 1984) e a resistência cisalhante (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A curva característica do solo é definida como uma relação entre o teor de umidade (ou teor de umidade volumétrico) e a sucção no solo (Williams, 1982), onde a sucção é plotada em escala logarítmica.



**Figura 2.25** Curva Característica de solos tipicamente siltosos - Fredlund e Xing (1994).

A Figura 2.25 mostra a representação de uma curva característica típica de solos siltosos. O valor de entrada de ar no solo é a sucção matricial onde o ar começa a entrar nos poros maiores do solo. O teor de umidade residual é o teor de umidade onde a maior mudança de sucção é requerida para remover a água adicional no solo. A linha tangente mostra os pontos de inflexão da curva. O teor de umidade residual pode ser representado como o ponto ordenado em que as duas linhas se intercedem. A sucção total correspondente ao teor de umidade nulo parece ser o mesmo para todos os solos (Fredlund e Xing, 1994).



Bishop (1959), descreve a tensão efetiva como sendo:

$$\sigma' = \sigma - F(u_w) \quad (2.69)$$

Onde:

$\sigma'$ : Tensão efetiva atuando no solo.

$\sigma$ : Tensão total.

$F(u_w)$ : Função que descreve a influência da poro-pressão na pressão efetiva do solo. Em se tratando de solos saturados, admite-se que  $F(u_w) = u_w$ .

Jennings e Burland (1962) citam as proposições desenvolvidas por Terzaghi (1925 e 1936), definindo a tensão efetiva dos solos saturados:

Toda considerável mudança da tensão efetiva, tais como a compressão, a deformação e a mudança da resistência cisalhante do solo são exclusivamente devidas à mudança da tensão efetiva;

A tensão efetiva é definida como o excesso da tensão total aplicada sobre a poropressão.

Dentre as mais conhecidas modificações da equação de Terzaghi definindo os solos não-saturados em termos da tensão efetiva, destaca-se a equação proposta por Jennings (1957), Croney et al. (1958), Aitchison (1960), Bishop & Blight (1963), Bishop & Donald (1961), e Bishop & Henkel (1962):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w) \quad (2.70)$$

Onde:

$\sigma'$ : Tensão efetiva atuando no solo.

$\sigma$ : Tensão total.

$u_a$ : pressão do ar.

$u_w$ : pressão da água.

$(u_a - u_w)$ : sucção matricial agindo no solo.

$\chi$ : parâmetro que depende do grau de saturação do solo.

O parâmetro  $\chi$  reflete a influência da sucção matricial do solo sobre a tensão efetiva, variando de 0 (para solos secos) até 1 (para solos saturados). Tal parâmetro pode também ser representado pela relação  $A_w/A_{tot}$ , onde  $A_w$  é a área preenchida por água e  $A_{tot}$  é área total de uma dada seção transversal do solo. É razoável supor que existe uma relação entre o grau de saturação e o parâmetro  $\chi$ .

Para os solos ditos não-saturados, Jennings e Burland (1962), descrevem duas proposições relacionadas com a tensão efetiva:

Toda considerável mudança da tensão efetiva tal como a compressão, deformação e mudança na resistência cisalhante do solo são devidas exclusivamente às mudanças da tensão efetiva;

A tensão efetiva para solos não-saturados é definida como o excesso da tensão total aplicada sobre a poro pressão equivalente -  $u_a + c(u_a - u_w)$ .

Aitchison (1960) apresenta uma equação teórica para o cálculo de  $\chi$  em solos coesivos e arenosos:

$$c = S_r + \frac{\sum (u_a - u_w) \cdot 0,3 \cdot \Delta(u_a - u_w) \cdot \Delta S_r}{(u_a - u_w)} \quad (2.71)$$

Onde  $S_r$  é o grau de saturação, e o somatório mostrado no numerador (expressão:  $0,3 \cdot \Delta(u_a - u_w) \cdot \Delta S_r$ ) pode ser obtido a partir da curva característica de sucção do solo. Nesta expressão, tem-se que “ $\Delta S_r$ ” é cada intervalo de variação do grau de saturação (eixo das ordenadas), para a correspondente variação da sucção  $\Delta(u_a - u_w)$  (eixo das abscissa) para o intervalo definido. Este somatório é desenvolvido no eixo das ordenadas, a partir do grau máximo de saturação até o valor correspondente a amostra ensaiada.

Segundo Matyas & Radhakrishna (1968) as principais críticas à equação para tensão efetiva proposta por Bishop (1959) são feitas ao comportamento volumétrico do solo, ou seja, quando certos solos são inundados, estes sofrem espontânea compressão ou colapso, apesar da tensão efetiva decrescer com o decréscimo da sucção. Jennings & Burland (1962) demonstraram que a equação

proposta por Bishop (1959) não representa o comportamento de vários solos abaixo de um determinado grau de saturação (20% para areias, 50% para siltes e areias finas e 90% para argilas).

Analisando-se ainda a equação de Bishop (1959) dada a grande variação de tipos de solos não-saturados, Öberg e Sällfors (1995 e 1997) propõem que o parâmetro  $\chi$  pode ser considerado como igual ao grau de saturação, para os solos arenosos. Assim tem-se então:

$$s' = s - u_w \cdot S_r - u_a (1 - S_r) \quad (2.72)$$

Tais parâmetros:  $u_w$ ,  $u_a$  e  $S_r$  podem ser obtidos diretamente na curva característica de sucção.

#### **2.5.2.5. Sucção Matricial Versus Parâmetros Geotécnicos:**

Quando há a execução de ensaios de campo e/ou de laboratório, em solos não-saturados, verifica-se que a sucção é um dos fatores que influenciam na determinação dos parâmetros geotécnicos. Deve-se então verificar o quão relevante é a influência deste fenômeno.

Marchetti (1980) considera que os parâmetros dilatométricos são descritos em função da tensão vertical efetiva ( $\sigma_v'$ ), da poro-pressão da água ( $u_w$ ) e das pressões de expansão ( $p_1$ ) e de contato inicial ( $p_0$ ) da membrana “flexível” da lâmina dilatométrica.

Em se tratando de solos saturados verifica-se a validade da aplicação dos três parâmetros intermediários ( $E_D$ ,  $K_D$  e  $I_D$ ) definidos por Marchetti (1980), bem como os parâmetros obtidos através de correlações envolvendo os mesmos. Quando o tema envolvido são os solos ditos não-saturados procura-se verificar a influência da sucção em suas parcelas.

Analisando-se o parâmetro  $E_D$  (equação 2.20), verifica-se que este pode ser calculado de maneira idêntica tanto em termos das tensões totais quanto em termos das tensões efetivas, independentemente da influência da sucção.

Como as pressões corrigidas  $p_0$  e  $p_1$  são medidas *in situ* estas já possuem a influência da sucção quando o solo se encontra não-saturado. Logo não é necessária a correção do parâmetro  $I_D$  (equação 2.21) para este fenômeno.

Quanto ao parâmetro  $K_D$  (equação 2.22) observa-se que este é obtido em termos de tensões verticais efetivas, ou seja, dependerá das parcelas correspondentes à tensão vertical total e poro-pressão da água.

Em solos não-saturados os poros são preenchidos por ar e água, como definida a sucção matricial, esta é a diferença entre as pressões nos poros contendo ar e água. Logo, deve-se corrigir o parâmetro  $K_D$  em termos da sucção, visto que este só possui a parcela referente à pressão nos poros de água.

### **3. MATERIAIS E MÉTODOS**

#### **3.1. Localização dos Campos Experimentais**

Esta tese foi desenvolvida com a participação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo. Os ensaios de campo foram realizados em dois campos experimentais como se segue:

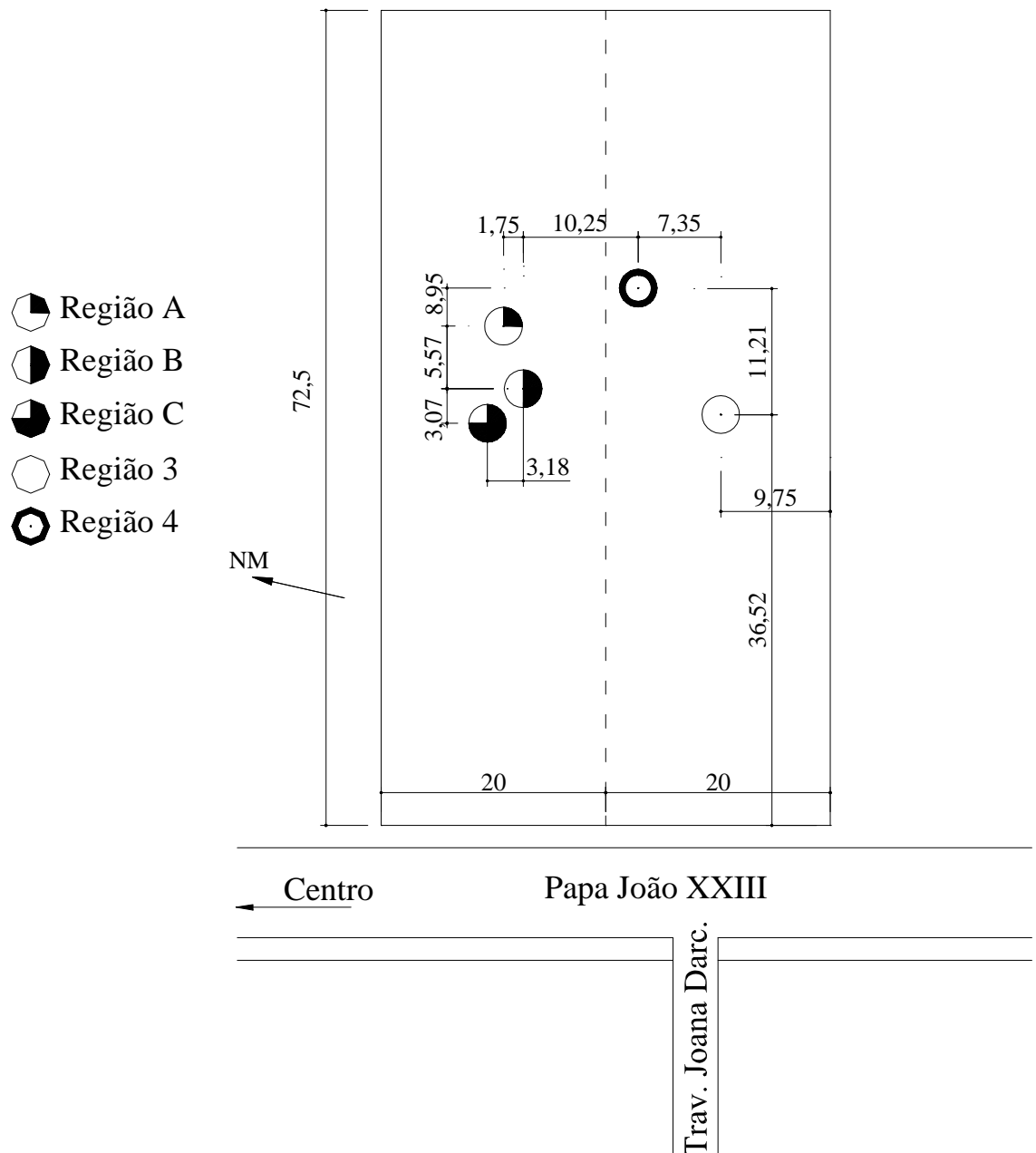
##### **3.1.1. Campo Experimental de Viçosa**

O primeiro campo experimental está localizado em Viçosa - M.G., dentro de um canteiro de obras, na rua Papa João XXIII, nº 215. Este campo experimental é subdividido em regiões definidas pelo distanciamento entre os seus respectivos ensaios de sondagem de simples reconhecimento à percussão (SPT) (Figura 3.1).

Viçosa está localizada na Região Sudeste do Estado de Minas Gerais, Zona da Mata Mineira, a uma altitude de 651 m, com latitude de 20°45'S e longitude 42°51'W. A precipitação média anual é de 1.341 mm, e a temperatura média anual é de 19°C.

Antes de se iniciar a pesquisa, o canteiro de obra foi dividido em duas partes com larguras aproximadamente iguais de 20 m cada. No seu lado direito foi feito um corte em todo o terreno de aproximadamente 2,30 m em relação ao

nível da rua e do lado esquerdo foi feita uma rampa descendente tendo como referencial o nível da rua. A rampa possuía 5m de largura e uma inclinação de 50°. Ainda do lado esquerdo do canteiro de obras foi feito um corte nos seus fundos de aproximadamente 5,30 m, ficando então a 3 m abaixo do nível da rua.

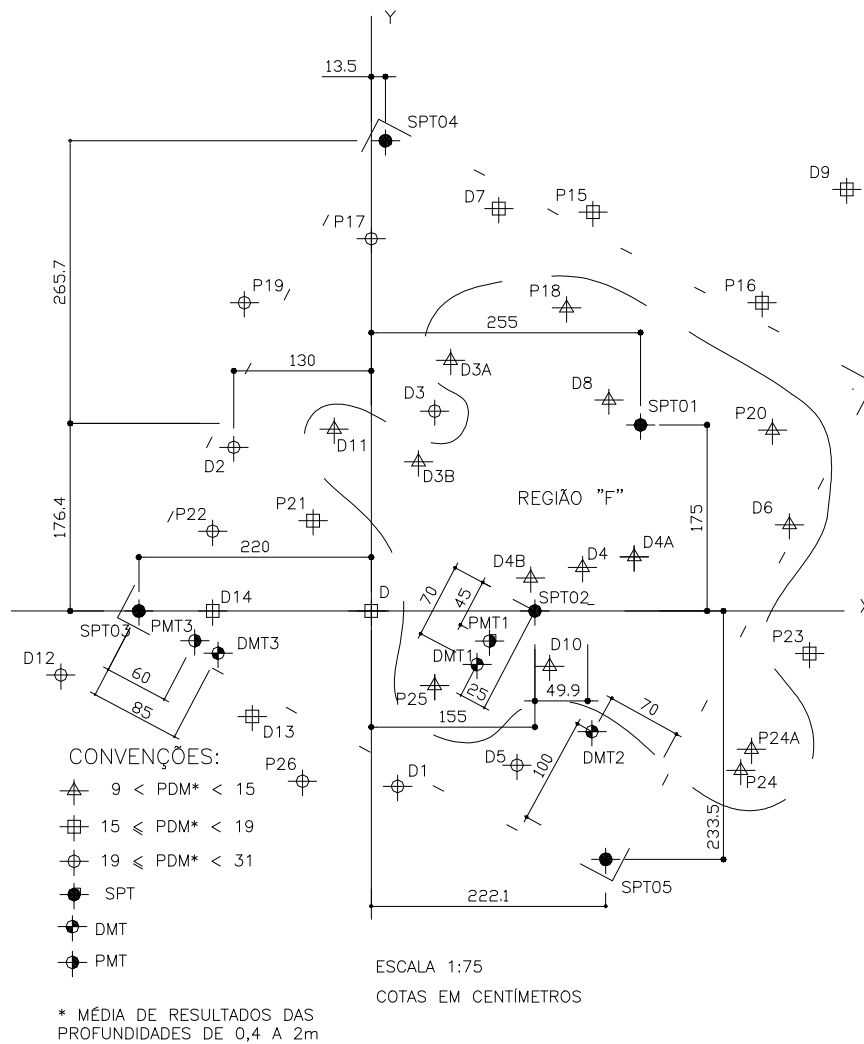


**Figura 3.1** Planta baixa do Campo experimental localizado em Viçosa e posição das regiões do terreno investigadas. (Cotas em metros).

### **3.1.2. Campo Experimental de Serra**

O segundo campo experimental está localizado no município de Serra, no estado do Espírito Santo, no bairro Laranjeiras II, dentro do canteiro de obras do Instituto de Orientação às Cooperativas Habitacionais do Espírito Santo (INOCOOP-ES) (Figura 3.2).

A região estudada é conhecida como Planalto da Carapina, situando-se a 15 km de Vitória. Sua topografia é composta por encostas onduladas, com topos planos situados à cerca de 30 m acima do mar. A área é bastante drenada e seu clima quente, variando a temperatura anual em torno de 22 a 24°C. A estação chuvosa é de outubro a abril, com uma precipitação média anual de 1400 mm por ano e um mínimo de 80 mm durante os meses de seca (Polido & Castello, 1985).



**Figura 3.2** Planta baixa do campo experimental localizado na Serra E.S. (cotas em centímetros).

### 3.2. Caracterização Geológica- Geotécnica

Os solos residuais são formados através do intemperismo físico-químico da rocha de origem. O comportamento do solo, residual ou sedimentar, pode ser considerado dependente de dois fatores; primeiro, a natureza das partículas de solos (tamanho, forma, e composição mineralógica); e segundo, o estado como as partículas se encontram interligadas entre si. Logo, os respectivos aspectos que indicam tais fatores são a composição e estrutura do solo. O termo estrutura pode ser usado para se referir aos aspectos de alterabilidade das partículas de solo,

como por exemplo, a cimentação entre estas, podendo ser eliminada por distúrbios no solo que promovam o rearranjo das partículas.

Dois importantes fatores apresentados em solos sedimentares são:

- 1- Os diversos processos que procedem à erosão, transporte e deposição de solos sedimentares, tendem a produzir depósitos homogêneos.
- 2- O histórico de tensões é geralmente um fator dominante que influencia o comportamento dos solos sedimentares dividindo-os em dois grupos bem definidos: materiais normalmente adensados e sobreadensados.

### **3.2.1. Caracterização Geológica - Geotécnica do Campo Experimental de Viçosa**

Viçosa está localizada no Complexo da Mantiqueira, apresentando rochas de embasamento Granítico-Gnáissico Indiviso, do período pré-cambriano. Elas são formadas de gnaisses moderadamente indiferenciados a bastante alterada, apresentando níveis quartzosos intercalados a níveis micáceos. Há também a presença de intrusões de rocha metafórfica, que às vezes são concordantes e outras discordantes com a foliação da rocha local.

Sobre essas rochas, que pertencem ao Complexo Cristalino Brasileiro, encontra-se uma cobertura terciária pouco espessa e ao longo dos vales e das vias fluviais aparecem os sedimentos quaternários que constituem os depósitos aluvionares de caráter argiloso, argilo-arenoso ou arenoso. Morfo-estruturalmente, a região integra o Domínio dos Planaltos Cristalinos Rebaixados. O espesso manto de alteração, nas áreas de declividades fracas a médias, é resultado da atuação conjunta de processos químicos e biogênicos que são próprios das zonas intertropicais úmidas (Ferraz, 1994).

As foliações são marcantes e de formas onduladas, cuja principal orientação é NW/NE, as fraturas e os lineamentos têm orientação NW/NE e na

maioria das vezes estão preenchidas por veios de quartzo e ferro (Baptista et al., 1997).

### **3.2.2. Caracterização Geológica - Geotécnica do Campo Experimental de Serra**

Quanto aos aspectos geológico-geotécnicos, Martin (1988) apresenta um estudo evolutivo da costa do Brasil durante o fim do período Terciário e Quaternário no trecho que se estende de Macaé, no Estado do Rio de Janeiro, até Recife, no estado de Pernambuco. O estudo apresenta oito estágios evolutivos sofridos por esse trecho da costa brasileira. Inicialmente, ocorreu a sedimentação da Formação Barreiras, provavelmente durante o Plioceno. O clima era semi-árido, sujeito a chuvas esporádicas e violentas. Formaram-se, então, "...amplas faixas de leques aluviais coalescentes em sopés de encostas mais íngremes. Durante esta época, o nível do mar era mais baixo do que o atual[...]. Os sedimentos da Formação Barreiras estendem-se mais ou menos continuamente desde o estado do Rio de Janeiro até a foz do Rio Amazonas". Passando para o Pleistoceno, mudanças no clima da região causaram erosões e conseqüente formação de falésias. Em seguida, novas mudanças no clima determinaram outros estágios de sedimentação e erosão (Apud Mello Júnior, 2002).

### **3.3. Ensaio de Campo e Laboratório**

No primeiro campo experimental localizado em Viçosa - M.G., foram realizados os seguintes ensaios de campo: Ensaio de Sondagem à Percussão (SPT), Ensaio Dilatométrico de Marchetti (DMT) e Ensaio Pressiométrico de Ménard (PMT).

Os ensaios de laboratório realizados no campo experimental de Viçosa só foram realizados para as regiões 3 e 4 (Figuras 3.1).

Na região 3 foram executados os ensaios de laboratório: caracterização (limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria conjunta, peso específico dos sólidos) e teor de umidade natural.

Na região 4, além dos ensaios de laboratório acima citados foram realizados, também, os ensaios: edométrico, triaxial adensado drenado (amostras no estado natural), triaxial adensado não-drenado (amostras no estado natural e saturada) e ensaios para determinação das curvas características dos solos.

Para o campo experimental localizado no município de Serra - E.S., foram realizados os ensaios de campo: sondagem à percussão (SPT), penetração dinâmica (PDM), dilatométrico de Marchetti (DMT) e pressiométrico de Ménard (PMT). Os ensaios SPT e PDM foram realizados pelo Departamento de Engenharia Civil da UFES.

No campo experimental de Serra foram realizados apenas os ensaios de laboratório pertinentes à sua caracterização (limite de liquidez, limite de plasticidade, granulometria conjunta, peso específico dos sólidos) e teor de umidade natural.

### **3.3.1. Ensaio de Laboratório**

Os ensaios de caracterização foram conduzidos segundo a prescrição adotada pelas normas: NBR 7181/82 (Granulometria Conjunta), NBR 6508/80 (Massa Específica dos Grãos do Solo), 6459/84 (Limite de Liquidez), NBR 7180/94 (Limite de Plasticidade) e em tratando dos ensaios triaxiais convencionais e edométricos, estes seguiram as recomendações de Head, 1986, sendo as amostras ensaiadas em condição não-saturada.

Ainda em se tratando da Granulometria Conjunta, foram utilizadas as substâncias NaOH e hexametáfosfato de sódio para a deflocação do solo.

No que se refere à determinação da curva característica, obedeceram às recomendações da EMBRAPA (1979).

No campo experimental de Viçosa, região 4, foram retiradas duas amostras indeformadas coletadas em um mesmo poço de inspeção, porém em diferentes profundidades. A coleta foi executada segundo a norma NBR 9604/86 (Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas). As amostras indeformadas se encontravam a 0,2 m

e a 0,7 m de profundidade (Figura 3.1). Suas dimensões eram de 0,3 x 0,3 x 0,3 m.

Além das amostras retiradas na região 4, do campo experimental de Viçosa, foram ainda extraídas amostras deformadas da mesma região bem como da região 3. Estas foram coletadas por meio de um trado tipo cavadeira e a posteriori foram executados ensaios que não exigiam amostras estruturadas.

De acordo com Mello Júnior (2002) o subsolo de Serra foi subdividido em quatro camadas por meio de análise tátil visual e posteriormente foram feitas sua caracterização, com exceção da primeira camada. A camada I atingiu a cota 0,4 m de profundidade. As camadas II, III e IV estavam localizadas respectivamente, de 0,4 a 2 m, de 2 a 3 m e 3 a 5,75 m. As coletas destas amostras deformadas foram feitas através do amostrador do ensaio SPT e por meio do trado tipo cavadeira.

#### **3.3.1.1. Ensaio para Determinação da Curva Característica do Solo**

Para a determinação da curva característica do solo, foram moldadas 3 a 4 amostras em anéis de aço, retiradas de blocos que se encontravam na região 4 do campo experimental de Viçosa, a 0,2 e 0,7 m de profundidade, respectivamente. Tais anéis foram previamente numerados e possuíam as dimensões: 5 cm de diâmetro e alturas variando de 2 cm a 4 cm.

As amostras moldadas foram inseridas em um recipiente fechado hermeticamente para aplicação de vácuo e, posteriormente, submersas em água por um período mínimo de 24 horas, para a obtenção de suas saturações. Concluída essa etapa, as amostras foram levadas para a mesa extratora para a aplicação de sucção, variando de 1 a 10 kPa. Em seguida as amostras foram transferidas para o Extrator de Richard, aplicando-se sucções até 1500 kPa.

A mesa extratora (Figuras 3.3 e 3.4) é composta por uma caixa contendo areia fina e silte de características conhecidas, e um sistema de drenagem conectado a uma coluna d'água, que por sua vez está interligado a uma bureta em contato com a pressão atmosférica.

A sucção é obtida através de uma diferença de pressão na coluna d'água, determinada entre o centro da amostra e a bureta. Quando o conjunto areia, silte e amostra atingem o equilíbrio limite de umidade proveniente da altura de capilaridade entre o conjunto areia e silte e amostra, as amostras são impedidas de “perder” umidade, aplicando-se então novo incremento de sucção. Antes de cada incremento de sucção as amostras foram pesadas para se determinar o teor de umidade de cada estágio. Para os níveis de sucção aplicados na mesa extratora, a estabilização ocorreu num intervalo de 48 a 72 horas.



**Figura 3.3** Foto da mesa extratora do Departamento da Física dos Solos.



**Figura 3.4** Foto parcial da mesa extratora do Departamento da Física dos Solos - caixa contendo silte e areias especiais.

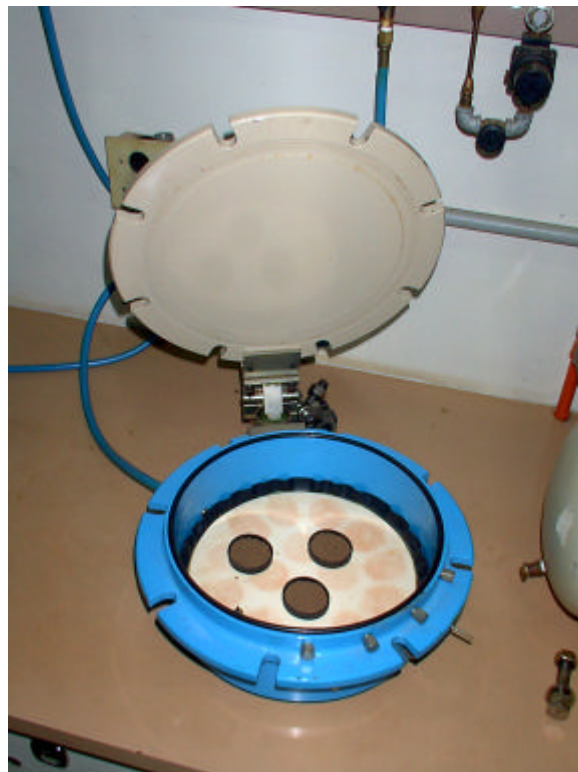
No Extrator de Richard (Figuras 3.5 e 3.6), as amostras são colocadas sobre uma placa porosa saturada, dentro de um recipiente fechado hermeticamente. Aplica-se pressão dentro da câmara fazendo com que o ar comprima o líquido existente entre o meio contínuo solo - placa porosa. A tensão capilar impede que a água seja totalmente expulsa dos poros da placa. A umidade do solo se estabiliza quando a pressão aplicada é igual (em valor absoluto) à tensão superficial. Após um mínimo de 24 horas de tensão aplicada às amostras são pesadas até se verificar a estabilização do peso da amostra. Quando tal fato ocorria, novo acréscimo de pressão era aplicado. O período máximo observado para estabilização do fluxo foi de 20 dias.

Calculou-se a variação volumétrica ocorrida durante o ensaio, visto que as correlações para determinação da tensão efetiva encontrada na literatura são em termos de grau de saturação. Observou-se uma certa expansão das amostras quando saturadas e uma contração ocorrida no final da aplicação da sucção de 20 kPa, permanecendo em tal condição até o fim do ensaio.

As pressões aplicadas na mesa extratora foram de 1, 2, 5 e 10 kPa, já as pressões aplicadas no extrator de Richard foram de 20, 40, 80, 300, 600 e 1500 kPa.



**Figura 3.5** Foto dos Extratores de Richard e sistema de regulagem de pressão do Departamento da Física dos Solos.



**Figura 3.6** Foto do Extrator de Richard, placa porosa e algumas amostras a serem ensaiadas no Departamento da Física dos Solos.

### **3.3.1.2. Ensaios Edométricos**

Os ensaios edométricos realizados nas amostras indeformadas coletadas na região 4, nas profundidades 0,2 a 0,5 m e 0,7 a 1,0 m de profundidade, foram realizados com as amostras permanecendo com umidade de campo e envoltas com plástico durante todo o ensaio.

As tensões aplicadas durante o ensaio foram de 6,15 até 787 kPa para a amostra localizada entre 0,7 e 1,0 m de profundidade e tensões de 6,15 a 1580 kPa para a amostra localizada entre 0,2 e 0,5 m de profundidade. Tais tensões foram obtidas dobrando-se o peso do carregamento anterior após a permanência de 24 horas desta.

O descarregamento se deveu em ordem contrária à usada durante o descarregamento, tendo um intervalo de 12 horas para a execução de cada estágio de descarregamento.

### **3.3.1.3. Ensaios de Compressão Triaxial Convencional**

As amostras de solo em estado saturado e teor de umidade natural, localizada entre 0,7 e 1,0 m, foram submetidas ao ensaio triaxial nas condições de drenagem CID (adensado e drenado), CIU (adensado, não-drenado).

Para todos os ensaios foram talhados 3 corpos-de-prova cilíndricos, possuindo dimensões médias de 3,6 cm de diâmetro e 8,5 cm de altura. As tensões de confinamento aplicadas foram de 50, 100 e 200 kPa. O ensaio foi interrompido quando houvesse no mínimo 16% de deformação axial.

A velocidade para se romper os corpos-de-prova ensaiados em condições de drenagem CID foram de 0,01 mm/minuto. Esta velocidade foi escolhida segundo determinações feitas por Pitanga (2002) de modo que houvesse a dissipação total da poro-pressão da água. A duração de tais ensaios foi em torno de 12 h para os corpos-de-prova cuja tensão de confinamento aplicada era de 50 kPa. Para os corpos-de-prova com tensões confinantes de 100 e 200 kPa o tempo de duração do ensaio foi de aproximadamente 25 h. Devido à velocidade aplicada

e conseqüente duração destes ensaios, estes só foram possíveis com a automatização e sistema de aquisição de dados desenvolvidos por Silva, 2001.

Para os ensaios CIU a velocidade aplicada foi de 0,15 mm/minuto, tanto para as amostras em estado natural quanto saturadas.

O sistema de saturação das amostras ensaiadas em condição adensada não-drenada foi feito pela percolação da água durante 24 h e logo em seguida a aplicação de uma contrapressão de 2,5 kPa, por 48 h. O valor obtido para o parâmetro B, confirmando a “saturação” da amostra, foi superior a 98%.

Ainda em se tratando dos ensaios  $CID_{nat}$  e  $CIU_{nat}$ , procurou-se obter as leituras da variação do volume dos corpos-de-prova durante a fase de compressão, através das medidas da variação do volume da célula de pressão de confinamento, previamente calibrada. Feito tal processo, subtraiu-se a parcela de expansão devido ao aumento da pressão desvio da variação de volume total da célula.

De posse dos dados de cada ensaio, traçou-se a curva tensão desvio x deformação para a obtenção do módulo de Young inicial ( $E_i$ ) e para a obtenção dos módulos de Young a 25% ( $E_{25}$ ) e 50% ( $E_{50}$ ) da tensão desvio máxima. A estimativa do módulo de Young inicial foi obtida traçando-se a tangente à curva já mencionada na origem. Enquanto os módulos  $E_{25}$  e  $E_{50}$  foram obtidos através de uma reta secante a 25 % e 50 % da tensão de desvio máxima. Foram também obtidos a coesão e o ângulo de atrito interno de cada ensaio através do gráfico de trajetória de tensões efetivas.

### **3.3.2. Ensaio de Campo**

O equipamento pressiométrico de Ménard utilizado em tal pesquisa é do tipo CG, fabricado pela empresa francesa APAGEO SEGELM; este serve para ensaios feitos em solo e rocha.

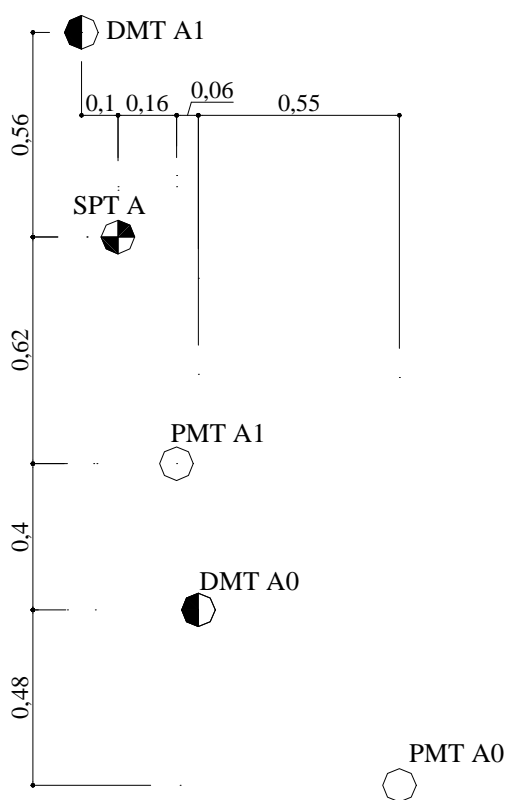
O recobrimento utilizado para o ensaio foi do tipo reforçado com 3 mm espessura.

Devido à inexistência de normatizações brasileiras para o ensaio pressiométrico, fez-se o uso das normas: americana (A.S.T.M. D – 4.719/87) e francesa (P94 – 110/91).

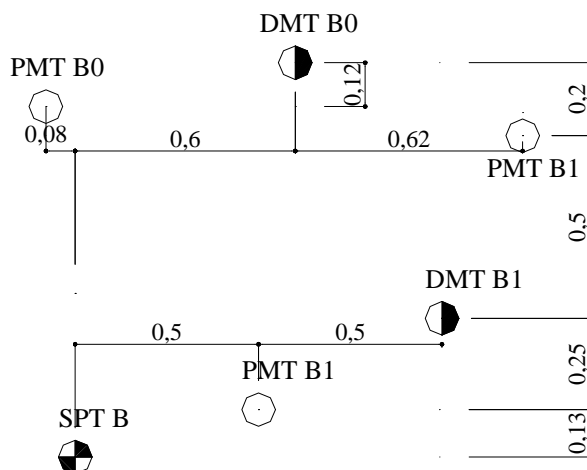
O ensaio SPT foi realizado segundo as prescrições encontradas na norma brasileira NBR 6484/2001 (Execução de sondagens de Simples Reconhecimento dos Solos).

### 3.3.2.1. Ensaios de Campo Realizados no Campo Experimental de Viçosa

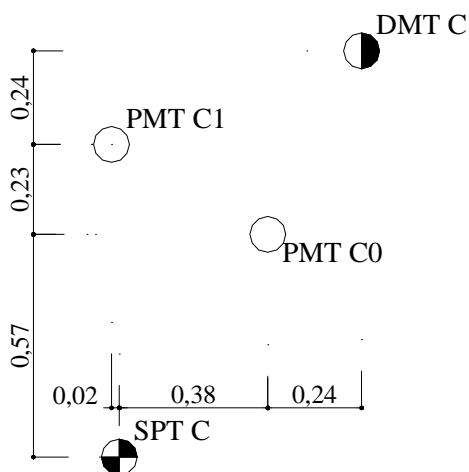
Para as regiões A e B foram realizados dois ensaios DMT, dois ensaios PMT e um ensaio SPT. Na região C realizaram-se dois ensaios PMT, um ensaio DMT e um ensaio SPT. A Figuras 3.7, 3.8, 3.9 apresentam a localização de cada ensaio e as suas respectivas regiões (A, B e C).



**Figura 3.7** Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região A.

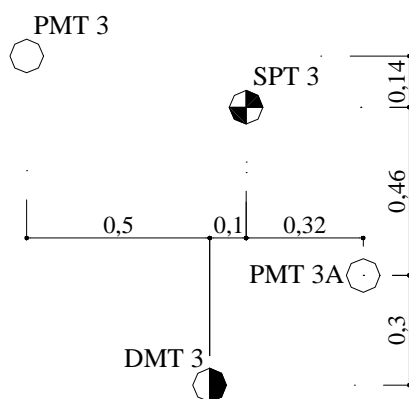


**Figura 3.8** Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região B.

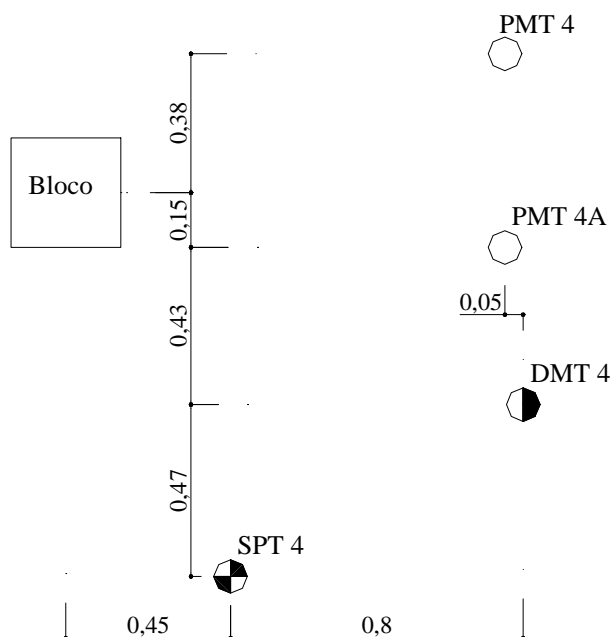


**Figura 3.9** Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região C.

Nas regiões 3 e 4 realizaram-se dois ensaios PMT, um ensaio DMT e um ensaio SPT. A disposição física dos ensaios executados se encontra representada nas Figuras 3.10 e 3.11.



**Figura 3.10** Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região 3.



**Figura 3.11** Planta baixa do campo experimental localizado em Viçosa – localização dos ensaios de campo realizados na região 4.

Os ensaios PMTs foram realizados de 0.60 em 0.60 m de profundidade, salvo em casos em que havia o aparecimento de veios de quartzo ou quaisquer materiais que poderiam “romper” a sonda pressiométrica. A cota de interrupção

do ensaio foi função da resistência da camada a ser perfurada e da cota de término do ensaio DMT.

O ensaio DMT se iniciou a 0.20 m da superfície, possuindo avanços em intervalos de 0.2 em 0.2 m. O término do ensaio foi função da resistência da camada a ser cravada a lâmina dilatométrica.

### **3.3.2.2. Ensaio de Campo Realizados no Campo Experimental de Serra**

Mello Júnior (2002) executou primeiramente o ensaio PDM, com o intuito de se obter um solo pouco resistente para a aplicação de sua Tese. Foram executados 32 ensaios PDM, cinco ensaios SPT, dois ensaios PMT e três ensaios DMT (Figura 3.2).

A região denominada F (Figura 3.2) apresentou os menores índices penetrométricos, caracterizando um “bolsão” de solo poroso.

Os ensaios PMTs foram realizados de 0.50 em 0.50 m de profundidade, salvo em casos em que havia o aparecimento de veios de quartzo ou quaisquer materiais que poderiam “romper” a sonda pressiométrica.

As interrupções dos ensaios PMT e DMT possuíram as mesmas definições aplicadas aos mesmos ensaios realizados em Viçosa.

## **4. RESULTADOS E ANÁLISES**

### **4.1. Ensaio de Laboratório**

#### **4.1.1. Caracterização Física**

##### **4.1.1.1. Caracterização Física do Campo Experimental de Viçosa**

Os ensaios de caracterização e índices físicos para amostras deformadas das regiões 3 e 4 são apresentados nos Quadros 4.1 e 4.2.

As amostras foram retiradas de 0,2 a 0,2 m, embaladas em sacos plásticos e mantidas à sombra, durante cada período de amostragem. Em seguida, o solo foi dividido conforme era feita a classificação quanto ao tipo de solo através da análise tátil e visual.

O nível d'água encontrado nas regiões 3 e 4 estão nas cotas 3,40 m e 2,15 m de profundidade, respectivamente. O desnível da água encontrado entre as regiões 3 e 4 são, provavelmente, devido à retirada de amostras deformadas em períodos diferentes.

**Quadro 4.1** Caracterização física e índices físicos da região 3.

Prof. (m)	Granulometria			Limite de Atterberg			$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Classificação Unificada
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)			
0,4 a 1,0	52	5	43	66	26	40	26,3	32,2	MH
1,0 a 2,0	42	5	53	63	20	43	26,4	30,4	SM -SC
2,0 a 2,4	36	13	52	55	22	33	26,4	32,7	SC
2,4 a 2,6	29	23	49	48	23	25	26,4	30,3	CH - MH
2,6 a 2,8	16	22	62	47	26	21	25,9	29,6	SM
2,8 a 3,0	17	23	60	51	26	25	26,7	34,3	SM-SC
3,0 a 3,4	15	23	62	51	26	25	26,6	34,8	SM-SC
3,4 a 3,6	11	7	83	41	22	19	26,9	35,8	SM-SC
3,6 a 3,8	9	18	72	39	20	19	26,3	44,2	SM
3,8 a 4,4	1	16	83	35	19	16	26,4	41,0	SM

Através do uso do Sistema Unificado de Classificação dos Solos da região 3, identificou-se a primeira camada (0,4 a 1,0 m) como um silte e areia fina de alta compressibilidade. A segunda camada (1,0 a 2,4 m) foi classificada como um silte e areia muito fina. A terceira camada (2,4 a 2,6 m) variou de uma argila a silte e areia muito fina muito compressível. De 2,6 a 4,4 m de profundidade, o solo foi classificado como um silte e areia muito fina a uma areia argilosa.

**Quadro 4.2** Caracterização e índices físicos da região 4

Prof. (m)	Granulometria			Limite de Atterberg			$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	Classificação Unificada
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)			
0,4 a 1,8	50	15	35	69	41	28	25,2	33,6	MH
1,8 a 2,4	38	18	45	58	28	31	26,0	30,7	MH - CH
2,4 a 2,8	35	21	43	56	30	26	26,0	37,5	CH
2,8 a 3,2	30	18	53	51	23	29	25,8	38,5	SM - SC
3,2 a 3,6	25	4	70	43	23	20	25,8	42,6	SM
3,6 a 3,8	18	30	52	44	23	21	25,9	43,7	SC
3,8 a 4,2	25	19	56	40	22	17	26,1	40,9	SM - SC
4,2 a 4,4	26	15	59	41	22	18	25,3	40,7	SC
4,4 a 5,0	24	25	52	41	22	19	25,9	44,9	SC
5,0 a 5,4	24	23	53	40	23	17	25,0	43,0	SM
5,4 a 5,6	17	7	76	36	20	16	25,9	45,7	SC
5,6 a 6,2	10	20	70	35	23	12	25,8	44,1	SM-SC

Utilizando o sistema de classificação para a região 4, verifica-se que de 0,4 a 2,8 m de profundidade há uma transição de um silte e areias muito finas muito compressíveis a uma argila muito compressível. De 2,8 a 6,2 m de profundidade, o solo apresenta uma variação na classificação unificada de uma areia argilosa a um silte e areia fina.

As amostras indeformadas coletadas na região 4 também foram caracterizadas pelo mesmo sistema de classificação, sendo a camada de 0,2 a 0,5 m definida como um silte e areia muito fina de alta compressibilidade a uma argila também de elevada compressibilidade. A camada de 0,7 a 1,0 m de profundidade foi caracterizada como um silte e areia muito fina com alta compressibilidade, como mostrado no Quadro 4.3.

**Quadro 4.3** Caracterização física e índices físicos das amostras indeformadas retiradas da região 4

Prof. (m)	Granulometria			Limite de Atterberg			Índices Físicos		Classificação Unificada
	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	
0,2 a 0,5	56	6	38	70	48	22	25,16	30,12	MH - CH
0,7 a 1,0	48	20	32	69	41	27	25,97	35,72	MH

#### 4.1.1.2. Ensaio de Caracterização do Campo Experimental de Serra

O subsolo do campo experimental de Serra foi subdividido em quatro camadas. A camada I foi caracterizada como um solo duro e ressecado até 0,4 m de profundidade, não havendo a realização dos ensaios laboratoriais para esta camada. As camadas II, III e IV estavam localizadas de 0,4 a 2 m, de 2 a 3 m e 3 a 5,75 m. A seguir seguem a caracterização das camadas mencionadas acima:

**Quadro 4.4** Caracterização e índices físicos das amostras deformadas localizadas nas camadas II, III e IV- Campo experimental de Serra- E.S.

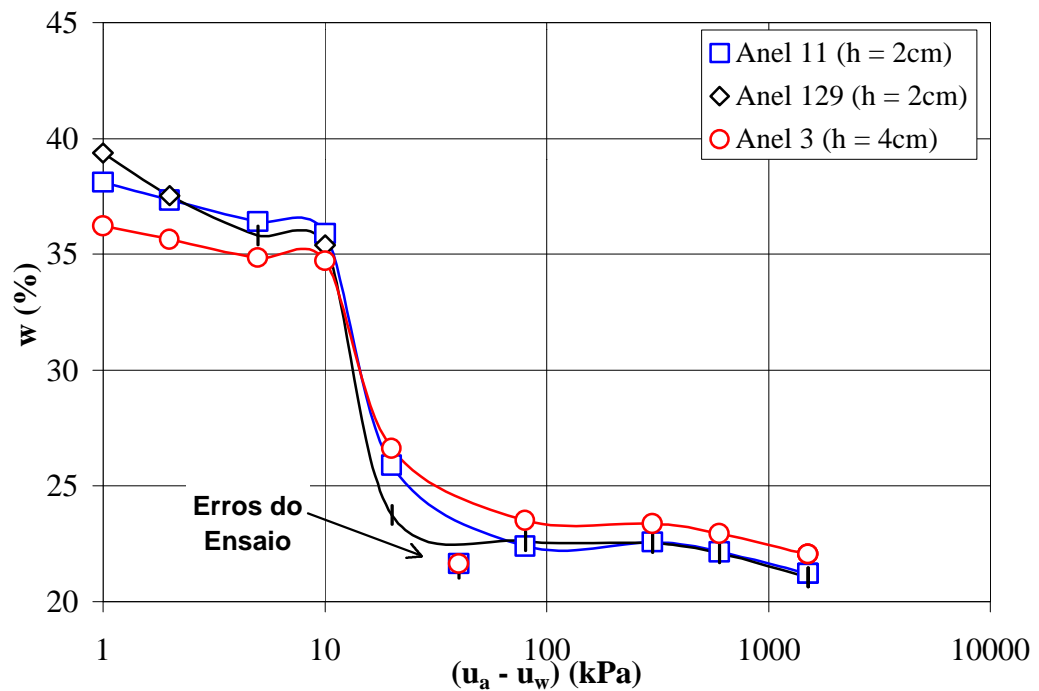
Camada	Prof. (m)	Granulometria		Limite de Artterberg			$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)
		Solo Fino*(%)	Areia (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)		
II	0,4 a 2,5	39,16	60,84	44,90	15,61	29,30	25,25	16,41
III	2,5 a 3,45	46,00	54,00	69,70	21,29	39,41	-	20,06
IV	3,45 a 6,0	41,50	58,50	68,10	25,03	43,07	-	17,17

Solo Fino\* : Solo passante na peneira # 200.

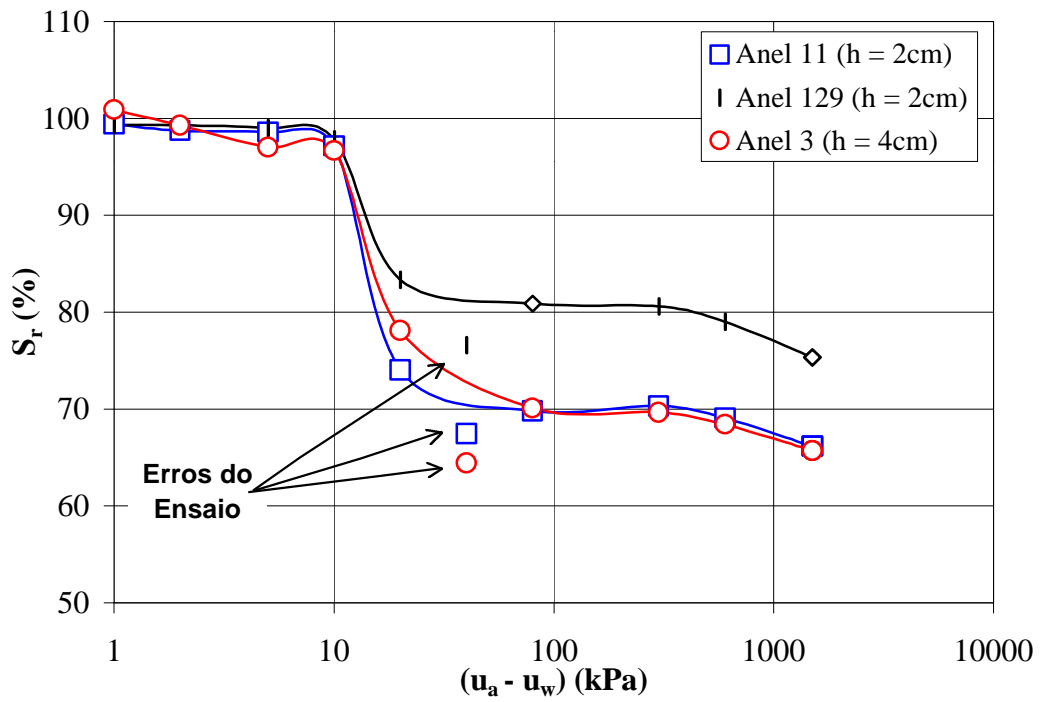
Por meio do Sistema Unificado de classificação de solos, a camada II foi definida como um solo com areia fina a média muito argilosa, de grãos angulares e subangulares, cor marrom. A camada III foi definida como SC, ou seja, uma areia média a fina, muito argilosa de cor avermelhada. E a camada IV foi classificada como uma areia muito argilosa de cor variegada.

#### 4.1.2. Ensaio para Determinação da Curva Característica do Solo

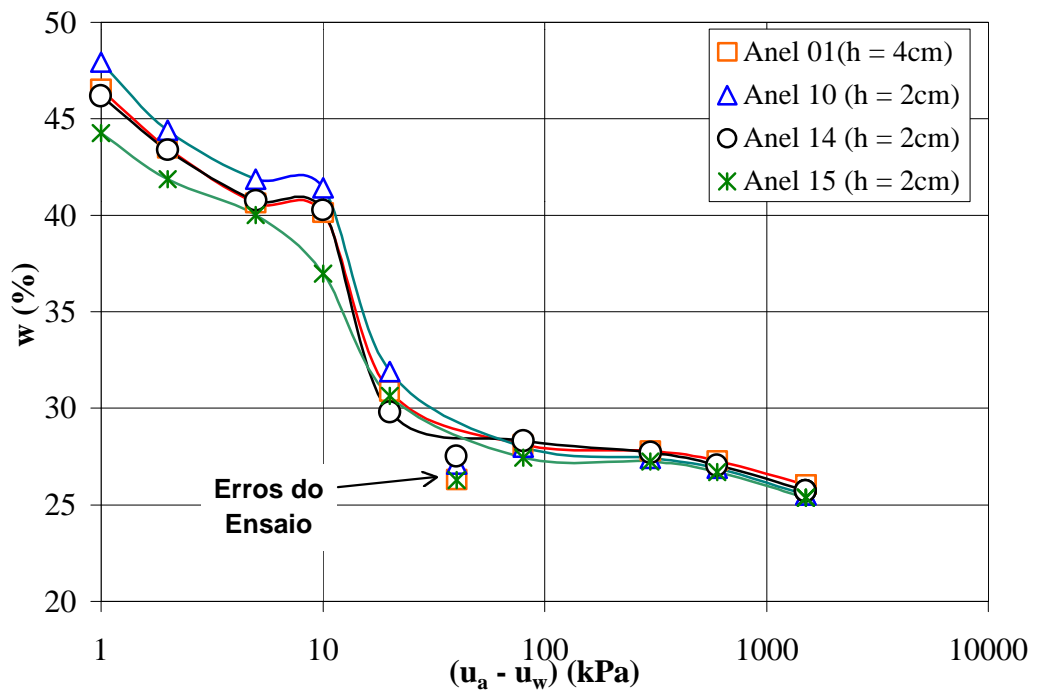
As Figuras 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4, mostram as curvas características do solo, em escala semilogarítmica, para a determinação da sucção matricial em função do teor de umidade e do grau de saturação para as profundidades já citadas no capítulo anterior, onde  $h$  é a altura do anel.



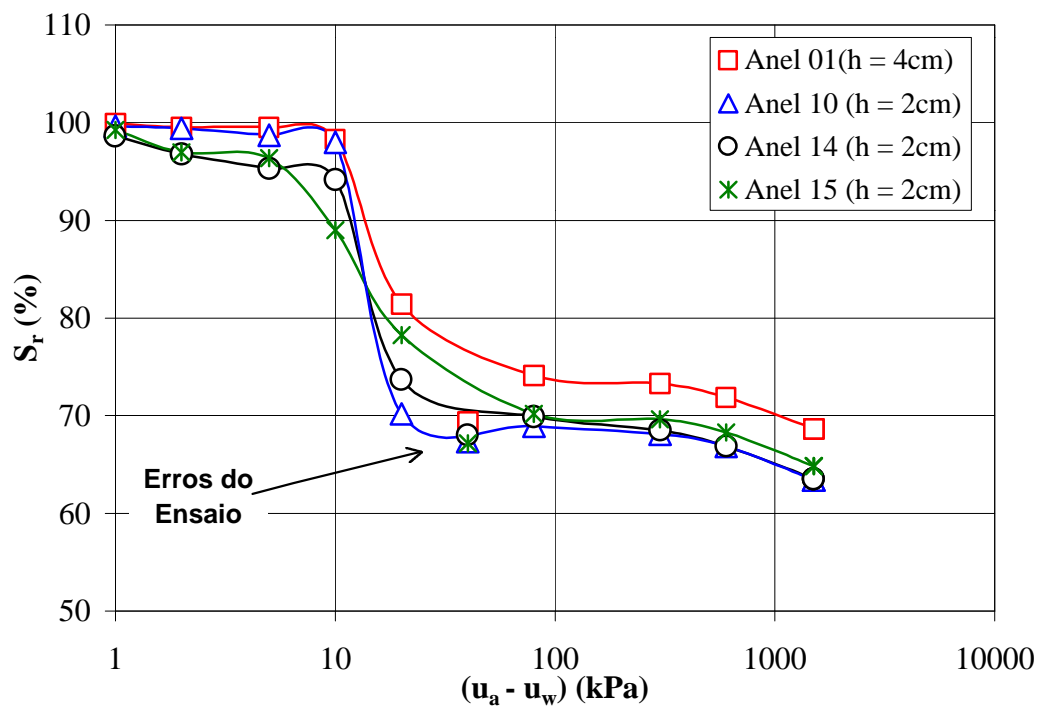
**Figura 4.1** Curva característica do solo expressa em termos da sucção e o teor de umidade. Solo coletado de 0,2 até 0,5 m da superfície do terreno.



**Figura 4.2** Curva característica do solo expressa em termos da sucção e do grau de saturação. Solo coletado de 0,2 até 0,5 m da superfície do terreno.



**Figura 4.3** Curva característica do solo expressa em termos da sucção e o teor de umidade. Solo coletado de 0,7 até 1,0 m da superfície do terreno.



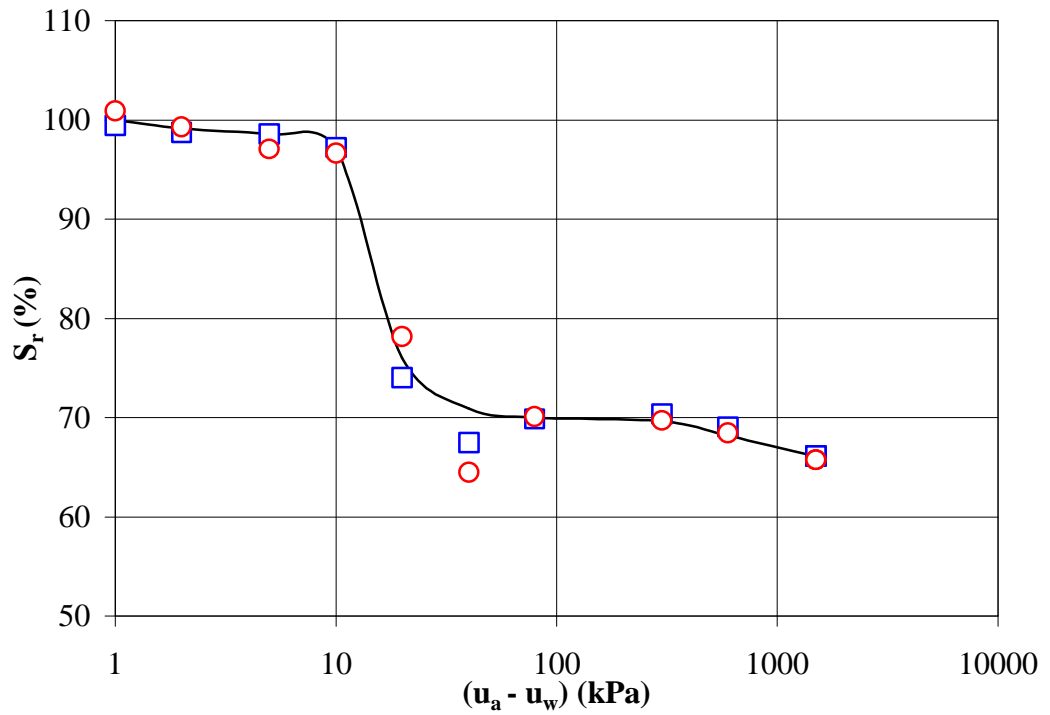
**Figura 4.4** Curva característica do solo expressa em termos da sucção e do grau de saturação. Solo coletado de 0,7 até 1,0 m da superfície do terreno.

Os erros apontados nas curvas características da sucção do solo são provenientes da dessaturação da placa porosa durante tensão aplicada de 40 kPa. A dessaturação da placa ocorreu devido à mesma ter sido utilizada em um grande intervalo de tempo de ensaio sem a sua substituição.

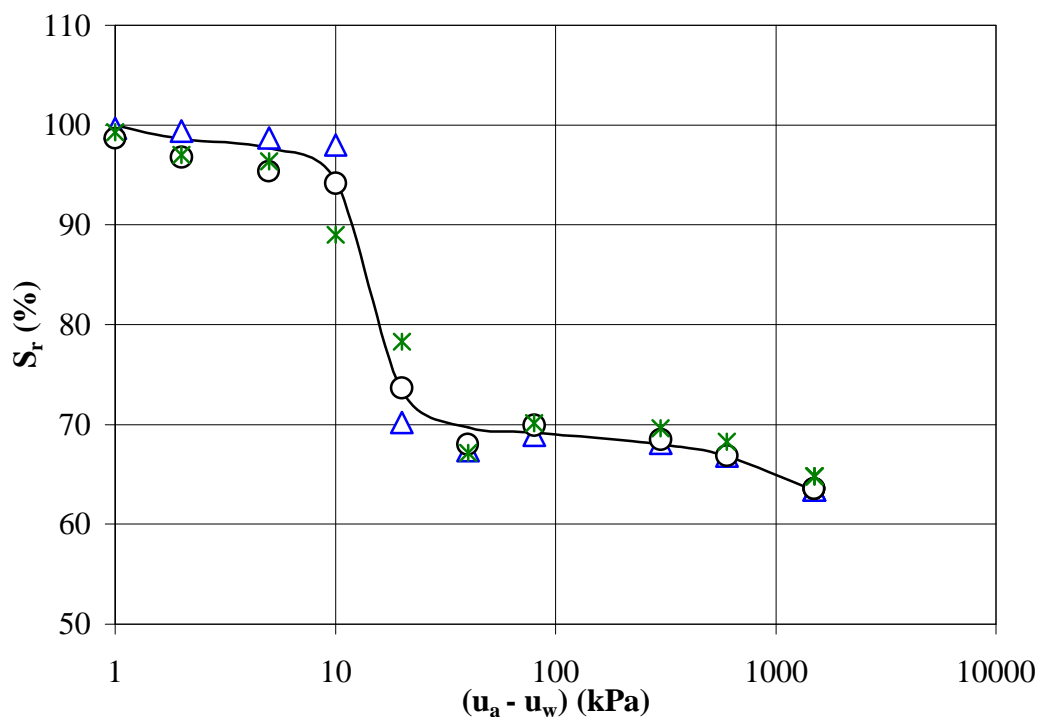
Observa-se que as amostras de uma mesma profundidade, em termos do teor de umidade, apresentaram menor dispersão do que aquelas em termos de grau de saturação. Um dos aspectos que justifica esta variação entre curvas, em termos de grau de saturação, para uma mesma profundidade, é procedente da dificuldade de se medir a variação volumétrica das amostras.

Para efeitos de cálculo foram descartados os resultados obtidos pelos anéis 129 e 1, para as profundidades de 0,2 até 0,5 m e 0,7 até 1,0 m, respectivamente; visto que estes apresentaram uma maior dispersão quando comparada as demais de sua amostra. Traçou-se também uma linha média para a definição da curva característica (Figuras 4.5 e 4.6), em função do grau de saturação, somente.

Desconsiderou-se também o efeito da histerese, sendo seus resultados analisados apenas pelas curvas obtidas através da condição saturada até a secagem parcial da amostra.



**Figura 4.5** Curva característica da sucção do solo – 0,2 a 0,5 m de profundidade



**Figura 4.6** Curva característica da sucção do solo – 0,7 a 1,0 m de profundidade.

Observa-se que a entrada de ar foi próxima de 10 kPa e o início do teor de umidade residual encontrado foi entre 20 e 40 kPa, para ambas as amostras citadas acima.

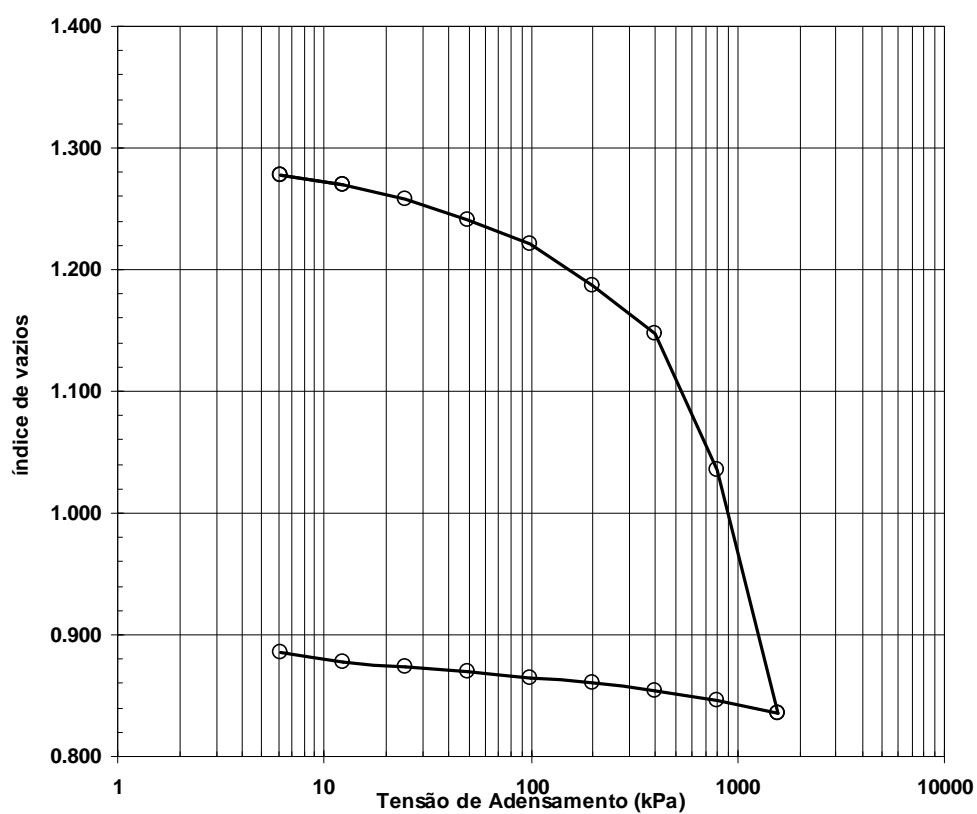
#### 4.1.3. Ensaio Edométrico

Os Quadros 4.5 e 4.6 e as Figuras 4.7 e 4.8, mostram os resultados obtidos através dos ensaios edométricos.

Como já dito no capítulo anterior, as amostras ensaiadas possuíam teores de umidade muito próximos aos de campo.

**Quadro 4.5** Resultados obtidos no ensaio edométricos para a amostra de 0,2 a 0,5 m.

$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,4
w (%)	33,8
$e_{nat}$	1,3
Sr (%)	70
Cc	0,65
$\sigma'_{vpa}$ (kPa)*	478
$\sigma'_{vpa}$ (kPa)**	469
OCR*	10,8
OCR**	89,1

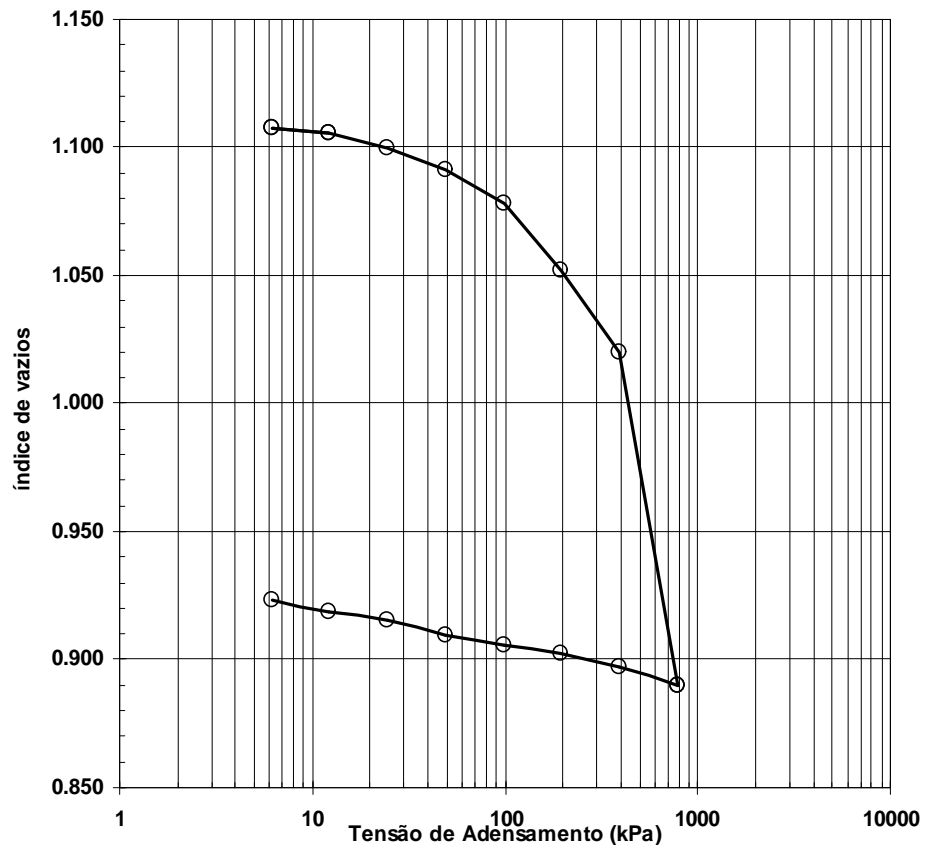


**Figura 4.7** Comportamento da curva tensão aplicada x índice de vazios– amostra coletada entre 0,2 e 0,5 m de profundidade.

**Quadro 4.6** Resultados obtidos no ensaio edométricos para a amostra entre 0,7 e 1,0 m.

$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,7
w (%)	34,2
$e_{nat}$	1,3
$S_r$ (%)	71
Cc	0,47
$\sigma'_{vpa}$ (kPa)*	369
$\sigma'_{vpa}$ (kPa)**	356
OCR*	10,1
OCR**	26,1

- **$\sigma'_{vpa}$  (kPa)\***: Tensão de Pré-adensamento obtido pelo método de Pacheco Silva
- **$\sigma'_{vpa}$  (kPa)\*\***: Tensão de Pré-adensamento obtido pelo método de Casagrande
- **OCR\***: Determinação da razão de pré-adensamento considerando-se o efeito da sucção.
- **OCR\*\***: Determinação da razão de pré-adensamento desconsiderando-se o efeito da sucção.



**Figura 4.8** Comportamento da curva tensão aplicada x índice de vazios— amostra coletada entre 0,7 e 1,0 m de profundidade.

Considerou-se que as amostras foram retiradas no meio do bloco, sendo adotadas as alturas, para efeitos de cálculo para a determinação de  $\sigma_{vo}'$ , de 0,35 m e 0,85 m, para os blocos localizados de 0,2 a 0,5 m e 0,7 a 1,0 m de profundidade, respectivamente.

Analisando-se o grau de saturação das amostras apresentadas entre 0,2 e 0,5 m, verifica-se que estas se encontram em condição de não-saturação visto que para argilas o limite entre o estado saturado e não-saturado é de 90 %, segundo Jennings & Burland (1962). Para a amostra localizada a 0,7 m, considerou-se neste trabalho que a mesma se encontrava em condição não-saturada, apesar de Jennings & Burland (1962) classificar os solos possuidores de silte e areia fina como sendo saturados até a presença de 70 % do grau de saturação. A justificativa para tal adoção deve-se a de que nem todos os solos possuem o referido comportamento citado por Jennings & Burland (1962).

Com o intuito de verificar o quão relevante é o significado da sucção, calculou-se a razão de pré-adensamento segundo duas condições: a primeira considerando-se a sucção matricial, ou seja  $s'_{vo} = (s_{vo} - u_a) + c(u_a - u_w)$  onde o parâmetro  $\chi$  foi determinado pela equação desenvolvida por Aitchison (1960) (equação 2.71). No segundo caso desconsiderou-se a sucção, ou seja,  $s'_{vo} = (s_{vo} - u_w)$ . Como é desconhecido o valor da poro-pressão da água em amostras não-saturadas, admitiu-se que  $\sigma'_{vo} = \sigma_{vo}$ .

Para o cálculo do OCR, considerando-se a sucção matricial, obteve-se os valores de  $c(u_a - u_w)$  e do parâmetro  $\chi$  de 39,03 kPa e 0,71, respectivamente, para a amostra localizada de 0,2 e 0,5 m, e os valores de 22,49 kPa e 0,72, respectivamente, para a amostra localizada de 0,7 e 1,0 m de profundidade.

No cálculo da razão de pré-adensamento, OCR, foi empregada a tensão de pré-adensamento obtida pelo método de Pacheco Silva. Sendo OCR determinado pela equação:

$$\text{OCR} = \frac{s'_{vpa}}{s'_{vo}} \quad (4.1)$$

Comparando-se as razões de pré-adensamento para as 2 amostras, observou-se que, com o aumento da profundidade a parcela:  $c(u_a - u_w)$  tende a diminuir, havendo então a obtenção dos valores de OCR muito próximos considerando-se ou não a influência da sucção.

A partir dos valores de OCR para as cotas de 0,2 m a 1,0 m conclui-se que as camadas analisadas estão sobre-adensadas.

A seguir seguem os resultados obtidos para o módulo edométrico (M):

**Quadro 4.7** Módulos edométricos obtidos para a amostra localizada no campo experimental de Viçosa, região 4, de 0,2 a 0,5 m de profundidade.

Intervalo de Tensões (kPa)			M (kPa)
0	a	6,2	569
6,2	a	12,3	1.825
12,3	a	24,7	2.260
24,7	a	49,4	3.446
49,4	a	98,8	5.475
98,8	a	197,6	6.659
197,6	a	395,2	11.715

**Quadro 4.8** Módulos edométricos obtidos para a amostra localizada no campo experimental de Viçosa, região 4, de 0,7 a 1,0 m de profundidade.

Intervalo de Tensões (kPa)			M (kPa)
0	a	6,1	1389
6,1	a	12,3	6338
12,3	a	24,6	4494
24,6	a	49,2	5885
49,2	a	98,4	7816
98,4	a	196,8	8006
196,8	a	393,5	13074

#### 4.1.4. Ensaios de Compressão Triaxial

Apresentam-se, no Quadro 4.9, os resultados dos ensaios triaxiais convencionais,  $CID_{nat}$ ,  $CIU_{sat}$  e  $CIU_{nat}$ , tendo como parâmetros calculados a coesão ( $c$ ), o ângulo de atrito interno ( $\phi$ ) e o módulo de Young ( $E$ ).

**Quadro 4.9** Parâmetros  $c$  e  $\phi$  obtidos através das amostras indeformadas localizadas entre 0,2 e 1 m de profundidade, na região 4 do campo experimental de Viçosa.

Profund. (m)	CIU <sub>sat</sub>		CIU <sub>nat</sub>		CID <sub>nat</sub>	
	c(kPa)	$\phi(o)$	c(kPa)	$\phi(o)$	c(kPa)	$\phi(o)$
0,2 a 0,5	-	-	-	-	112,5	22
0,7 a 1,0	15	28	321	20	122,9	18

Como expõe o Quadro 4.9, a amostra retirada entre 0,2 e 0,5 m de profundidade foi submetida somente ao ensaio triaxial CID<sub>nat</sub> devido esta conter várias trincas internas impossibilitando a moldagem de mais corpos-de-prova.

Para as amostras coletadas de 0,7 a 1,0 m de profundidade, observa-se que os ensaios realizados com teor de umidade natural obtiveram valores da coesão superiores aos mesmos encontrados em ensaios executados com solo saturado. Tal fato é justificado devido à existência dos efeitos da capilaridade e conseqüentemente tensão superficial encontrado nas amostras não-saturadas, proporcionando uma ligação entre as partículas do solo.

Era de se esperar que os valores da coesão e ângulo de atrito obtidos através dos ensaios CIU<sub>nat</sub> e CID<sub>nat</sub> fossem próximos, pois as trajetórias de tensões efetivas deveriam ser as mesmas. Porém devida o ensaio CIU<sub>nat</sub> ter sido realizado muito após o ensaio CID<sub>nat</sub>, a amostra “perdeu” umidade e, conseqüentemente, o grau de saturação diminuiu, havendo então o aumento principalmente da coesão.

Obtidos os ângulos de atrito interno dos ensaios CID<sub>nat</sub>, a 0,2 m e 0,7 m de profundidade, aplicou-se à equação 2.6 para o cálculo de  $K_0$ , em solos pré-adensados, sendo os valores encontrados iguais a 1,52 e 1,41. Calculando-se o mesmo parâmetro para o ensaio CIU<sub>nat</sub> a 0,7 m de profundidade, encontrou-se o valor de  $K_0$  igual a 1,43.

Para todas amostras ensaiadas com teor de umidade natural, considerou-se o valor do OCR influenciado pela sucção para o cálculo de  $K_0$ .

Nos Quadros 4.10, 4.11 e 4.12, apresentam-se às estimativas dos módulos de Young obtidos através dos ensaios triaxiais.

**Quadro 4.10** Apresentação da estimativa do módulo de Young inicial, das amostras citadas anteriormente, cujas tensões confinantes eram de 50, 100 e 200 kPa.

$\sigma_3$ (kPa)	$E_i$ (kPa)			
	CIU <sub>sat</sub> *	CIU <sub>nat</sub> *	CID <sub>nat</sub> *	CID <sub>nat</sub> **
50	45.285,7	39.296,1	41.052,6	38.888,9
100	56.666,7	45.454,6	42.200,0	40.764,7
200	61.049,7	46.041,7	46.666,7	46.206,9

\*: Ensaio triaxial em amostra indeformada retirada a 0,7 até 1,0 m de profundidade.

\*\* : Ensaio triaxial em amostra indeformada retirada a 0,2 até 0,7 m de profundidade.

As estimativas dos módulos de Young iniciais foram feitas traçando-se uma tangente aos pontos iniciais das curvas tensão desvio versus deformação axial. Já a estimativa feita para se obter os módulos de Young  $E_{25}$  e  $E_{50}$  foram feitas determinando-se o intercepto da curva citada com a reta secante a 25% e 50% da tensão desvio máximo, respectivamente.

**Quadro 4.11** Apresentação da estimativa do módulo de Young, secante a 25 % da tensão desvio máxima, das amostras citadas anteriormente, cujas tensões confinantes eram de 50, 100 e 200 kPa.

$\sigma_3$ (kPa)	$E_{25}$ (kPa)			
	$CIU_{sat}^*$	$CIU_{nat}^*$	$CID_{nat}^*$	$CID_{nat}^{**}$
50	34.829,0	31.925,1	28.121,0	22.775,6
100	52.604,0	39.719,0	28.298,1	24.935,2
200	59.625,0	41.400,0	31.462,0	26.590,1

**Quadro 4.12** Apresentação da estimativa do módulo de Young, secante a 50% da tensão desvio máxima, das amostras citadas anteriormente, cujas tensões confinantes eram de 50, 100 e 200 kPa.

$\sigma_3$ (kPa)	$E_{50}$ (kPa)			
	$CIU_{sat}^*$	$CIU_{nat}^*$	$CID_{nat}^*$	$CID_{nat}^{**}$
50	26.626,0	26.884,8	19.315,4	11.831,5
100	27.209,0	32.570,0	19.977,4	13.123,8
200	29.245,0	32.974,0	20.309,5	16.590,1

Observa-se que os módulos de Young obtidos a 50% da tensão desvio máxima, para o ensaio  $CIU_{nat}$ , são maiores que os mesmos para o ensaio  $CIU_{sat}$ . Este comportamento é observado pois a sucção do solo tende a aumentar a rigidez. Diversos autores, entre eles Dudley (1970) e Jennings & Knight (1957) relatam este padrão de comportamento de alguns solos não-saturados.

Quanto aos resultados do módulo de Young inicial e a 25% da tensão desvio máxima, para os ensaios  $CIU_{nat}$  e  $CIU_{sat}$ , não se observa o mesmo comportamento mencionado acima devido à existência de poucos pontos na curva na região inicial.

## 4.2. Ensaio de Campo

### 4.2.1. Ensaio Pressiométricos

#### 4.2.1.1. Ensaio Pressiométricos realizados no campo experimental de Viçosa- M.G.

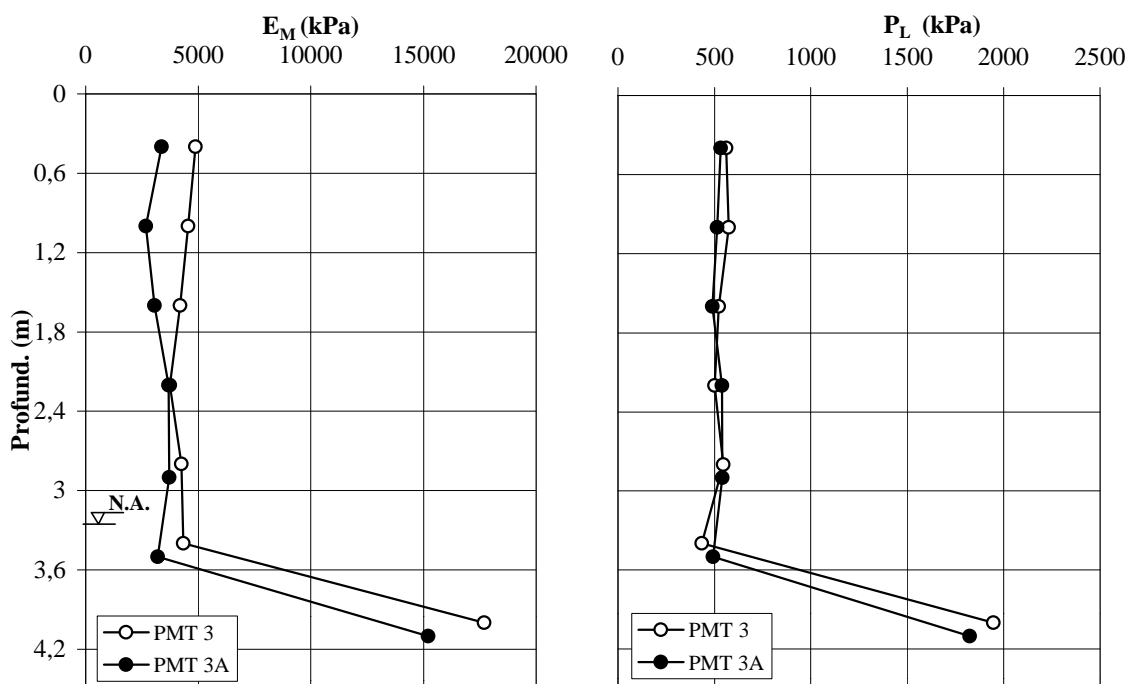
Os Quadros 4.13, 4.14, 4.15, 4.16 e Figuras 4.9, 4.10 apresentam os resultados dos ensaios pressiométricos realizados nas regiões 3 e 4.

**Quadro 4.13** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT3.

Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	E <sub>M</sub> (kPa)
1	0,4	24	102	327	195	561	701	4869
2	1	24	96	332	198	573	697	4549
3	1,6	21	114	230	187	524	727	4194
4	2,2	24	133	288	240	501	765	3734
5	2,8	24	126	335	237	545	757	4255
6	3,4	23	52	227,2	121	435	609	4336
7	4	120	120	1124	204	1945	745	17709

**Quadro 4.14** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT3A.

Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	E <sub>M</sub> (kPa)
1	0,4	26	170	293	291	532	829	3378
2	1	40	178	288	322	514	855	2684
3	1,6	21	135	287	270	489	775	3050
4	2,2	24	135	327	262	538	773	3674
5	2,9	24	144	335	273	541	787	3719
6	3,5	24	246	200	327	492	965	3209
7	4,1	24	100	1262	225	1825	699	15216



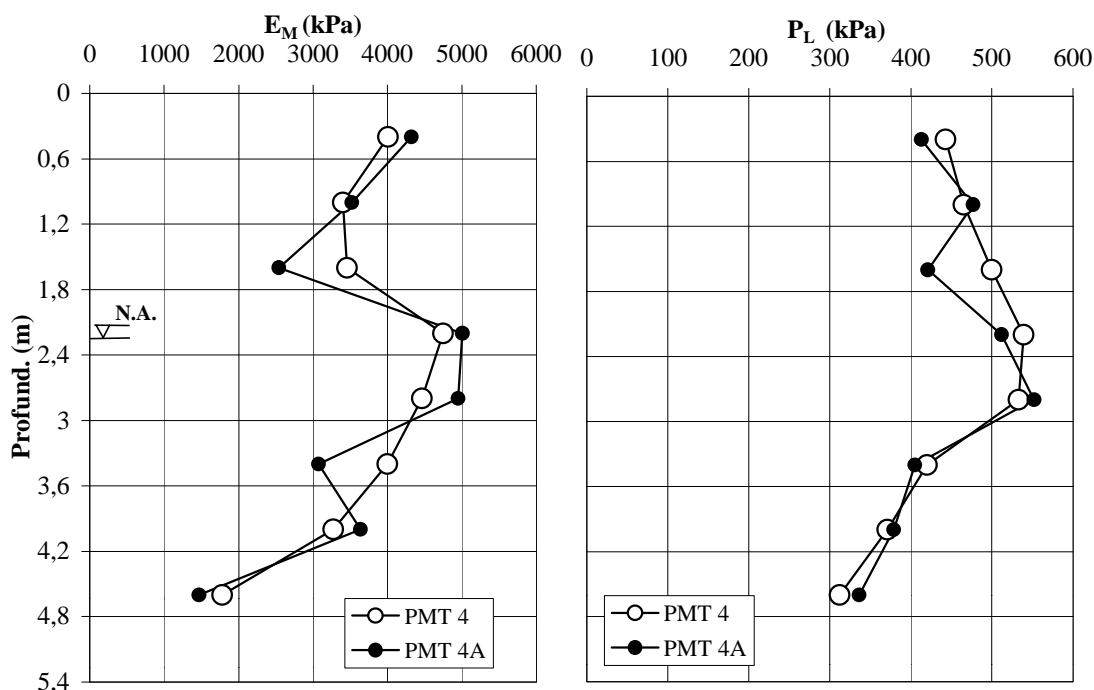
**Figura 4.9** Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMT3 e PMT3A.

**Quadro 4.15** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT4.

Ensaio n°	Cota (m)	$P_0$ (kPa)	$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	$P_F$ (kPa)	$V_F$ (cm <sup>3</sup> )	$P_L$ (kPa)	$V_L$ (cm <sup>3</sup> )	$E_M$ (kPa)
1	0,4	22	92	241	168	443	655	4009
2	1	24	54	280	162	465	585	3401
3	1,6	20	132	300	249	500	737	3460
4	2,2	24	100	302	182	539	675	4747
5	2,8	24	63	360	171	533	599	4463
6	3,4	26	54	239	128	420	579	3999
7	4	18	60	233	153	371	601	3270
8	4,6	43	126	161	220	312	667	1779

**Quadro 4.16** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT4A.

Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	E <sub>M</sub> (kPa)
1	0,4	27	174	247,1	249	413	845	4321
2	1	20	135	290	252	477	775	3520
3	1,6	18	132	239,1	267	421	767	2539
4	2,2	24	90	317	177	512	685	5007
5	2,8	24	135	368	240	552	767	4948
6	3,4	23	129	280	258	405	757	3077
7	4	19	136	206,8	212	379	767	3639
8	4,6	35	207	140	315	336	835	1467



**Figura 4.10** Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite (P<sub>L</sub>) e o módulo de Ménard (E<sub>M</sub>) referentes a PMT4 e PMT4A.

Como mostrado nas Figuras 4.9 e 4.10, os níveis d'água se encontram a 3,39 e 2,13 m da superfície, para as regiões 3 e 4, respectivamente. A diferença entre níveis d'água ocorreu em consequência do período de chuvas, quando foram realizados os ensaios na região 4.

Verifica-se que as regiões 3 e 4 possuem valores muito próximos, tanto em termos de  $P_L$  quanto  $E_M$ , salvo a partir da profundidade 4,1 m na qual a região 3 mostrou-se mais resistente e mais rígida. Pode-se justificar tal ocorrência devido à presença de matacões em todo o campo experimental, além da possibilidade de graus de intemperismo diferentes em profundidade da rocha de origem.

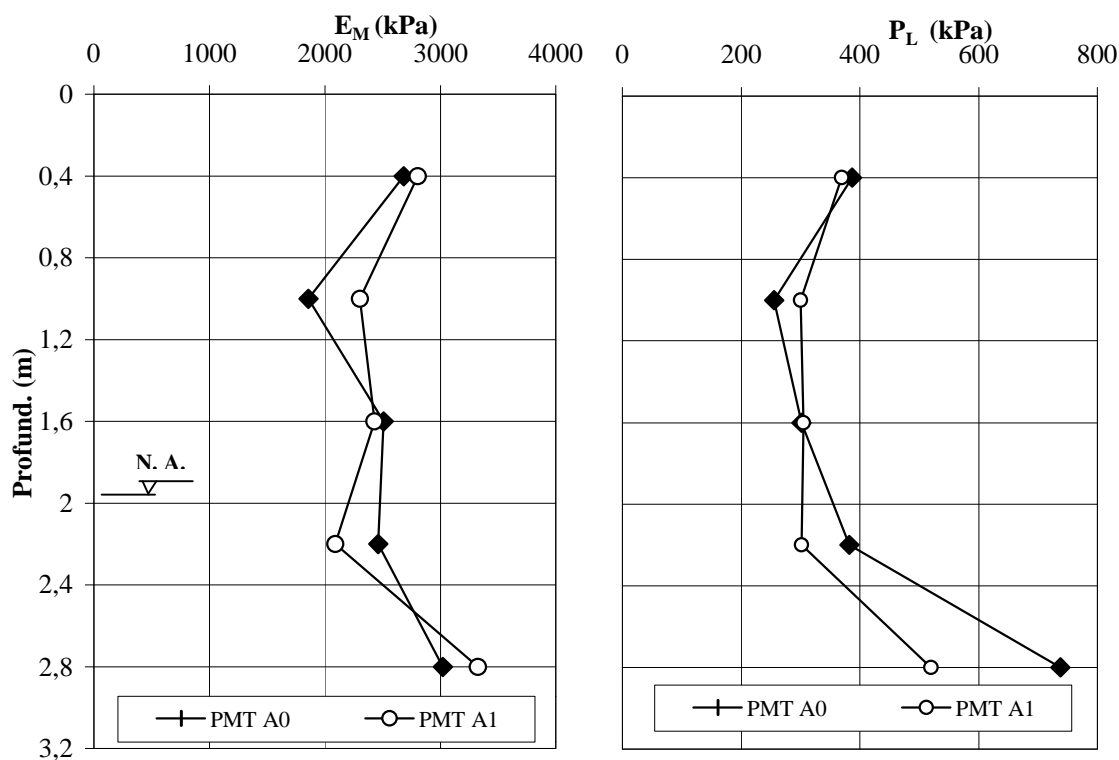
As Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e Quadros 4.17 a 4.22 apresentam os resultados dos ensaios pressiométricos realizados nas regiões A, B e C.

**Quadro 4.17** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTA0

Ensaio n°	Cota (m)	$P_0$ (kPa)	$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	$P_F$ (kPa)	$V_F$ (cm <sup>3</sup> )	$P_L$ (kPa)	$V_L$ (cm <sup>3</sup> )	$E_M$ (kPa)
1	0,4	21	142	264	283	387	799	2684
2	1	21	147	157	258	256	779	1859
3	1,6	24	117	198	222	302	721	2510
4	2,2	21	122	223	248	382	759	2460
5	2,8	29	185	383	375	738	885	3023

**Quadro 4.18** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTA1.

Ensaio n°	Cota (m)	$P_0$ (kPa)	$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	$P_F$ (kPa)	$V_F$ (cm <sup>3</sup> )	$P_L$ (kPa)	$V_L$ (cm <sup>3</sup> )	$E_M$ (kPa)
1	0,4	19	144	239	264	369	783	2803
2	1	20	150	196	267	300	791	2304
3	1,6	19	84	193	192	305	669	2431
4	2,2	28	87	203	216	302	671	2092
5	2,8	22	188	306	320	520	891	3326



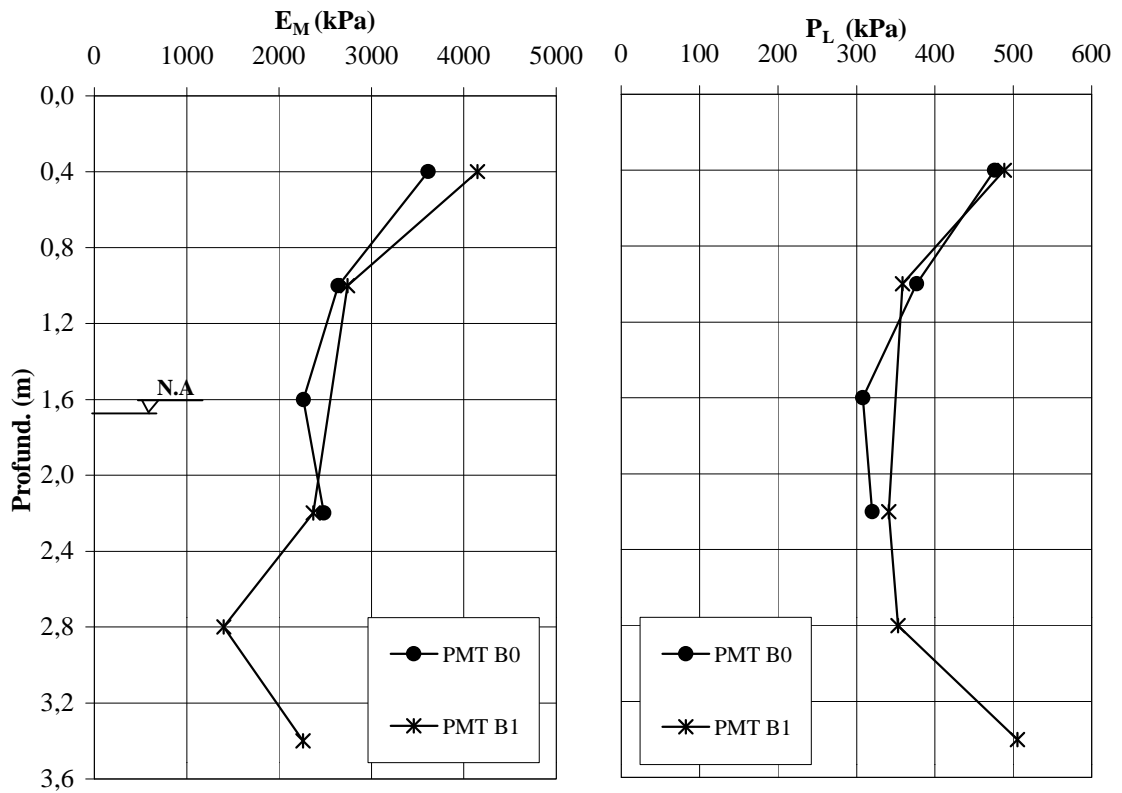
**Figura 4.11** Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMTA0 e PMTA1.

**Quadro 4.19** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTB0.

Ensaio n <sup>o</sup>	Cota (m)	$P_0$ (kPa)	$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	$P_F$ (kPa)	$V_F$ (cm <sup>3</sup> )	$P_L$ (kPa)	$V_L$ (cm <sup>3</sup> )	$E_M$ (kPa)
1	0,4	22	128	260	227	476	753	3611
2	1	23	115	219	228	377	729	2641
3	1,6	24	92	177	194	308	685	2264
4	2,2	22	92	202	202	320	679	2484

**Quadro 4.20** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTB1.

Ensaio n <sup>o</sup>	Cota (m)	$P_0$ (kPa)	$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	$P_F$ (kPa)	$V_F$ (cm <sup>3</sup> )	$P_L$ (kPa)	$V_L$ (cm <sup>3</sup> )	$E_M$ (kPa)
1	0,4	28	93	329	203	489	687	4149
2	1	21	94	220	204	359	691	2739
3	2,2	22	115	196	226	341	723	2372
4	2,8	31	162	193	348	353	767	1403
5	3,4	30	150	246	300	505	775	2260



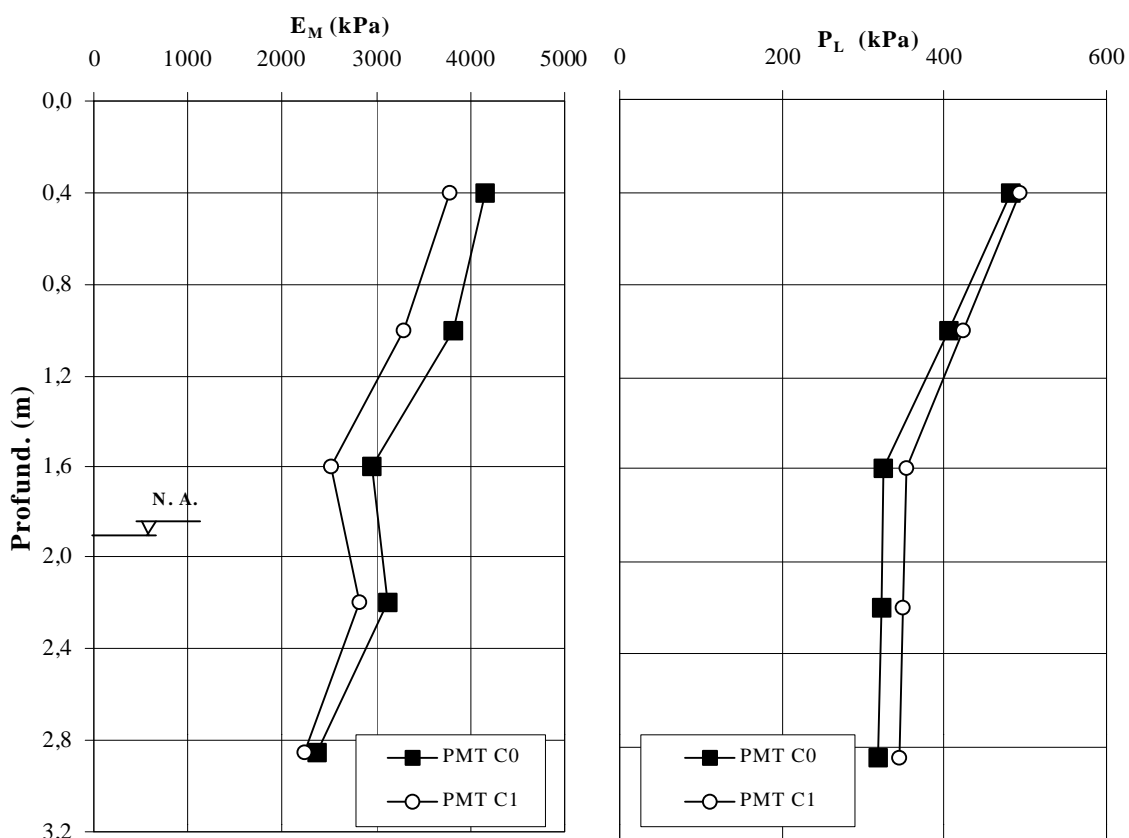
**Figura 4.12** Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMTB0 e PMTB1.

**Quadro 4.21** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTC0.

Ensaio n <sup>o</sup>	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	E <sub>M</sub> (kPa)
1	0,4	28	88	324	196	482	675	4148
2	1	25	71	276	170	405	643	3807
3	1,6	21	71	177	149	324	647	2953
4	2,2	23	68	185	144	323	633	3126
5	2,85	29	79	183	176	318	647	2372

**Quadro 4.22** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMTC1.

Ensaio n°	Cota (m)	P <sub>0</sub> (kPa)	V <sub>0</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>F</sub> (kPa)	V <sub>F</sub> (cm <sup>3</sup> )	P <sub>L</sub> (kPa)	V <sub>L</sub> (cm <sup>3</sup> )	E <sub>M</sub> (kPa)
1	0,4	34	88	288	189	492	675	3781
2	1	28	71	257	176	424	643	3289
3	1,6	27	71	176,9	160	353	647	2513
4	2,2	27	71	184,6	154	350	633	2818
5	2,85	32	79	176,9	176	345	647	2241



**Figura 4.13** Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMTC0 e PMTC1.

Os níveis d'água medidos nas regiões A, B e C foram de 1,90, 1,70 e 2,12 m da superfície do terreno, respectivamente.

Os ensaios realizados nas regiões A, B e C foram de difícil execução porque o solo era bastante arenoso, havendo a desestruturação do furo,

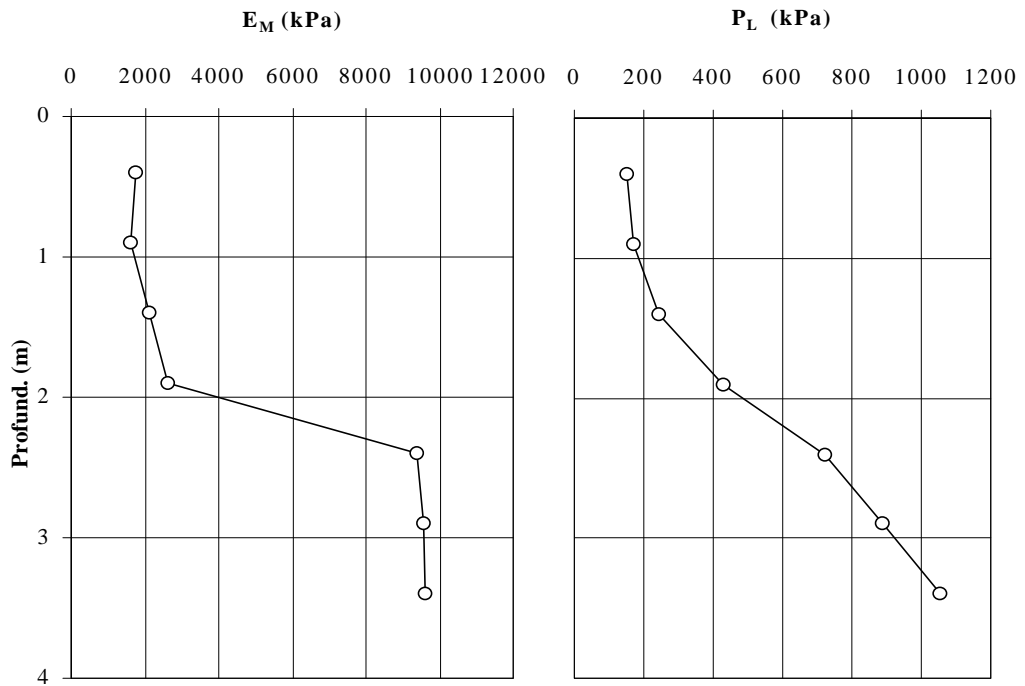
principalmente a partir de 2,20 m e, também, a presença acentuada de matacões nas mesmas. Ainda em se tratando de tais regiões, observa-se que a primeira camada ensaiada (0,4 m) possui valores de  $E_M$  elevados comparados aos mesmos em toda a profundidade ensaiada. Isto se deve provavelmente a compactação da mesma com a passagem de caminhões nestas regiões.

#### 4.2.1.2. Ensaio Pressiométrico Realizados no Campo Experimental de Serra- E.S.

Os resultados obtidos para o campo experimental de Serra- E.S. se encontram nos Quadros 4.23, 4.24 e nas Figuras 4.14, 4.15. Tais ensaios foram realizados de 0,5 m em 0,5 m.

**Quadro 4.23** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT1.

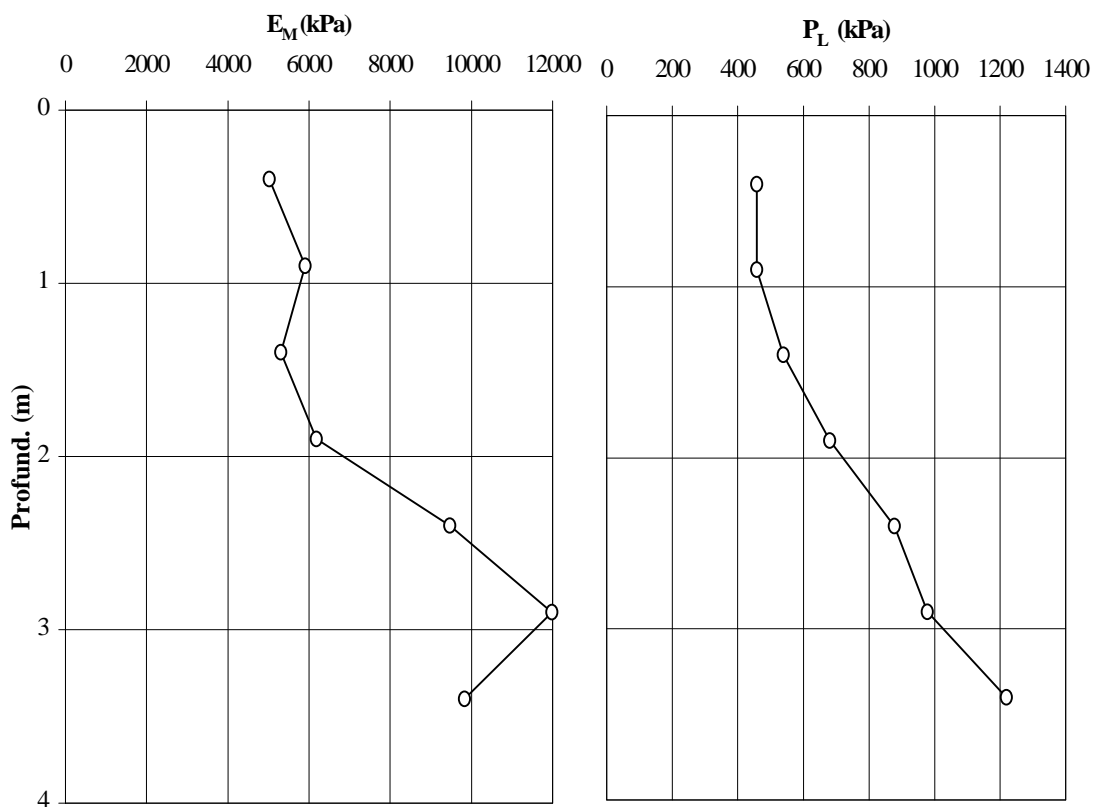
Ensaio n°	Cota (m)	$P_0$ (kPa)	$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	$P_F$ (kPa)	$V_F$ (cm <sup>3</sup> )	$P_L$ (kPa)	$V_L$ (cm <sup>3</sup> )	$E_M$ (kPa)
1	0,4	18	168	72	210	150	821	1740
2	0,9	20	152	91	212	169	789	1610
3	1,4	20	153	158	246	243	791	2096
4	1,9	20	291	202	390	431	1067	2617
5	2,4	24	90	416	147	720	665	9394
6	2,9	24	90	462	153	887	665	9552
7	3,4	24	60	484	126	1053	605	9608



**Figura 4.14** Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e do módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMT1.

**Quadro 4.24** Resultados do ensaio pressiométrico referentes ao PMT3.

Ensaio n <sup>o</sup>	Cota (m)	$P_0$ (kPa)	$V_0$ (cm <sup>3</sup> )	$P_F$ (kPa)	$V_F$ (cm <sup>3</sup> )	$P_L$ (kPa)	$V_L$ (cm <sup>3</sup> )	$E_M$ (kPa)
1	0,4	23	117	334	204	458	719	5025
2	0,9	19	100	298	165	458	685	5909
3	1,4	23	65	379	160	539	615	5308
4	1,9	22	69	476	174	681	623	6182
5	2,4	28	72	539	147	878	629	9470
6	2,9	24	78	474	129	978	641	11982
7	3,4	24	92	696	189	1219	669	9834



**Figura 4.15** Curvas obtidas através do ensaio pressiométrico em termos da pressão limite ( $P_L$ ) e o módulo de Ménard ( $E_M$ ) referentes a PMT3.

Observa-se que os resultados de  $P_L$  e  $E_M$  determinados pelo ensaio pressiométrico PMT3 foram mais elevados, se comparados aos mesmos do ensaio PMT1. Verifica-se, também, que a partir da cota de 2,4 m tais parâmetros aumentaram significativamente, em ambos os ensaios, qualificando as camadas subseqüentes como camadas mais resistentes e mais rígidas que as anteriores.

Não se encontrou o nível d'água em nenhum dos perfis ensaiados.

## 4.2.2. Ensaio Dilatométricos

### 4.2.2.1. Ensaio Dilatométricos Realizados no Campo Experimental de Viçosa- M.G.

Os Quadros 4.25, 4.26 e 4.27 apresentam os resultados dos ensaios DMTs das regiões 3 e 4, onde os níveis d'água se encontravam a 3,39 e 2,13 m

da superfície, respectivamente. Para a região 4, até a cota de 1 m, além de ter sido feita à análise convencional dos parâmetros dilatométricos, também se verificou a importância da inclusão da sucção no parâmetro  $K_D$ .

Nos Quadros 4.28, 4.29, 4.30, 4.31 e 4.32, estão dispostos os resultados dos ensaios DMTs das regiões A, B e C cujas profundidades do nível d'água eram de: 1,90 m para o DMTA0, 1,96 m para o DMTA1, 1,70 para os ensaios DMTB0 e DMTB1 e 2,12 m para o DMT C.

O Índice de poro-pressão da água ( $U_D$ ) foi calculado segundo a equação citada por Lutenegeger e Kabir (1988).

**Quadro 4.25** Apresentação dos resultados obtidos para a região 3 – DMT3.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	291	812		18	3,53	18054	1,8	82,5			8,21	48,3	488	81201		Silte Arenoso
0,4	438	1132		18	7,06	24065	1,6	62,0			6,27	47,4	313	101745		Silte Arenoso
0,6	238	827		19	11,18	20422	2,5	21,3			2,40	43,7		65662		Areia Siltosa
0,8	360	1012		19	14,91	22608	1,8	24,1			2,67	44,2	71,8	75392		Areia Siltosa
1	312	922		19	18,63	21151	2,0	16,7			1,97	42,7	40,6	63197		Areia Siltosa
1,2	277	877		19	22,36	20786	2,2	12,4			1,55	41,5		56214		Areia Siltosa
1,4	174	747		18	24,71	19875	3,3	7,0			1,04	38,9		43604		Areia Siltosa
1,6	262	872		19	29,81	21151	2,3	8,8			1,21	39,9		52731		Areia Siltosa
1,8	210	762		19	33,54	19147	2,6	6,3			0,97	38,3		46131		Areia Siltosa
2	222	717		19	37,27	17143	2,2	6,0			0,94	38,1		40981		Areia Siltosa
2,2	259	822		19	40,99	19511	2,2	6,3			0,98	38,3		47093		Areia Siltosa
2,4	256	777		19	44,72	18054	2,0	5,7			0,92	37,9		42832		Areia Siltosa
2,6	322	817		18	45,90	17143	1,5	7,0			1,04	38,9	10,5	41979		Silte Arenoso
2,8	381	1122		19	52,17	25705	1,9	7,3			1,07	39	11,1	63213		Areia Siltosa
3	274	1152		19	55,90	30441	3,2	4,9			0,84	37,1		57273		Areia Siltosa
3,2	343	1882		20	62,76	53395	4,5	5,5			0,89	37,6		105429		Areia
3,4	465	2052	16,0	20	66,59	55035	3,4	7,0	0,03	0,1	1,04	38,8		120462		Areia
3,6	814	2632	66,0	20	68,55	63051	2,2	11,9	0,08	2,1	1,50	41,3		167768		Areia Siltosa
3,8	438	2382	16,0	20	70,51	67423	4,5	6,2	0,03	4,0	0,96	38,2		140199		Areia
4	1133	4982	21,0	21	78,36	133552	3,4	14,4	0,01	6,0	1,74	42,1		379811		Areia
4,2	660	4982	41,0	21	80,61	149948	6,6	8,1	0,05	7,9	1,14	39,5		347293		Areia

**Quadro 4.26** Apresentação dos resultados obtidos para a região 4, desconsiderando-se a influência da sucção em  $K_D$  – DMT4.

Z(m)	$p_0$ (kPa)	$p_1$ (kPa)	$p_2$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v'$ (kPa)	$E_D$ (kPa)	$I_D$	$K_D$	$U_D$	$u_0$ (kPa)	$K_0$	$\phi$	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	365,4	1134		18,6	3,7	26670	2,10	98,1			9,69	48,7		124321		Areia Siltosa
0,4	332,2	854		17,7	7,1	18108	1,57	47,0			4,84	46,5	203	71817		Silte Arenoso
0,6	214,2	694		17,7	10,6	16651	2,24	20,2			2,30	43,5		52726		Areia Siltosa
0,8	256,2	694		17,7	14,1	15193	1,71	18,1			2,10	43	46	46549		Silte Arenoso
1,0	226,9	859		18,6	18,6	21934	2,79	12,2			1,53	41,4		58926		Areia Siltosa
1,2	309,7	884		18,6	22,4	19930	1,85	13,8			1,69	41,9	30,2	55969		Areia Siltosa
1,4	284,2	764		17,7	24,7	16651	1,69	11,5			1,47	41,1	22,6	43828		Silte Arenoso
1,6	133,9	514		17,7	28,2	13189	2,84	4,7			0,83	36,9		29953		Areia Siltosa
1,8	136,2	469		17,7	31,8	11550	2,44	4,3			0,78	36,4		25464		Areia Siltosa
2,0	210,7	554		16,7	33,3	11914	1,63	6,3			0,98	38,3	8,87	28753		Silte Arenoso
2,2	226,2	664	17	17,7	38,1	15193	1,94	5,9	0,004	0,7	0,94	38	7,99	36256		Areia Siltosa
2,4	282,2	804	17	18,6	42,1	18108	1,87	6,6	0,051	2,6	1,01	38,6	9,59	44025		Areia Siltosa
2,6	267,4	679	17	17,7	41,3	14283	1,57	6,4	0,047	4,6	0,98	38,4	8,97	34508		Silte Arenoso
2,8	277,7	684	17	17,7	42,9	14100	1,50	6,3	0,038	6,6	0,98	38,3	8,89	34035		Silte Arenoso
3,0	268,2	664	47	17,7	44,4	13736	1,52	5,8	0,148	8,5	0,93	38	7,85	32710		Silte Arenoso
3,2	216,9	534	47	16,7	42,9	11003	1,54	4,8	0,177	10,5	0,83	37	5,81	25094		Silte Arenoso
3,4	213,2	504	17	16,7	44,2	10092	1,45	4,5	0,023	12,5	0,81	36,7	5,29	22640		Silte Arenoso
3,6	200,4	444	42	16,7	45,6	8453	1,31	4,1	0,148	14,4	0,76	36,1	4,48	18337		Silte Arenoso
3,8	192,9	384	17	16,7	47,0	6631	1,08	3,8	0,004	16,4	0,94		3,94	13966	22,73	Silte
4,0	181,9	394	22	16,7	48,3	7360	1,30	3,4	0,022	18,3	0,70	35,1	3,35	14845		Silte Arenoso
4,2	200,4	444	17	16,7	49,7	8453	1,35	3,6	-0,02	20,3	0,72	35,5	3,72	17548		Silte Arenoso
4,4	193,9	469	57	16,7	51,1	9546	1,60	3,4	0,202	22,3	0,69	35,1	3,31	19194		Silte Arenoso
4,6	189,2	354	23	16,7	52,5	5720	1,00	3,1	-0,01	24,2	0,82		2,98	11151	20,31	Silte
4,8	206,4	534	17	17,7	58,5	11368	1,82	3,1	-0,05	26,2	0,67	34,6	2,89	21931		Areia Siltosa
5,0	187,7	489	17	17,7	60,1	10457	1,89	2,7	-0,07	28,1	0,63	33,8	2,29	18574		Areia Siltosa
5,2	177,4	274	57	15,7	51,5	3352	0,66	2,9	0,183	30,1	0,75		2,58	6221,5	17,72	Silte Argiloso
5,4	147,2	354	27	15,7	52,7	7178	1,80	2,2	-0,04	32,1	0,58	32,7	1,69	11118		Silte Arenoso
5,6	219,2	489	42	16,7	59,3	9364	1,46	3,1	0,043	34,0	0,67	34,7	2,95	18187		Silte Arenoso
5,8	223,9	499	30	16,7	60,7	9546	1,46	3,1	-0,03	36,0	0,67	34,7	2,91	18468		Silte Arenoso
6,0	178,2	574	33	17,7	68,0	13736	2,82	2,1	-0,04	38,0	0,57	32,4		20268		Areia Siltosa
6,2	683,2	2234	92	19,6	81,7	53814	2,41	7,9	0,081	39,9	1,12	39,4		133272		Areia Siltosa
6,3	931,2	3154	59	21,1	91,9	77133	2,50	9,7	0,020	40,9	1,30	40,4		192799		Areia Siltosa

**Quadro 4.27** Apresentação dos resultados obtidos para a região 4, considerando-se a influência da sucção em  $K_D$ - DMT4.

Z(m)	$p_0$ (kPa)	$p_1$ (kPa)	$p_2$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v'$ (kPa)	$E_D$ (kPa)	$I_D$	$K_D$	$U_D$	$[\chi \cdot (u_a - u_w)]$ (kPa)	$u_0$ (kPa)	$K_0$	$\phi$	OCR	M(kPa)	Su(kPa)	Classificação
0,2	365,4	1134		18,6	42,8	26670	2,10	8,5		39,03		1,19	39,8		66405		Areia Siltosa
0,4	332,2	854		17,7	46,1	18108	1,57	7,2		39,03		1,06	39	10,9	44471		Silte Arenoso
0,8	256,2	694		17,7	36,6	15193	1,71	7,0		22,49		1,04	38,8	10,4	37186		Silte Arenoso
1,0	226,9	859		18,6	41,1	21934	2,79	5,5		22,49		0,90	37,7		51646		Areia Siltosa

**Quadro 4.28** Apresentação dos resultados obtidos para a região A – DMTA0.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	377	960		17	3	20221	1,55	113,0			11,1	49,1	798	96975		Silte Arenoso
0,4	333	790		18	7	15849	1,37	47,1			4,9	46,6	204	62885		Silte Arenoso
0,6	286	680		17	10	13663	1,38	28,6			3,1	44,8	93,4	47736		Silte Arenoso
0,8	269	600		17	13	11477	1,23	20,2			2,3	43,5	54,2	36306		Silte Arenoso
1	234	565		17	17	11477	1,41	14,0			1,7	42	30,8	32365		Silte Arenoso
1,2	224	545		17	20	11113	1,43	11,2			1,4	41	21,7	28983		Silte Arenoso
1,4	203	450		17	23	8562	1,22	8,7			1,2	39,9	14,6	21336		Silte Arenoso
1,6	208	460		17	27	8744	1,21	7,8			1,1	39,3	12,3	21634		Silte Arenoso
1,8	195	400		17	30	7105	1,05	6,5			1,4		9,25	17216	28,75	Silte
2	206	500	14,5	17	33	10202	1,43	6,2	0,07	0,4	1,0	38,3	8,67	24562		Silte Arenoso
2,2	189	410	20,5	17	34	7651	1,18	5,4	0,10	2,4	1,2		7,02	17961	26,36	Silte
2,4	186	360	41,5	16	33	6012	0,95	5,5	0,20	4,3	1,2		7,06	14122	25,72	Argila Siltosa
2,6	187	350	34,5	16	35	5647	0,90	5,2	0,16	6,3	1,2		6,6	13142	25,24	Silte
2,8	172	340	24,5	17	38	5830	1,03	4,2	0,10	8,2	1,0		4,77	12816	21,68	Silte
3	174	295	41,5	19	46	4190	0,74	3,6	0,19	10,2	0,9		3,65	8656	20,81	Silte Argiloso
3,2	190	285	64,5	19	47	3279	0,53	3,7	0,29	12,2	0,9		3,93	16347	22,89	Argila Siltosa
3,4	194	320	91,5	20	53	4372	0,70	3,4	0,43	14,1	0,9		3,39	8852,6	22,55	Silte Argiloso
3,5	166	250	66,5	20	54	2915	0,56	2,8	0,34	15,1	0,7		2,5	10423	18,01	Argila Siltosa

**Quadro 4.29** Apresentação dos resultados obtidos para a região A – DMTA1.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	398	989		18	4	20476	1,48	112,8			11,1	49,1	796	98173		Silte Arenoso
0,4	358	739		18	7	13189	1,06	50,8			4,6		229	53259	88,49	Silte
0,6	331	659		18	11	11368	0,99	31,2			3,6		107	40680	72,36	Silte
0,8	291	609		18	14	11003	1,09	20,6			2,8		56,2	35055	57,45	Silte
1	252	554		17	17	10457	1,20	15,1			2,4		34,6	30238	46,00	Silte
1,2	206	529		17	20	11186	1,56	10,3			1,4	40,6	19	28282		Silte Arenoso
1,4	169	429		17	23	8999	1,53	7,2			1,1	39	11	22115		Silte Arenoso
1,6	181	404		17	27	7724	1,23	6,8			1,0	38,7	9,91	18832		Silte Arenoso
1,8	183	364		17	30	6267	0,99	6,1			1,3		8,39	15035	26,58	Silte
2	198	369	16,5	17	32	5902	0,86	6,1	0,08	0,98	1,3		8,4	14163	28,70	Silte
2,2	194	359	16,5	17	34	5720	0,86	5,7	0,09	2,94	1,3		7,46	13536	27,20	Silte
2,4	218	389	16,5	17	35	5902	0,80	6,1	0,08	4,90	1,3		8,36	14156	31,01	Silte
2,6	301	829	16,5	18	39	18290	1,79	7,5	0,05	6,86	1,1	39,2	11,7	45130		Silte Arenoso
2,8	250	499	16,5	17	38	8635	1,03	6,4	0,07	8,83	1,4		8,97	20862	35,38	Silte
3	232	544	16,5	17	39	10821	1,41	5,6	0,07	10,79	0,9	37,8	7,41	25585		Silte Arenoso
3,2	165	509	24,5	18	44	11914	2,25	3,5	0,15	12,75	0,7	35,3		24341		Areia Siltosa
3,4	399	1189	24,5	19	49	27399	2,06	7,9	0,06	14,71	1,1	39,4		67871		Areia Siltosa
3,48	502	1339	24,5	19	51	29039	1,72	9,5	0,05	15,49	1,3	40,3	16,8	72568		Silte Arenoso

**Quadro 4.30** Apresentação dos resultados obtidos para a região B – DMTB0.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	154	470		18	4	10967	2,05	43,6			4,5	46,3		42708		Areia Siltosa
0,4	283	730		18	7	15521	1,58	40,0			4,2	46	158	59189		Silte Arenoso
0,6	226	605		17	10	13153	1,68	22,6			2,5	43,9	64,7	43030		Silte Arenoso
0,8	199	510		17	13	10785	1,56	14,9			1,8	42,2	33,9	31058		Silte Arenoso
1	172	520		18	18	12060	2,02	9,8			1,3	40,4		30147		Areia Siltosa
1,2	189	510		17	20	11149	1,70	9,4			1,3	40,2	16,6	27857		Silte Arenoso
1,4	173	500		18	25	11331	1,88	7,0			1,0	38,9	10,5	27744		Areia Siltosa
1,6	167	415		17	27	8599	1,48	6,3			1,0	38,3	8,76	20725		Silte Arenoso
1,8	134	340	14,0	17	29	7141	1,54	4,6	0,10	1,0	0,8	36,7	5,39	16072		Silte Arenoso
2	194	410	14,0	17	30	7506	1,13	6,3	0,06	2,9	1,4		8,77	18094	27,93	Silte
2,2	201	370	42,0	17	32	5866	0,86	6,2	0,19	4,9	1,3		8,55	14103	28,58	Silte
2,4	188	515	22,0	17	33	11331	1,80	5,5	0,08	6,9	0,9	37,6	7,1	26641		Silte Arenoso
2,6	313	970	39,0	19	40	22808	2,16	7,7	0,10	8,8	1,1	39,3		56361		Areia Siltosa
2,8	344	965	44,0	19	41	21533	1,86	8,1	0,10	10,8	1,1	39,5	13	53422		Areia Siltosa
3	827	2330	45,0	20	46	52138	1,84	17,7	0,04	12,7	2,1	42,9	44,1	158464		Areia Siltosa

**Quadro 4.31** Apresentação dos resultados obtidos para a região B – DMTB1.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,3	248	642		17	5	13663	1,59	49,6			5,1	46,7	221	54883		Silte Arenoso
0,4	299	792		18	7	17124	1,65	42,3			4,4	46,2	172	66184		Silte Arenoso
0,6	265	622		17	10	12388	1,35	26,5			2,9	44,5	83	42397		Silte Arenoso
0,8	252	572		17	13	11113	1,27	18,9			2,2	43,2	48,9	34466		Silte Arenoso
1	215	572		17	17	12388	1,66	12,9			1,6	41,6	27	33953		Silte Arenoso
1,2	207	522		17	20	10931	1,52	10,3			1,4	40,7	19,1	27679		Silte Arenoso
1,4	192	507		17	23	10931	1,64	8,2			1,2	39,6	13,4	27155		Silte Arenoso
1,6	192	402		17	27	7287	1,09	7,2			1,5		10,9	17894	29,09	Silte
1,8	178	367	39,0	17	29	6558	1,07	6,1	0,21	1	1,3		8,39	15736	25,73	Silte
2	193	392	62,0	17	30	6923	1,05	6,2	0,31	3	1,4		8,69	16672	27,71	Silte
2,3	218	407	67,0	17	32	6558	0,89	6,5	0,29	6	1,4		9,35	15908	31,37	Silte
2,4	198	387	35,0	17	33	6558	0,99	5,8	0,15	7	1,3		7,69	15578	27,40	Silte
2,6	188	487	27,0	17	35	10384	1,67	5,2	0,10	9	0,9	37,4	6,51	24116		Silte Arenoso
2,8	376	1032	45,0	19	41	22772	1,80	8,8	0,09	11	1,2	39,9	14,9	56782		Areia Siltosa
3	364	1057	43,0	19	43	24047	1,97	8,1	0,09	13	1,1	39,6	13,2	59699		Areia Siltosa
3,2	347	872	45,0	18	42	18218	1,58	8,0	0,09	15	1,1	39,4	12,7	45151		Silte Arenoso
3,4	582	1432	55,0	19	48	29512	1,51	11,7	0,07	17	1,5	41,2	23,1	78127		Silte Arenoso
3,6	351	907	52,0	18	45	19311	1,68	7,4	0,10	19	1,1	39,1	11,3	47549		Silte Arenoso
3,8	433	1257	50,0	19	50	28601	2,00	8,2	0,07	21	1,2	39,6	13,3	71045		Areia Siltosa
4	863	2107	57,0	19	54	43175	1,48	15,6	0,04	23	1,9	42,4	36,2	126057		Silte Arenoso
4,2	848	3982	17,0	21	64	108758	3,81	12,9	-0,01	25	1,6	41,6		297761		Areia

**Quadro 4.32** Apresentação dos resultados obtidos para a região C – DMTC.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	376	960		18	4	20258	1,6	106,6			10,5	49	728	96025		Silte Arenoso
0,4	332	790		18	7	15886	1,4	47,0			4,8	46,5	203	63005		Silte Arenoso
0,6	285	680		18	11	13700	1,4	26,9			2,9	44,6	85,1	47097		Silte Arenoso
0,8	268	600		17	13	11513	1,2	20,1			2,3	43,5	54	36399		Silte Arenoso
1	233	565		17	17	11513	1,4	14,0			1,7	42	30,6	32442		Silte Arenoso
1,2	224	545		17	20	11149	1,4	11,2			1,4	41	21,6	29052		Silte Arenoso
1,4	202	450		17	23	8599	1,2	8,7			1,2	39,8	14,5	21424		Silte Arenoso
1,6	207	460		17	27	8781	1,2	7,8			1,1	39,3	12,2	21720		Silte Arenoso
1,8	194	400		17	30	7141	1,1	6,5			1,4		9,21	17297	28,65	Silte
2	205	500		17	33	10238	1,4	6,1			1,0	38,2	8,5	24599		Silte Arenoso
2,2	188	410	20,0	17	36	7688	1,2	5,2	0,10	1	1,2		6,6	17890	26,25	Silte
2,4	186	360	41,0	17	37	6048	1,0	4,9	0,21	3	1,1		5,98	13862	25,19	Silte
2,6	186	350	34,0	17	39	5684	0,9	4,7	0,16	5	1,1		5,59	12875	24,71	Silte
2,8	171	340	24,0	17	40	5866	1,0	4,1	0,11	7	1,0		4,53	12754	21,63	Silte
3	173	295	41,0	16	38	4226	0,7	4,3	0,20	9	1,0		4,83	9315	21,90	Silte Argiloso
3,2	189	285	64,0	16	40	3316	0,5	4,5	0,30	11	1,1		5,25	16330	24,12	Argila Siltosa
3,4	193	320	91,0	16	41	4409	0,7	4,4	0,43	13	1,1		5,08	9815	24,20	Silte Argiloso
3,6	165	250	66,0	16	42	2951	0,6	3,6	0,34	15	0,9		3,66	10374	19,15	Argila Siltosa
3,8	159	255	37,0	16	43	3316	0,7	3,3	0,14	16	0,9		3,24	6626	17,84	Silte Argiloso
4	163	295	22,0	16	44	4591	0,9	3,3	0,02	18	0,8		3,15	9099	17,92	Silte
4,2	141	305	19,0	16	46	5684	1,4	2,7	-0,01	20	0,6	33,8	2,29	10099		Silte Arenoso
4,4	283	620	27,0	17	51	11696	1,3	5,1	0,02	22	0,9	37,3	6,37	27072		Silte Arenoso
4,6	271	645	32,0	17	52	12971	1,5	4,7	0,03	24	0,8	36,9	5,62	29411		Silte Arenoso
4,8	218	555	27,0	17	54	11696	1,8	3,6	0,00	26	0,7	35,4	3,63	24128		Silte Arenoso
5	200	600	51,0	18	60	13882	2,3	2,9	0,13	28	0,6	34,2		25766		Areia Siltosa
5,2	219	540	52,0	17	56	11149	1,7	3,3	0,12	30	0,7	35,1	3,28	22351		Silte Arenoso
5,4	551	1355	14,0	19	68	27909	1,6	7,6	-0,04	32	1,1	39,2	11,8	68888		Silte Arenoso
5,6	669	2030	47,0	20	76	47220	2,1	8,4	0,02	34	1,2	39,7		117450		Areia Siltosa
5,8	835	2180	54,0	19	75	46673	1,7	10,7	0,02	36	1,4	40,8	20,1	119575		Silte Arenoso
6	755	3880	57,0	20	80	108431	4,4	9,0	0,03	38	1,2	40		261216		Areia

Analisando-se os resultados obtidos do ensaio dilatométrico sem a influência do fenômeno da sucção, para o campo experimental de Viçosa, verifica-se que alguns valores de  $K_D$ , acima do nível d'água, se mostram demasiadamente superiores quando comparados aos mesmos abaixo do nível d'água. Marchetti (1980) faz referência ao cálculo deste parâmetro considerando-se que o solo esteja em condições saturadas, podendo então justificar a incoerência de alguns resultados obtidos de  $K_D$  acima do nível d'água. O mesmo se repete para os resultados do OCR,  $K_O$ ,  $M_D$  e  $\phi$  acima do nível d'água, visto que os mesmos são calculados em função do parâmetro  $K_D$ .

Comparando-se tais parâmetros influenciados pela sucção, observa-se que os valores de OCR foram praticamente idênticos aos mesmos obtidos pelo ensaio edométrico. Quanto ao parâmetro  $M_D$  do ensaio dilatométrico, este se mostrou mais conservador aos resultados sem a análise da sucção, visto que este também está em função de  $E_D$ , que por sua vez independe do fenômeno citado acima. Apesar do parâmetro  $\phi$  ter sido minorado com a consideração da sucção no solo, este ainda se encontra muito elevado quando comparado ao mesmo obtido no ensaio triaxial  $CIU_{nat}$ , para a camada de 0,7 a 1,0 m da região 4.

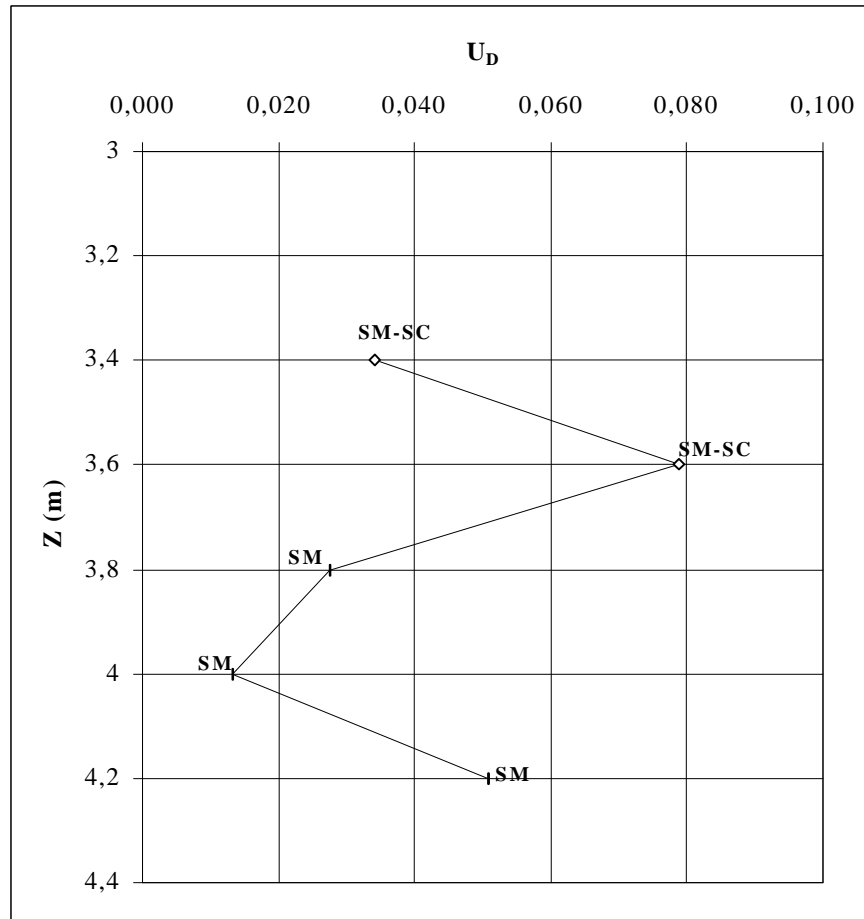
Os resultados obtidos para o peso específico natural, para a região 4 até a cota de 1 m, se encontravam majorados em 8 a 20 % quando comparados aos mesmos obtidos através dos ensaios de adensamento, podendo-se então considerar sua estimativa através do ensaio DMT relevante.

Fazendo-se um estudo comparativo entre a classificação quanto ao tipo de solo encontrado pelo ensaio DMT e pela classificação unificada, verifica-se que tal determinação feita através do ensaio DMT, mostra-se pouco precisa quanto à predominância de argila, devido o solo argiloso possuir comportamento mecânico semelhante aos siltes e areia finas.

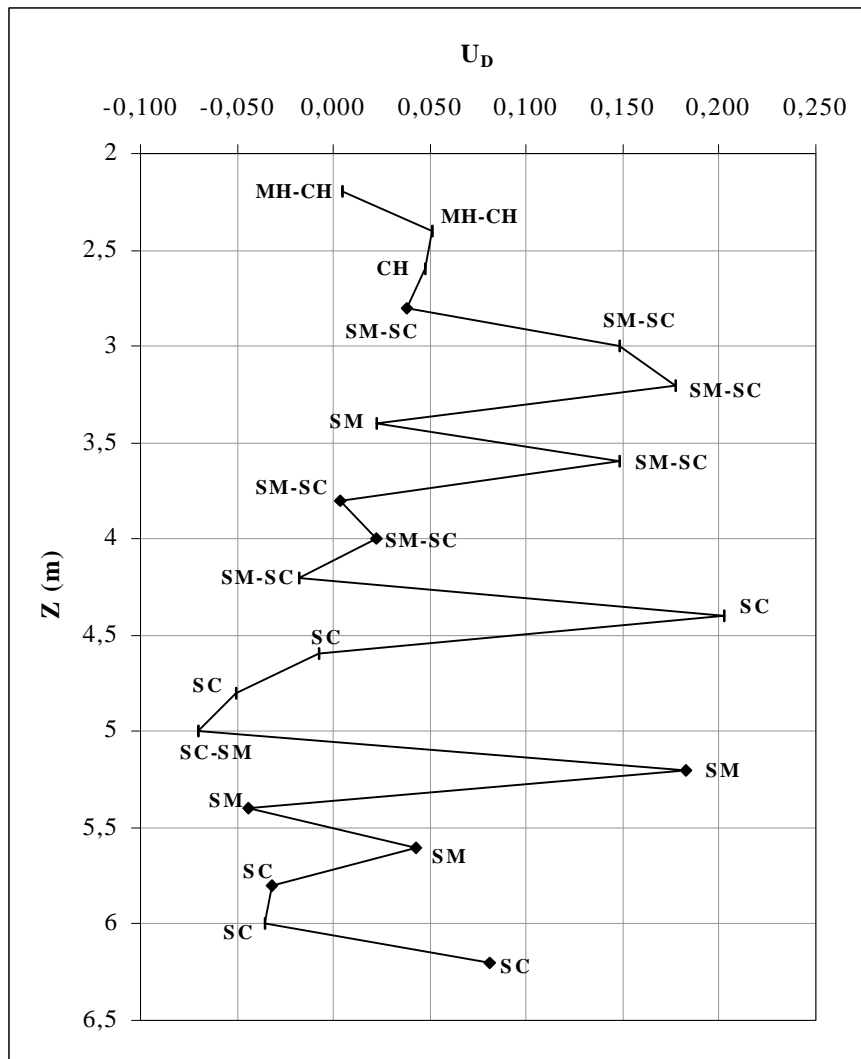
Lutenegger e Kabir (1988) fazem referência à determinação de valores de  $U_D$  elevados na presença de solos possuidores de argila como material predominante, caracterizando-os como camadas drenantes. Porém, não se encontrou a mesma correspondência de valores quando analisadas as Figuras

4.16 e 4.17, ou seja, não houve correspondência entre os valores elevados de  $U_D$  e os solos argilosos.

Segundo a literatura consultada, para regiões livremente drenadas, no caso das areias, os valores de  $p_2$  e  $u_0$  deveriam ser muito próximos, o que não foi obtido para os solos estudados.



**Figura 4.16** Verificação da correspondência entre os valores de  $U_D$  e a classificação unificada - região 3.



**Figura 4.17** Verificação da correspondência entre os valores de  $U_D$  e a classificação unificada - região 4.

#### 4.2.2.2. - Ensaios Dilatométricos Realizados no Campo Experimental de Serra – E.S.

Os Quadros 4.33, 4.34 e 4.35 apresentam os resultados dos parâmetros obtidos através dos ensaios DMTs, DMT1, DMT2 e DMT3.

Não foi encontrado o nível d'água através destes ensaios até as cotas investigadas.

**Quadro 4.33** Apresentação dos resultados obtidos para o campo experimental de Serra – E.S. – DMT1.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	26,6	36,0		15	2,9	328	0,36	9,0			1,72		15,5	785,29	4,26	Argila Muito Mole/Turfa
0,5	95,6	231,0		16	7,8	4700	1,42	12,2			1,53	41,4	24,7	12628		Silte Arenoso
0,6	56,1	181,0		17	10,0	4336	2,23	5,6			0,91	37,8		10241		Areia Siltosa
0,8	39,1	101,0		16	12,6	2150	1,59	3,1			0,67	34,7	2,94	4169		Silte Arenoso
1	42,2	101,0		16	15,7	2040	1,39	2,7			0,63	33,9	2,34	3654,1		Silte Arenoso
1,2	69,6	226,0		17	20,0	5429	2,25	3,5			0,71	35,3		11080		Areia Siltosa
1,4	140,6	381,0		17	23,3	8344	1,71	6,0			0,95	38,1	8,23	19977		Silte Arenoso
1,6	141,3	471,0		18	28,2	11441	2,33	5,0			0,85	37,2		26345		Areia Siltosa
1,8	238,8	621,0		17	30,0	13262	1,60	8,0			1,13	39,4	12,7	32871		Silte Arenoso
2	264,3	741,0		19	37,3	16541	1,80	7,1			1,05	38,9	10,6	40551		Areia Siltosa
2,2	315,8	761,0		18	38,8	15448	1,41	8,1			1,15	39,5	13,1	38349		Silte Arenoso
2,4	359,3	941,0		18	42,4	20185	1,62	8,5			1,18	39,7	14	50237		Silte Arenoso
2,6	403,3	1111,0		18	45,9	24557	1,75	8,8			1,21	39,9	14,8	61224		Silte Arenoso
2,8	522,8	1451,0		19	52,2	32209	1,78	10,0			1,33	40,5	18,2	80585		Silte Arenoso
3	580,3	1561,0		19	57,4	34030	1,69	10,1			1,34	40,6	18,5	85445		Silte Arenoso
3,2	541,3	1501,0		19	61,2	33302	1,77	8,8			1,22	39,9	15	83048		Silte Arenoso
3,4	613,3	1531,0		19	65,0	31844	1,50	9,4			1,27	40,2	16,6	79566		Silte Arenoso
3,6	607,1	1551,0		19	68,8	32755	1,55	8,8			1,21	39,9	14,9	81675		Silte Arenoso
3,8	659,8	1861,0		20	74,5	41682	1,82	8,9			1,22	39,9	15	103950		Areia Siltosa
4	784,6	2201,0		20	78,5	49151	1,81	10,0			1,33	40,5	18,2	122878		Areia Siltosa

**Quadro 4.34** Apresentação dos resultados obtidos para o campo experimental de Serra – E.S. – DMT2.

Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,2	26,6	36		16	3,1	328	0,36	8,5			1,65		14	763,6	4,19	Argila Siltosa
0,5	95,6	231		17	8,3	4700	1,42	11,5			1,46	41,1	22,5	12358		Silte Arenoso
0,6	56,1	181		17	10,0	4336	2,23	5,6			0,91	37,8		10241		Areia Siltosa
0,8	39,1	101		16	12,6	2150	1,59	3,1			0,67	34,7	2,94	4169		Silte Arenoso
1	42,2	101		16	15,7	2040	1,39	2,7			0,63	33,9	2,34	3654,1		Silte Arenoso
1,2	69,6	226		17	20,0	5429	2,25	3,5			0,71	35,3		11080		Areia Siltosa
1,4	140,6	381		17	23,3	8344	1,71	6,0			0,95	38,1	8,23	19977		Silte Arenoso
1,6	141,3	471		18	28,2	11441	2,33	5,0			0,85	37,2		26345		Areia Siltosa
1,8	238,8	621		18	31,8	13262	1,60	7,5			1,09	39,2	11,6	32711		Silte Arenoso
2,1	264,3	741		19	39,1	16541	1,80	6,8			1,02	38,7	9,84	40307		Areia Siltosa
2,2	315,8	761		18	38,8	15448	1,41	8,1			1,15	39,5	13,1	38349		Silte Arenoso
2,4	359,3	941		19	44,7	20185	1,62	8,0			1,14	39,5	12,9	50065		Silte Arenoso
2,6	403,3	1111		19	48,4	24557	1,75	8,3			1,17	39,7	13,6	61054		Silte Arenoso
2,8	522,8	1451		19	52,2	32209	1,78	10,0			1,33	40,5	18,2	80585		Silte Arenoso
3	580,3	1561		19	55,9	34030	1,69	10,4			1,36	40,7	19,2	86282		Silte Arenoso
3,2	541,3	1501		19	59,6	33302	1,77	9,1			1,24	40,1	15,6	83126		Silte Arenoso
3,4	613,3	1531		18	60,0	31844	1,50	10,2			1,35	40,6	18,8	80263		Silte Arenoso
3,6	607,1	1551		19	68,8	32755	1,55	8,8			1,21	39,9	14,9	81675		Silte Arenoso
3,8	659,8	1861		20	74,5	41682	1,82	8,9			1,22	39,9	15	103950		Areia Siltosa
4	784,6	2201		20	78,5	49151	1,81	10,0			1,33	40,5	18,2	122878		Areia Siltosa

**Quadro 4.35** Apresentação dos resultados obtidos para o campo experimental de Serra – E.S. – DMT3.

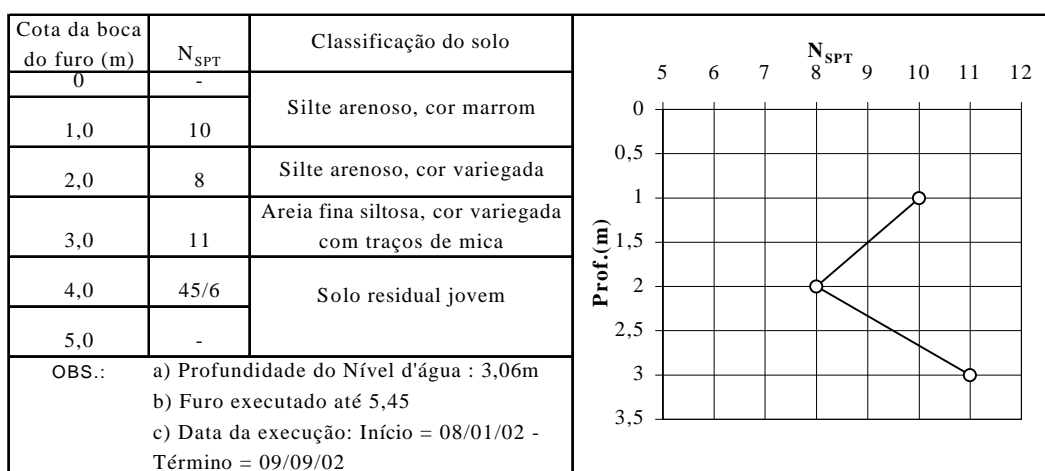
Z(m)	p <sub>0</sub> (kPa)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	σ <sub>v</sub> ' (kPa)	E <sub>D</sub> (kPa)	I <sub>D</sub>	K <sub>D</sub>	U <sub>D</sub>	u <sub>0</sub> (kPa)	K <sub>0</sub>	φ	OCR	M (kPa)	Su (kPa)	Classificação
0,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0,4	96,4	519,0		18	7,06	14665	4,39	13,6			1,67	41,9		40982		Areia
0,6	78,9	449,0		17	10,00	12843	4,69	7,9			1,12	39,4		29458		Areia
0,8	127,6	524,0		18	14,12	13754	3,11	9,0			1,23	40		33177		Areia Siltosa
1	139,9	489,0		18	17,65	12115	2,50	7,9			1,13	39,4		30017		Areia Siltosa
1,2	139,4	499,0		18	21,18	12479	2,58	6,6			1,00	38,5		30298		Areia Siltosa
1,4	192,1	599,0		18	24,71	14119	2,12	7,8			1,11	39,3		34928		Areia Siltosa
1,6	232,9	729,0		19	29,81	17216	2,13	7,8			1,12	39,4		42607		Areia Siltosa
1,8	273,4	969,0		19	33,54	24138	2,54	8,2			1,15	39,6		59931		Areia Siltosa
2,1	317,9	1129,0		19	39,13	28146	2,55	8,1			1,15	39,5		69865		Areia Siltosa
2,2	360,9	1109,0		19	40,99	25960	2,07	8,8			1,21	39,9		64727		Areia Siltosa
2,4	367,9	1179,0		19	44,72	28146	2,20	8,2			1,16	39,6		69924		Areia Siltosa
2,6	414,4	1299,0		19	48,44	30696	2,13	8,6			1,19	39,8		76433		Areia Siltosa
2,8	441,6	1279,0		19	52,17	29057	1,90	8,5			1,18	39,7	14	72310		Areia Siltosa
3	470,9	1429,0		20	58,84	33247	2,03	8,0			1,14	39,5		82439		Areia Siltosa
3,2	508,9	1509,0		20	62,76	34704	1,97	8,1			1,15	39,5	13,1	86133		Areia Siltosa
3,4	418,1	1329,0		19	63,35	31607	2,18	6,6			1,00	38,6		76775		Areia Siltosa
3,6	502,9	1629,0		20	70,61	39077	2,24	7,1			1,05	38,9		95841		Areia Siltosa
3,8	727,6	2279,0		20	74,53	53833	2,13	9,8			1,30	40,4		134569		Areia Siltosa
4	813,4	2454,0		20	78,45	56930	2,02	10,4			1,36	40,7		144270		Areia Siltosa

Novamente foi observado que a classificação quanto ao tipo de solo, dada pelo ensaio DMT, é pouco sensível à diferenciação dada entre argila e silte, se comparados com os resultados obtidos pela classificação unificada.

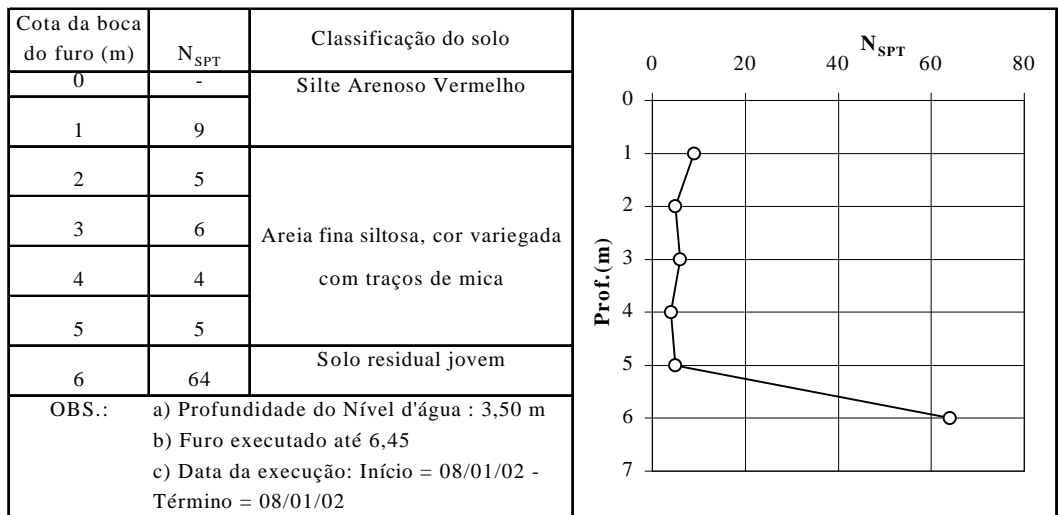
#### 4.2.3. Sondagem de Simples Reconhecimento à Percussão, SPT

##### 4.2.3.1. Ensaio SPT realizado no campo experimental de Viçosa

As Figuras 4.18 e 4.19 apresentam os resultados dos ensaios realizados nas regiões 3 e 4.

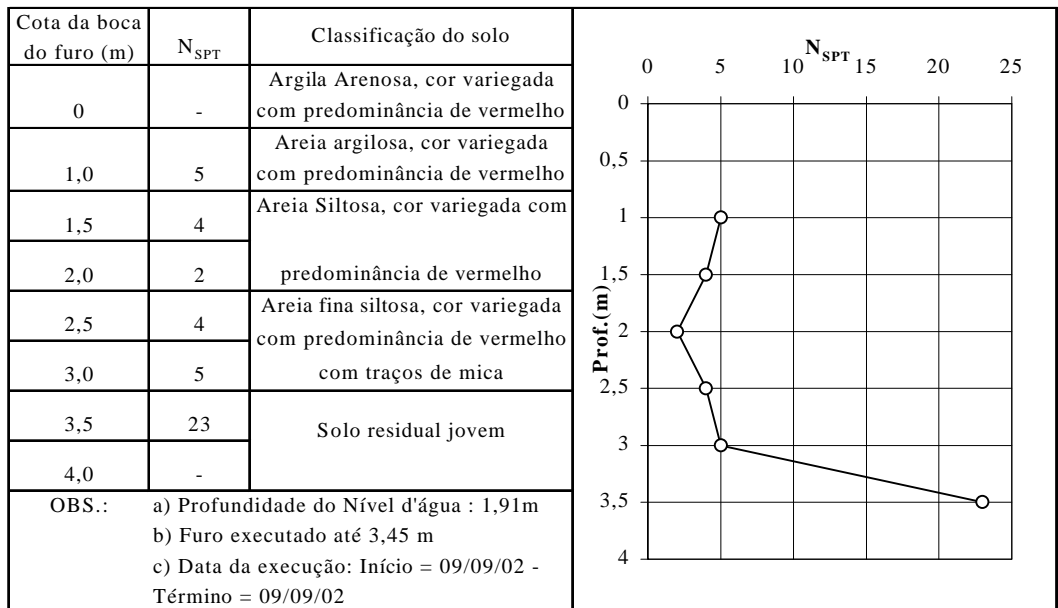


**Figura 4.18** Resultados do ensaio SPT realizados na região 3.

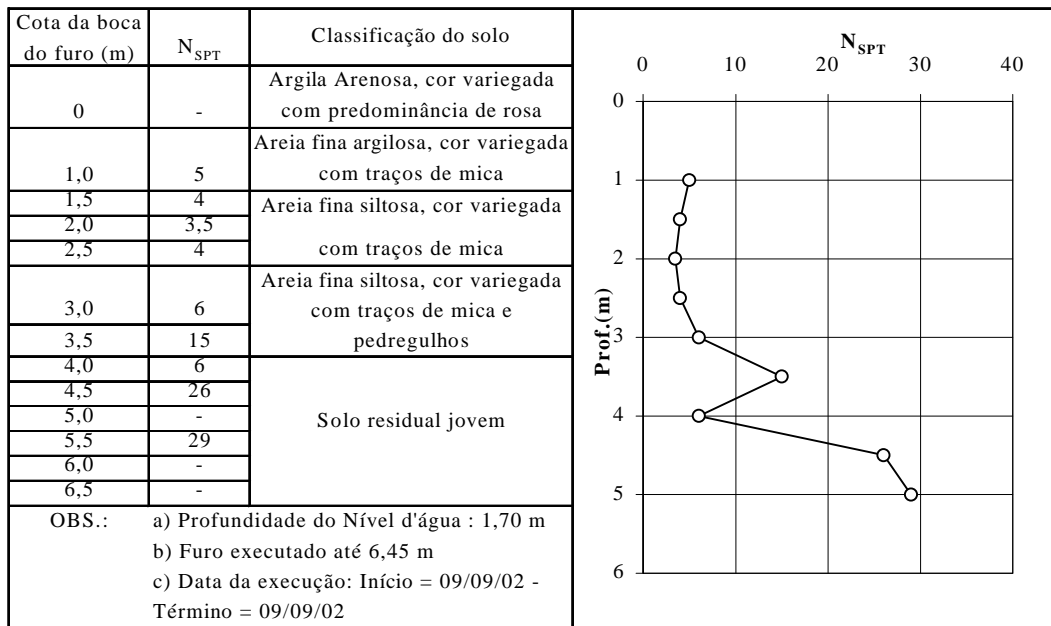


**Figura 4.19** Resultados do ensaio SPT realizados na região 4.

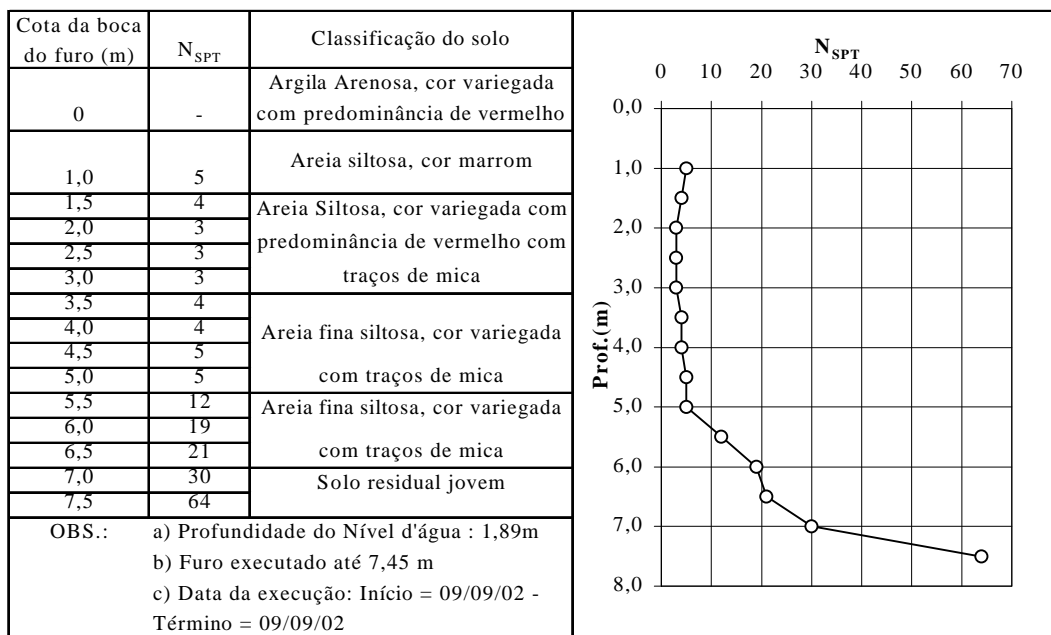
As Figuras 4.20, 4.21 e 4.22 apresentam os resultados dos ensaios realizados nas regiões A, B e C.



**Figura 4.20** Resultados do ensaio SPT realizados na região A.



**Figura 4.21** Resultados do ensaio SPT realizados na região B.



**Figura 4.22** Resultados do ensaio SPT realizados na região C.

Admitiu-se que todos os ensaios SPT realizados no campo experimental de Viçosa possuíam eficiência teórica de 72%.

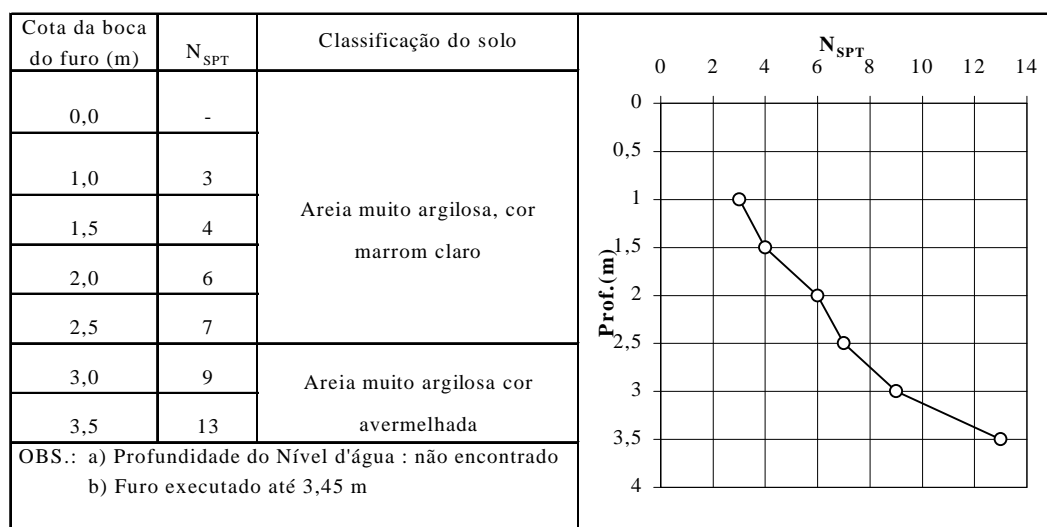
Analisando-se a região 3 em termos de resistência, verifica-se que um crescimento acentuado do N<sub>SPT</sub> para a cota de 4,45 m. Tal observação torna-se

coerente com a resposta obtida pelo ensaio PMT, de  $P_L$ , a partir de 4 m, bem como a homogeneidade de valores tanto em termos do  $N_{SPT}$  quanto de  $P_L$  acima das cotas citadas.

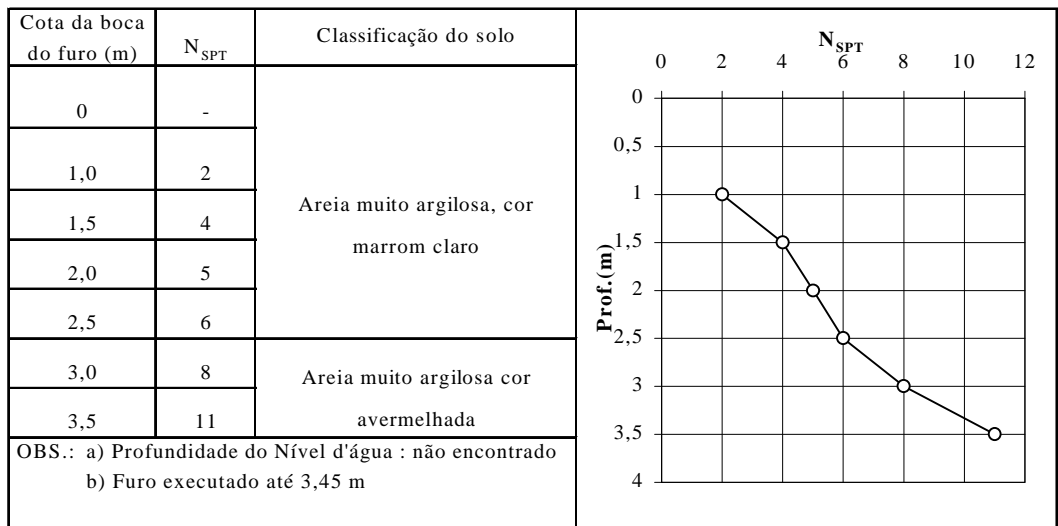
Quanto aos resultados de  $P_L$  e  $N_{SPT}$ , para a região 4, observa-se que estes são menores que os mesmos da região 3 e existe também uma correspondência na ordem de grandeza de tais valores quando são comparados. Para as regiões B e C também se encontrou certa correspondência do  $N_{SPT}$  e de  $P_L$  com a profundidade. Já na região A, verificou-se certa contradição entre tais parâmetros na cota de 2,80 m.

#### 4.2.3.2. Ensaio SPT Realizado no Campo Experimental de Serra – E.S.

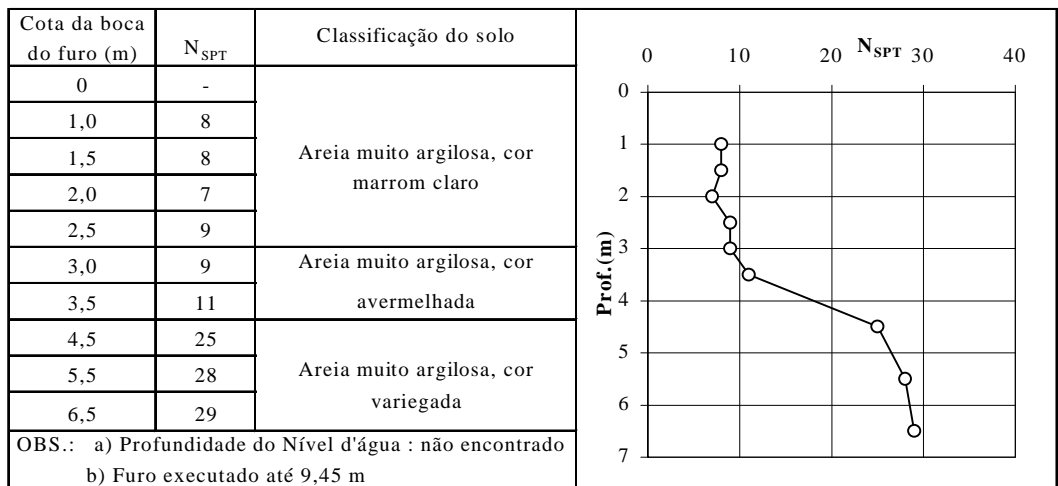
As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam os resultados dos ensaios  $SPT_S$  realizados no campo experimental de Serra – E.S.



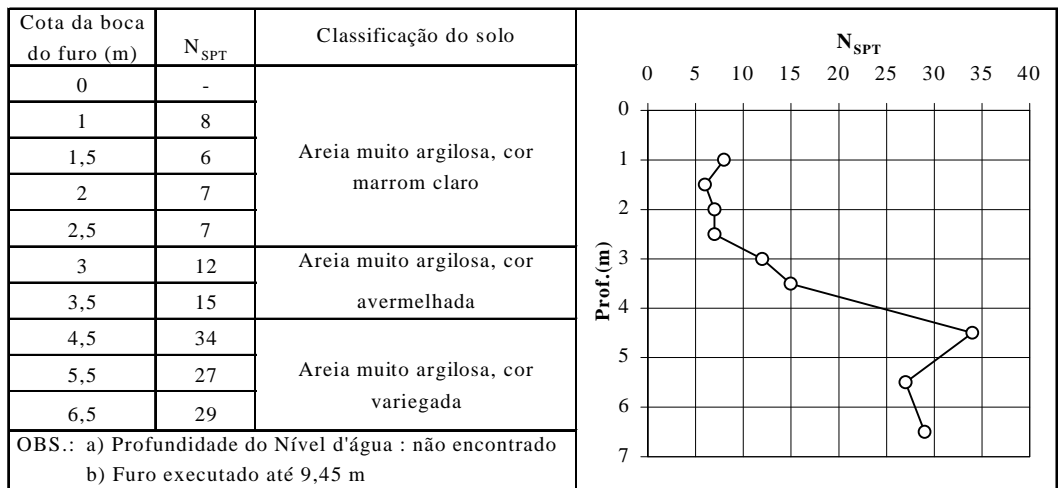
**Figura 4.23** Resultados do ensaio SPT realizados na região F – SPT1.



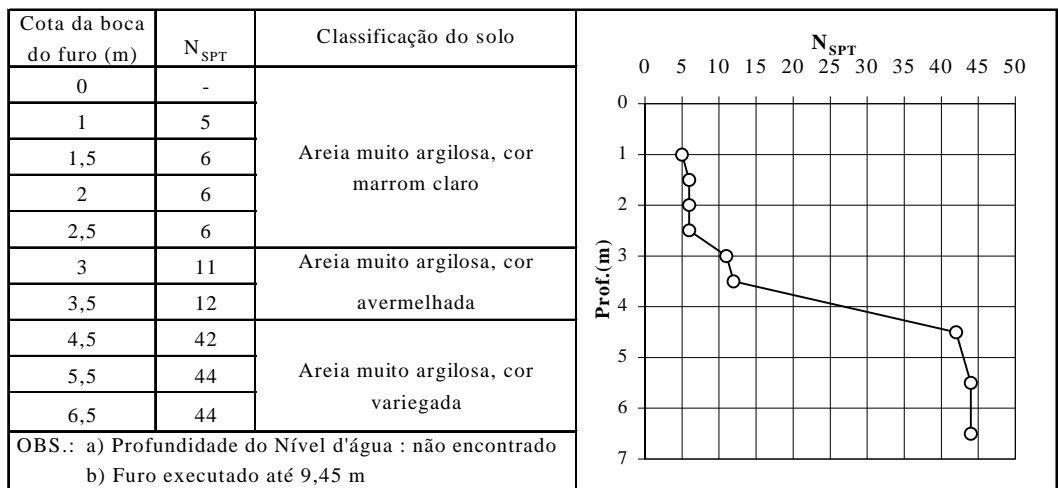
**Figura 4.24** Resultados do ensaio SPT realizados na região F – SPT2.



**Figura 4.25** Resultados do ensaio SPT realizados na sub-região R- SPT3.



**Figura 4.26** Resultados do ensaio SPT realizados na sub-região R - SPT4.



**Figura 4.27** Resultados do ensaio SPT realizados na sub-região R - SPT5.

Dando continuidade da correspondência do  $N_{SPT}$  e de  $P_L$  entre os ensaios SPT2 e PMT1, SPT3 e PMT3, respectivamente, também se verifica uma coerência entre seus valores, em função da profundidade.

#### 4.2.4. Ensaio Penetrométricos Dinâmicos Manuais, PDM

Os ensaios PDM foram realizados exclusivamente no campo experimental de Serra, pelo mestrando da UFES Mello Júnior, 2002.

Segundo Mello Júnior os ensaios D, D1, D2, D3, D4 e D5, que foram realizados em novembro de 2000, serviram para a escolha da área de menor resistência do solo para instalação de seu campo experimental. Entre dezembro de 2000 e janeiro de 2001, foram executados os ensaios adicionais D3A, D3B, D4A, D4B, D6, D7, D9, D10, D11, D12, D13 e D14, para melhor identificação da área experimental. Finalmente em junho de 2001, foram realizados os ensaios P15, P16, P17, P18, P19, P20, P21, P22, P23, P24, P24A, P25 e P26 para melhor identificação do local da prova de carga realizada pelo mesmo. Nesta Tese de Mestrado, não serão relatados dados correspondentes a tal prova de carga.

No Quadro 4.36 são mostrados os resultados dos locais onde o solo apresentou índices de resistência menos elevados, região “F” e o Quadro 4.37 mostra os demais resultados realizados na área experimental, subárea “R”.

Mello Júnior (2002) subdividiu o perfil geotécnico investigado em termos da resistência à penetração em três camadas. A camada denominada camada I possui aproximadamente 0,4 m de espessura e é constituída por uma capa dura de solo ressecado. A camada II, situada de 0,4 a 2 m de profundidade, apresentou  $N_{PDM}$  de 11,7 na região “F” e de 20,3 na subárea “R”. A camada III situada de 2 a 3 m de profundidade apresentou  $N_{PDM}$  médio de 26,4 na região “F” e de 33,3 na subárea “R”.

Segundo Mello Júnior (2002), os resultados de  $P_L$  e  $N_{SPT}$ , para a região “F”, também foram menores que os mesmos encontrados na subárea “R”, confirmando, através dos ensaios SPT e PMT, a pré-análise realizada na região “F”.

**Quadro 4.36** Resultados dos ensaios PDM, caracterizando o solo menos resistente da área experimental- Região F

Profund. (m) <sup>(1)</sup>	D3A	D3B	D4	D4A	D4B	D6	D8	D10	D11	P18	P20	P24	P24A	P25	Média <sup>(2)</sup>	
0,0 a 0,2	90	61	26	31	22	35		21	44	43	55	37	39	24	40,6	Camada I
0,2 a 0,4	22	14	23	15	15	19	16	15	16	15	31	29	22	15	19,1	
0,4 a 0,6	14	9	11	11	8	11	12	10	12	11	15	20	17	14	12,5	Camada II
0,6 a 0,8	12	9	7	8	6	9	9	8	9	10	13	15	18	13	10,4	N <sub>PDM</sub> <sup>(3)</sup> média
0,8 a 1,0	11	8	10	8	7	11	6	9	9	11	12	12	12	12	9,9	
1,0 a 1,2	8	7	13	5	9	14	8	11	12	10	11	11	12	11	10,1	11,7
1,2 a 1,4	8	12	10	9	12	14	9	12	16	14	14	15	16	12	12,4	
1,4 a 1,6	9	10	18	9	11	13	12	11	11	16	16	7	5	14	11,6	s-N <sub>PDM</sub> <sup>(4)</sup>
1,6 a 1,8	15	13	18	12	17	14	14	11	14	14	16	1	2	18	12,8	3,7
1,8 a 2,0	17	13	20	13	15	12	16	12	16	16	17	3	8	22	14,3	
2,0 a 2,2	19	20		20	18	15	16	20	19	18	19	7	16	22	17,6	Camada III
2,2 a 2,4	24	19		22	26	18	20	21	23			16	15		20,4	N <sub>PDM</sub> 26,4
2,4 a 2,6	30	22		26	28	20	26	27	35			25			26,6	
2,6 a 2,8		32				22		29	42						31,3	s-N <sub>PDM</sub> <sup>(4)</sup> 6,7
2,8 a 3,0		36													36,0	

(1) Profundidades a partir do nível natural do terreno.

(2) Média dos resultados de cada profundidade.

(3) Média dos resultados da camada.

(4) Desvio padrão da camada.

**Quadro 4.37** Resultados dos ensaios PDM, caracterizando o solo mais resistente da área experimental- Região R.

Profund. (m) <sup>(1)</sup>	D	D1	D2	D3	D5	D7	D9	D12	D13	D14	P15	P16	P17	P19	P21	P22	P23	P26	Média <sup>(2)</sup>	
0,0 a 0,2	43	30	40	57	29		45	61	70	47	45	58	45	39	34	38	53	38	45,4	Camada I
0,2 a 0,4	31	40	56	33	42	31	19	37	26	28	27	26	49	35	26	32	25	30	32,9	
0,4 a 0,6	13	35	44	15	26	26	21	30	13	20	23	24	39	30	18	28	19	32	25,3	Camada II
0,6 a 0,8	14	26	30	13	19	17	24	25	16	17	21	24	38	32	19	23	16	22	22,0	N <sub>PDM</sub> <sup>(3)</sup> média
0,8 a 1,0	12	22	34	18	20	11	16	20	15	16	15	11	31	31	17	15	14	23	18,9	
1,0 a 1,2	11	24	17	18	25	9	14	18	11	12	15	13	26	32	13	18	13	19	17,1	20,3
1,2 a 1,4	17	27	31	20	21	16	13	19	19	13	10	14	28	27	14	19	15	17	18,9	
1,4 a 1,6	20	26	30	21	26	19	12	17	17	15	20	17	25	25	14	18	18	19	19,9	s-N <sub>PDM</sub> <sup>(4)</sup> 3,7
1,6 a 1,8	22	24	28	30	24	16	12	17	15	15	22	17	21	20	14	19	17	18	19,5	
1,8 a 2,0	24	18	28	33	29	18	14	21	19	10	22	20	20	25	17	22	20	19	21,1	
2,0 a 2,2	22	22				19	15	28	25	22	25	21		24	22	30	20	22	22,6	Camada III
2,2 a 2,4	24	30				19	21	32	29	31									26,6	N <sub>PDM</sub> <sup>(3)</sup> 33,3
2,4 a 2,6	28	35				28	50	28	30	38									33,9	
2,6 a 2,8	40	42						37	32	40									38,2	s-N <sub>PDM</sub> <sup>(4)</sup> 6,7
2,8 a 3,0	46	44																	45,0	

### 4.3. Correlações entre Parâmetros Geotécnicos

#### 4.3.1. Módulo de Elasticidade (E) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )

Mitchell e Gardner (1975) propuseram uma correlação entre o  $N_{SPT}$  e o E, porém, não evidenciaram qual a metodologia adotada para a determinação do módulo. Considerando-se que o módulo seja obtido através de prova de carga, pode-se verificar a validade do parâmetro E, visto que este se assemelha com o módulo de elasticidade calculado com amostra com umidade natural, no ensaio triaxial adensado e drenado.

Analisando-se então a relação entre os módulos de elasticidade drenados, com tensão confinante de 50 kPa, das amostras indeformadas retiradas na cota de 0,7 m a 1,0 m, localizada na região 4 do campo experimental de Viçosa, a que mais se adequa à relação citada acima é o módulo secante a 50% da tensão desvio máxima, cujo valor é 19.315 kPa. A razão calculada entre E e o  $N_{SPT}$  (valor do  $N_{SPT}=10,8$ ) é 17,88. Tal valor se aproxima da relação dada por Mitchell e Gardner (1975) para areias limpas sobreadensadas, porém, para que haja a confiabilidade do uso das equações 2.39 a 2.41, seria necessário um maior número de dados a serem correlacionados. Utilizando-se a Figura 2.11 desenvolvida por Callanar e Kulhawy (1985), introduziu-se o valor do  $N_{SPT}$  de 10,8 e do módulo de Young secante a 25% da tensão desvio máxima encontrando-se a determinação de uma areia normalmente adensada. Logo, não houve a correspondência entre a classificação encontrada pela Figura 2.11 e pelo ensaio de adensamento (solo pré-adensado).

#### **4.3.2. Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )**

As Figuras 4.28 a 4.30 apresentam os gráficos dos parâmetros para os ensaios realizados no campo experimental de Viçosa, testando-se a validade da correlação entre  $M_D$ , obtido pelo ensaio DMT, e o  $N_{SPT}$  (eficiência de 60%) desenvolvida por Schmertmann e Crapps (1988) (equação 2.47). Seguem, também, os Quadros 4.38, 4.39 contendo os dados referentes às Figuras citadas acima.

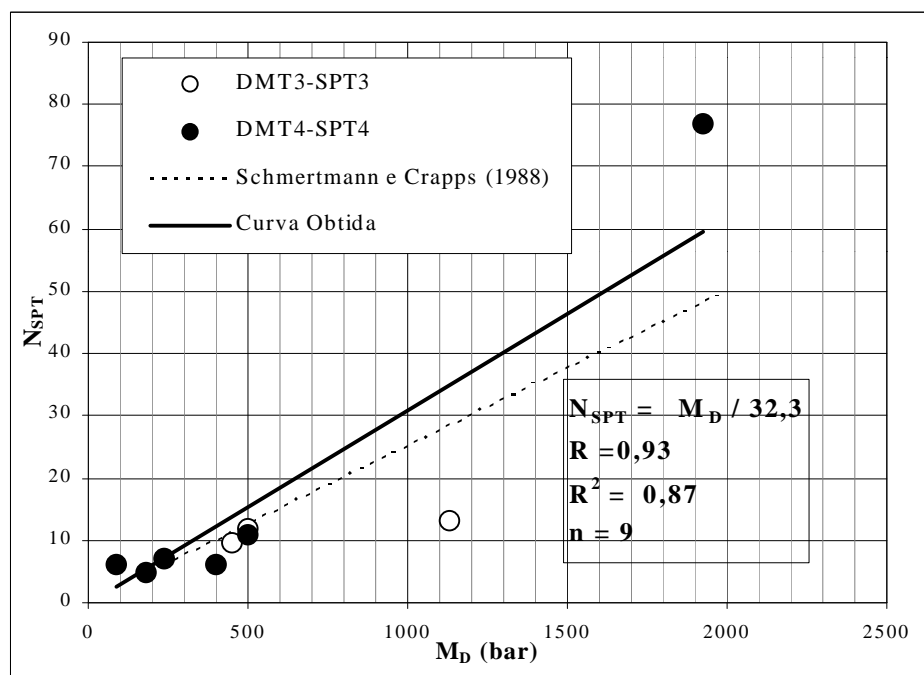
Nas Figuras abaixo,  $R$  é o coeficiente de correlação que mede o grau de associação entre 2 variáveis aleatórias,  $R^2$  é o coeficiente de determinação que fornece uma informação verificando se o modelo proposto é adequado ou não para descrever a regressão aplicada e  $n$  é o número de pontos correlacionados. Aplicou-se também o teste “t”, verificando-se a existência do parâmetro independente ao nível de 5% da probabilidade.

Devido a tal correlação ter sido desenvolvida em campo experimental norte-americano, considerou-se que a eficiência do  $N_{SPT}$  fosse de 60 %, sendo então os ensaios realizados em tal Tese convertidos para tal eficiência através da aplicação da equação 2.38.

Para a verificação desta correlação, foi feita uma média aritmética dos valores do módulo tangente da tensão confinada, obtidos pelo ensaio DMT, correspondentes ao intervalo para o qual o  $N_{SPT}$  foi obtido.

**Quadro 4.38** Valores correspondentes do  $N_{SPT}$  e de  $M_D$  (bar), das regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa, para verificação da correlação obtida por Schmertmann e Crapps (1988).

DMT3-SPT3	Z(m)	$N_{SPT}$	$M_D$ (bar)
	1,45	12	499
2,45	9,6	450	
3,45	13,2	1129	
DMT4-SPT4	1,45	10,8	499
	2,45	6	401
	3,45	7,2	239
	4,45	4,8	184
	5,45	6	87
	6,45	76,8	1928

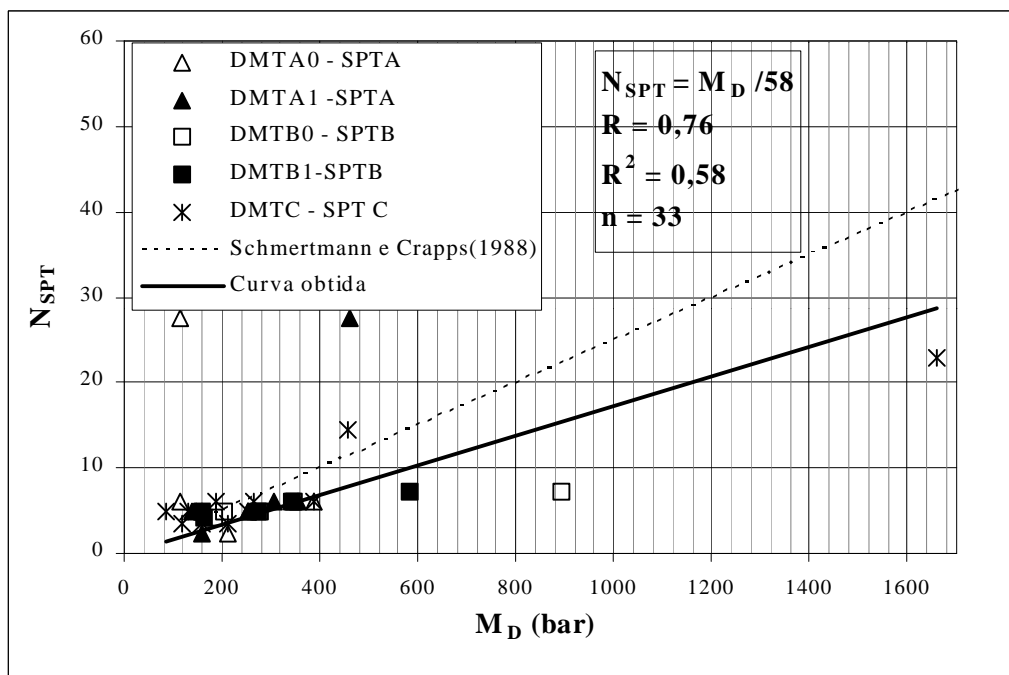


**Figura 4.28** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $M_D$  para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.

Na Figura acima se observa valores bastante consideráveis de  $R$  e  $R^2$  devido a existência de um número reduzido de pontos.

**Quadro 4.39-** Valores correspondentes do  $N_{SPT}$  e de  $M_D$  (bar), das regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa, para verificação da correlação obtida por Schmertmann e Crapps (1988).

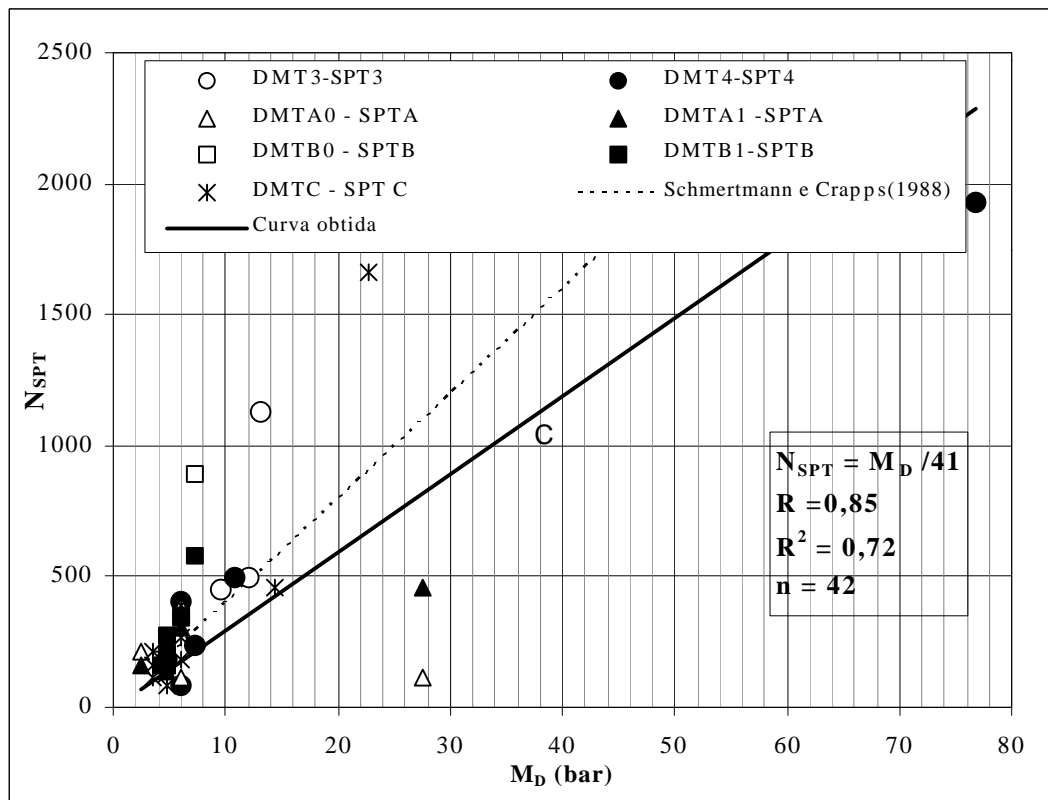
	Z(m)	$N_{SPT}$	$M_D$ (bar)
DMTA0 - SPTA	0,95	6	388
	1,45	4,8	252
	1,95	2,4	211
	2,45	4,8	160
	2,95	6	115
	3,45	27,6	113
DMTA0 - SPTA	1,45	4,8	252
	1,95	2,4	160
	2,45	4,8	138
	2,95	6	305
	3,45	27,6	461
DMTB0 - SPTB	0,95	6	347
	1,45	4,8	278
	1,95	4,2	183
	2,45	4,8	204
	2,95	7,2	894
DMTB1- SPTB	0,95	6	342
	1,45	4,8	274
	1,95	4,2	162
	2,45	4,8	157
	2,95	7,2	582
DMTC - SPT C	0,95	6	386
	1,45	4,8	252
	1,95	3,6	212
	2,45	3,6	159
	2,95	3,6	116
	3,45	4,8	131
	3,95	4,8	87
	4,45	6	186
	4,95	6	264
	5,45	14,4	456
	5,95	22,8	1661



**Figura 4.29** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $M_D$  para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa.

Apesar de se encontrar razoável grau de associação entre os parâmetros  $N_{SPT}$  e  $M_D$ , mostrado na Figura 4.29, observa-se que apenas 58% dos dados “explicam” a equação encontrada. Alguns dos aspectos que implicam em tal resultado estão relacionados à diferença entre os parâmetros envolvidos, ou seja, o  $N_{SPT}$  e o  $M_D$ , estão em função da ruptura e deformabilidade do solo, respectivamente.

A Figura a seguir apresenta a curva de regressão linear envolvendo todos os resultados de  $M_D$  e  $N_{SPT}$ , em função da profundidade, para o campo experimental de Viçosa.



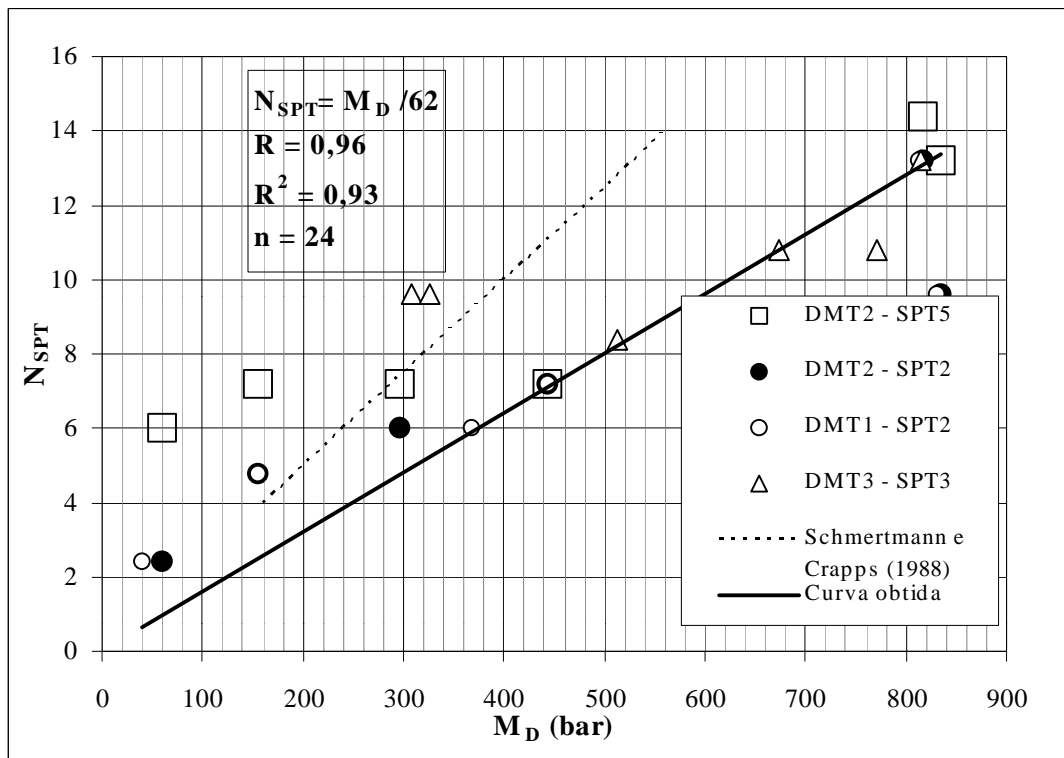
**Figura 4.30** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $M_D$  para o campo experimental de Viçosa.

Analisando-se a Figura 4.30, observa-se uma melhora no coeficiente de correlação encontrado, isto se deve a introdução dos pontos das regiões 3 e 4 que possuem melhor grau de associação.

A seguir são mostradas a Quadro 4.40 e a Figura 4.31 correspondentes à verificação da correlação entre o  $N_{SPT}$  e o  $M_D$ , obtido no ensaio DMT, para o campo experimental da Serra.

**Quadro 4.40** Valores correspondentes do  $N_{SPT}$  e de  $M_D$  (bar), do campo experimental de Serra, para verificação da correlação obtida por Schmertmann e Crapps (1988).

	Z(m)	$N_{SPT}$	$M_D$ (bar)
DMT2 - SPT5	0,95	6	60
	1,45	7,2	155
	1,95	7,2	295
	2,45	7,2	442
	2,95	13,2	834
	3,45	14,4	817
DMT2 - SPT2	0,95	2,4	60
	1,45	4,8	155
	1,95	6	295
	2,45	7,2	442
	2,95	9,6	834
	3,45	13,2	817
DMT1 - SPT2	0,95	2,4	39
	1,45	4,8	155
	1,95	6	367
	2,45	7,2	443
	2,95	9,6	830
	3,45	13,2	813
DMT3 - SPT3	0,95	9,6	309
	1,45	9,6	326
	1,95	8,4	513
	2,45	10,8	673
	2,95	10,8	771
	3,45	13,2	815



**Figura 4.31** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $M_D$  para o campo experimental da Serra.

Apesar de ter-se obtido boa correspondência entre  $M_D$  e o  $N_{SPT}$ , visto que se encontrou um coeficiente de determinação de 0,93, faz-se necessário um maior número de pontos para a confirmação da relação encontrada (Figura 4.31).

Conclui-se que houve um aumento de 2,4% da correlação entre o  $M_D$  e o  $N_{SPT}$ , obtida por Schmertmann e Crapps (1988), para o campo experimental de Viçosa, e um aumento de 35,5% da mesma para o campo experimental da Serra.

### 4.3.3. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )

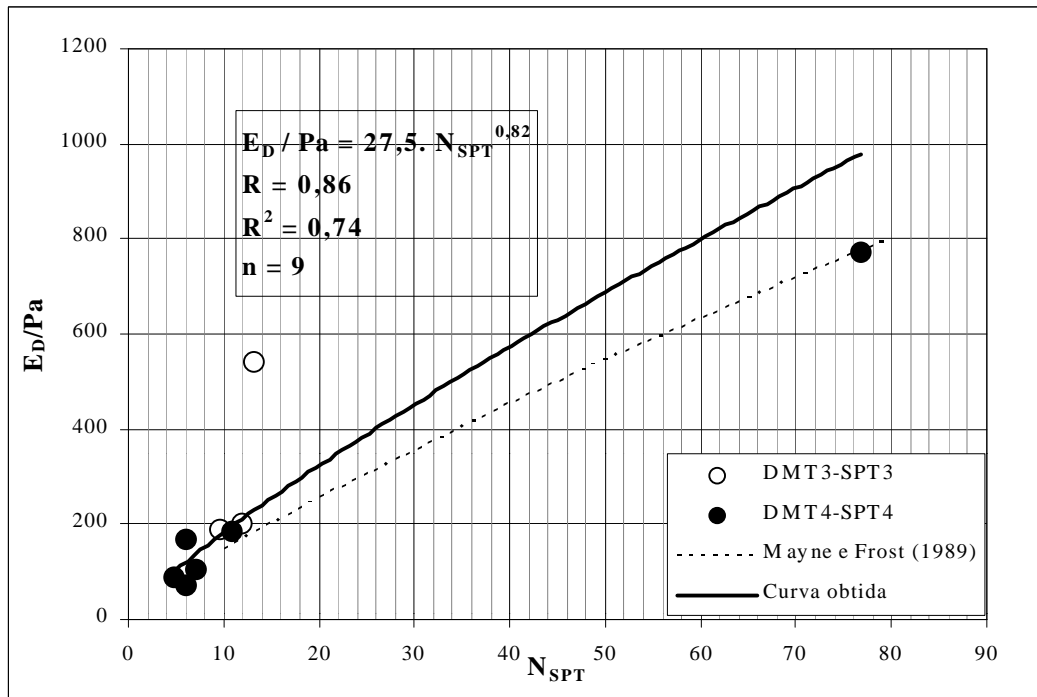
A seguir seguem as Figuras 4.32 a 4.34 e os Quadros 4.41 e 4.42 contendo os gráficos e equações baseadas na correlação desenvolvida por Mayne e Frost (1989) para solos arenosos.

A eficiência do  $N_{SPT}$ , adotada para a obtenção dos gráficos foi de 60% e a pressão atmosférica (Pa) utilizada foi de 100 kPa visto que  $E_D$  foi calculado em kPa.

Devido a não haver a caracterização de todas as camadas ensaiadas, considerou-se a classificação realizada pelo ensaio DMT quanto ao tipo de solo para a verificação da correlação adotada para solos arenosos. Como já observado através de análises feitas nesta Tese, e também citadas na literatura, o ensaio DMT nem sempre classifica o solo corretamente quanto à sua predominância, logo, para a verificação da validade das correlações entre os parâmetros  $E_D$  e o  $N_{SPT}$ , em solos arenosos, utilizaram-se os módulos  $E_D$  onde o solo possuía areia em sua composição, não sendo, porém, parcela predominante.

**Quadro 4.41** Valores do  $N_{SPT}$  e de  $E_D/Pa$  ( $Pa = 100 \text{ kPa}$ ) de solos arenosos das regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.

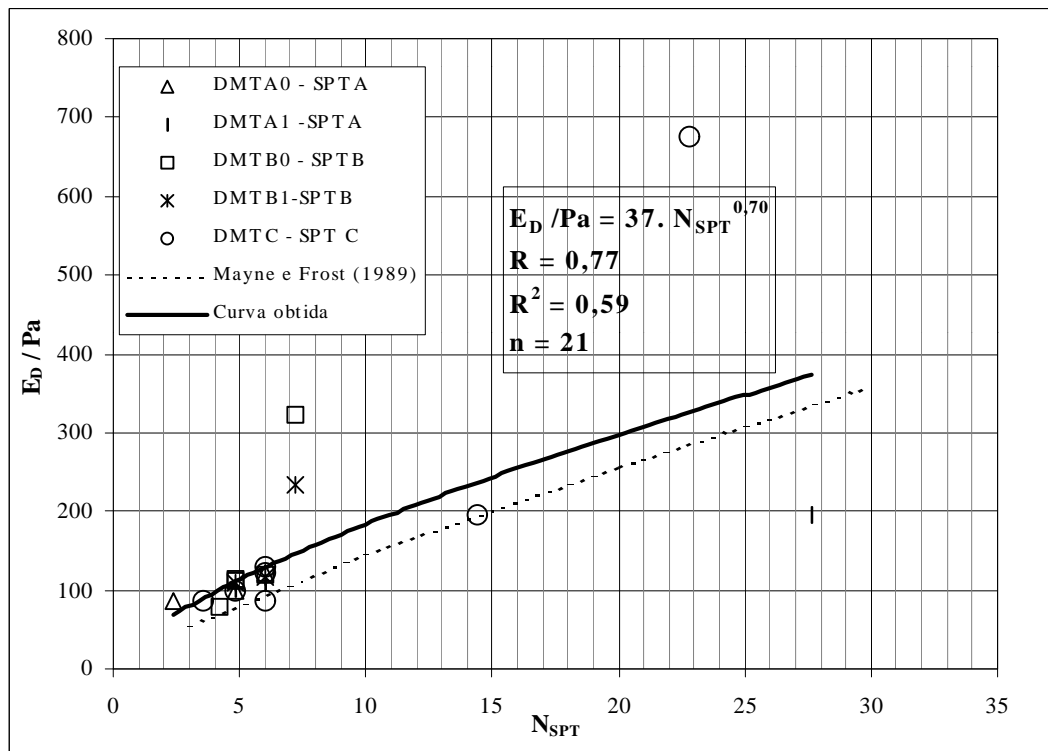
	Z(m)	$E_D/Pa$	$N_{SPT}$
DMT3-SPT3	1,45	203	9,2
	2,45	188	7,4
	3,45	542	10,2
DMT4-SPT4	1,45	183	8,3
	2,45	167	4,6
	3,45	105	5,5
	4,45	90	3,7
	5,45	72	4,6
	6,45	771	59,1



**Figura 4.32** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D/Pa$  para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.

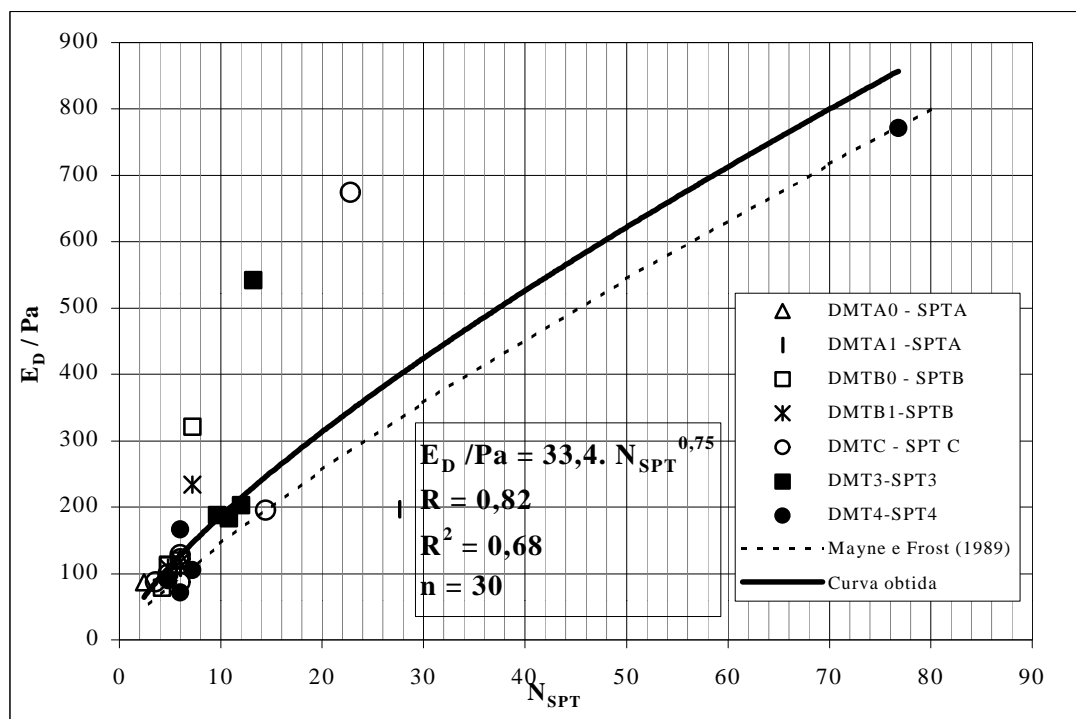
**Quadro 4.42** Valores do  $N_{SPT}$  e de  $E_D/Pa$  de solos arenosos das regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa.

	Z(m)	$N_{SPT}$	$E_D / Pa$
DMTA0 - SPTA	0,95	6	122
	1,45	4,8	98
	1,95	2,4	87
DMTA1 -SPTA	1,45	4,8	101
	2,95	6	108
	3,45	27,6	197
DMTB0- SPTB	0,95	6	120
	1,45	4,8	112
	1,95	4,2	79
	2,45	4,8	113
	2,95	7,2	322
DMTB1 -SPTB	0,95	6	118
	1,45	4,8	109
	2,95	7,2	234
DMTC - SPT C	0,95	6	122
	1,45	4,8	99
	1,95	3,6	87
	4,45	6	87
	4,95	6	128
	5,45	14,4	195
	5,95	22,8	674



**Figura 4.33** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D/\text{Pa}$  para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa.

Na Figura 4.33, observa-se que apesar de as curvas obtidas pela equação proposta por Mayne e Frost (1989) e através dos parâmetros calculados para este campo experimental, mostrarem-se paralelas, nada se pode afirmar quanto à semelhança entre elas.



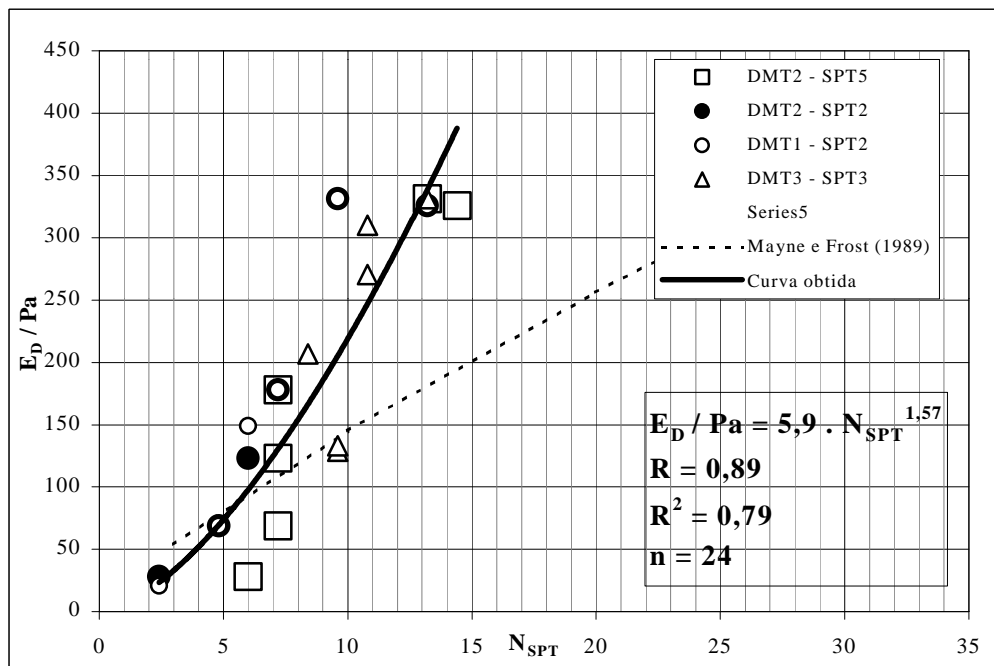
**Figura 4.34** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D/\text{Pa}$  para o campo experimental de Viçosa.

Comparando-se as Figuras 4.30 e 4.34, observa-se que apesar de  $E_D$  estar em função apenas das pressões corrigidas obtidas pelo ensaio DMT,  $p_0$  e  $p_1$ , encontrou-se uma melhor equação otimizada envolvendo módulo edométrico estimado através do ensaio DMT,  $M_D$ , que a comparada com o primeiro parâmetro citado. A explicação do ocorrido é devido ao modelo escolhido envolvendo  $M_D$  mostrar-se mais representativa que o mesmo escolhido para descrever a equação envolvendo  $E_D$ .

O Quadro 4.43 e a Figura 4.35 possuem os dados para a obtenção da correlação descrita por Mayne e Frost (1989) aplicada para o campo experimental de Serra. Foram adotados os mesmos procedimentos de cálculo utilizados para os campos experimentais de Viçosa e Serra.

**Quadro 4.43** Valores do  $N_{SPT}$  e de  $E_D/Pa$  de solos arenosos do campo experimental de Serra.

	Z(m)	$N_{SPT}$	$E_D / Pa$
DMT2 - SPT5	0,95	6	28
	1,45	7,2	69
	1,95	7,2	124
	2,45	7,2	178
	2,95	13,2	331
	3,45	14,4	326
DMT2 - SPT2	0,95	2,4	28
	1,45	4,8	69
	1,95	6	124
	2,45	7,2	178
	2,95	9,6	331
	3,45	13,2	326
DMT1 - SPT2	0,95	2,4	21
	1,45	4,8	69
	1,95	6	149
	2,45	7,2	178
	2,95	9,6	331
	3,45	13,2	326
DMT3 - SPT3	0,95	9,6	129
	1,45	9,6	133
	1,95	8,4	207
	2,45	10,8	271
	2,95	10,8	310
	3,45	13,2	332



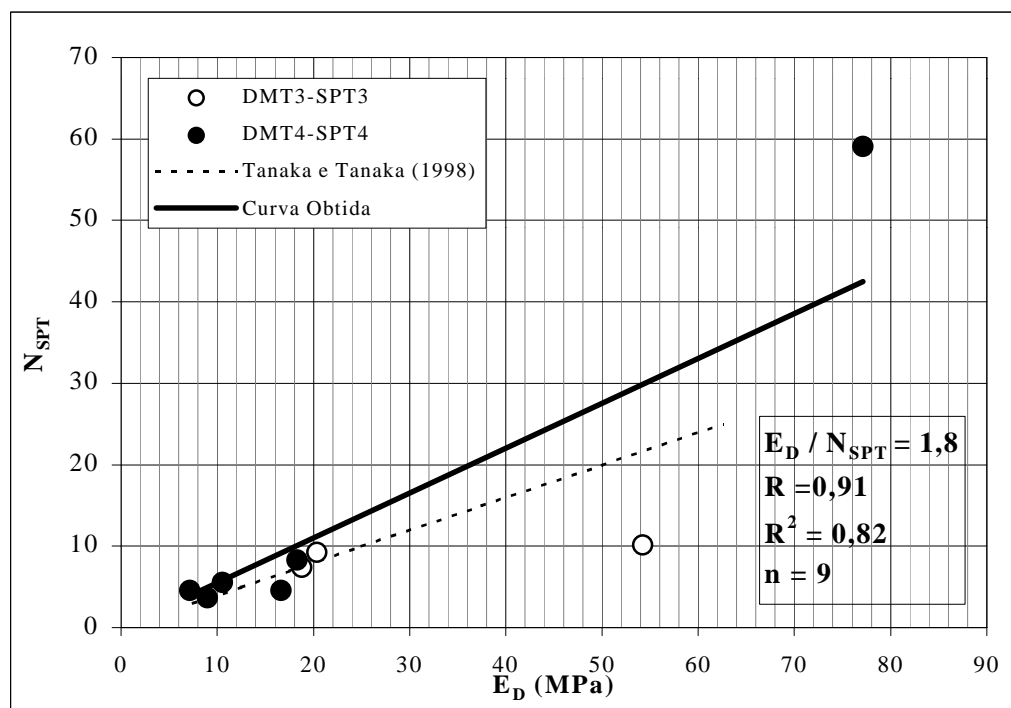
**Figura 4.35** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D/Pa$  para o campo experimental de Serra.

Apesar do coeficiente de determinação ter sido próximo de 1, a relação encontrada para o campo experimental de Serra não apresentou concordância com a mesma obtida por Mayne e Frost (1989). Um dos aspectos que poderiam explicar esta diferença é a colapsibilidade do solo confirmada por Mello Júnior (2002).

Tanaka & Tanaka (1998) também propuseram uma correlação entre  $E_D$  e o  $N_{SPT}$ , sendo este último com eficiência de 78%. Novamente os  $N_{SPT}$ s obtidos para os campos experimentais em estudo, foram convertidos para tal eficiência, através da equação 2.9, com o intuito de aplicar à modelagem citada por estes autores. Os Quadros 4.44, 4.45 e Figuras 4.36 a 4.38 apresentam as correlações para o campo experimental de Viçosa.

**Quadro 4.44** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  (MPa) para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.

	Z(m)	$N_{SPT}$	$E_D$ (MPa)
DMT3-SPT3	1,45	9	20
	2,45	7	19
	3,45	10	54
DMT4-SPT4	1,45	8	18
	2,45	5	17
	3,45	6	11
	4,45	4	9
	5,45	5	5
	6,45	59	77

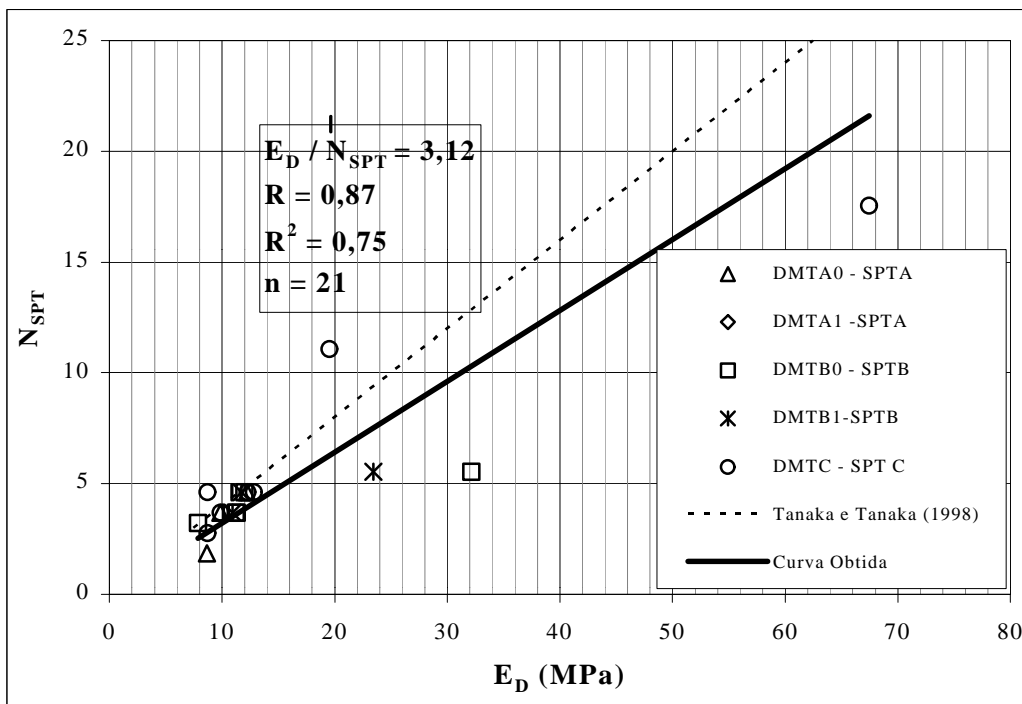


**Figura 4.36** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  (MPa) para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.

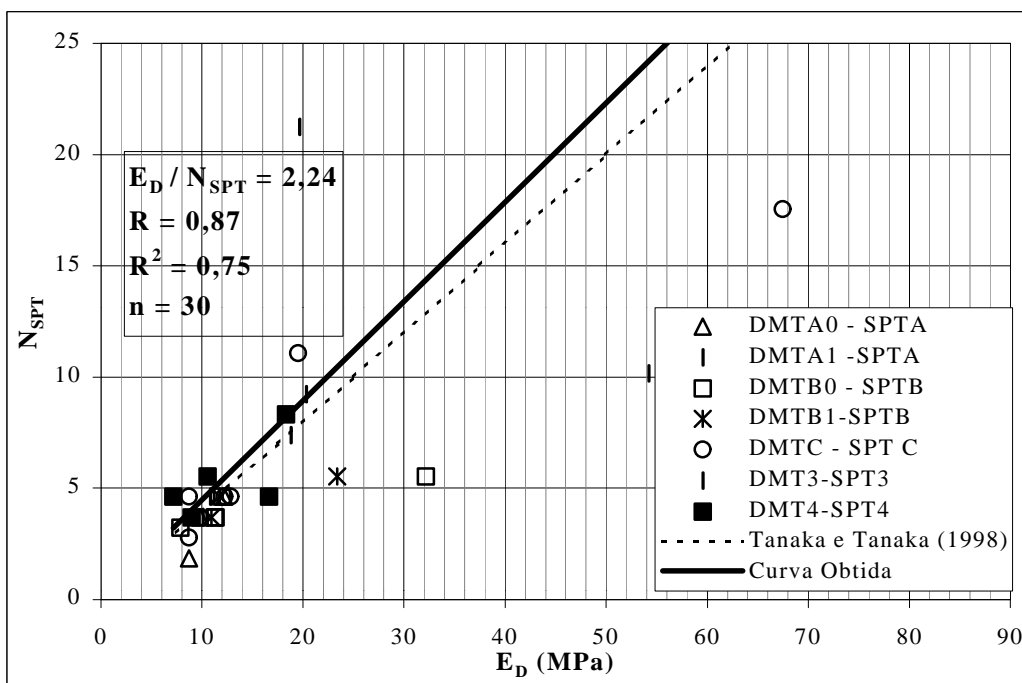
A relação encontrada entre a variável dependente,  $N_{SPT}$ , e a variável independente,  $E_D$ , para as regiões 3 e 4 do campo experimental de Viçosa, foi de 1,8. Encontrou-se que 82 % dos dados explicam a aplicação do modelo proposto por Tanaka e Tanaka (1998) para este campo.

**Quadro 4.45** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  (MPa) para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa.

	Z(m)	$N_{SPT}$	$E_D$ (MPa)
DMTA0 - SPTA	0,95	5	12
	1,45	4	10
	1,95	2	9
DMTA1 -SPTA	1,45	4	10
	2,95	5	11
	3,45	21	20
DMTB0 - SPTB	0,95	5	12
	1,45	4	11
	1,95	3	8
	2,45	4	11
	2,95	6	32
DMTB1 -SPTB	0,95	5	12
	1,45	4	11
	2,95	6	23
DMTC - SPT C	0,95	5	12
	1,45	4	10
	1,95	3	9
	4,45	5	9
	4,95	5	13
	5,45	11	20
	5,95	18	67



**Figura 4.37** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  (MPa) para as regiões A, B e C do campo experimental de Viçosa.



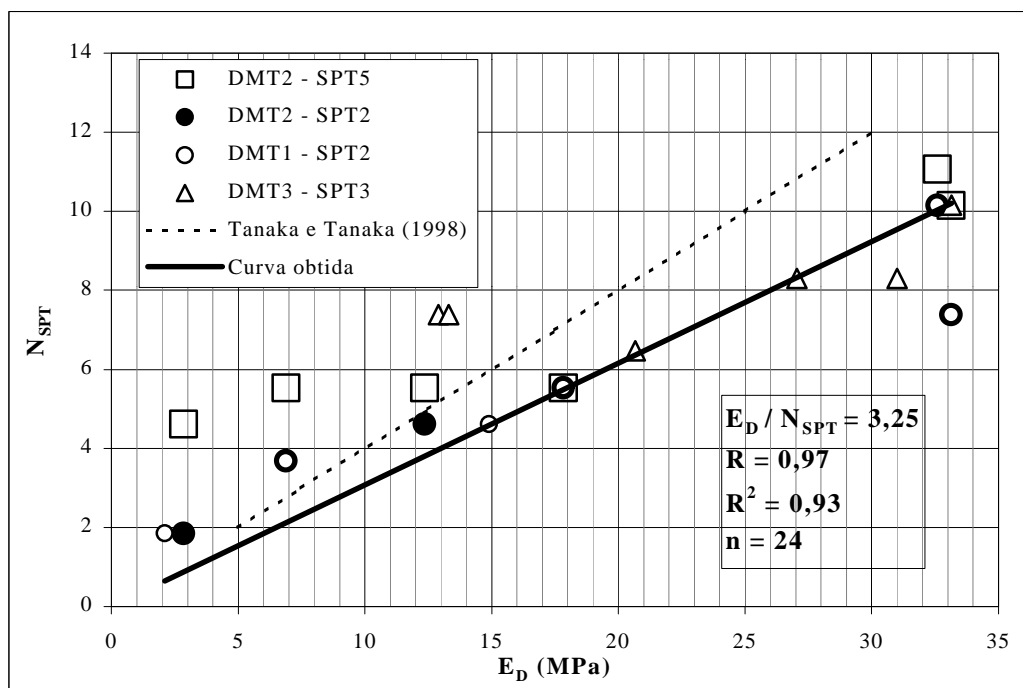
**Figura 4.38** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  (MPa) para o campo experimental de Viçosa.

Verifica-se que a equação encontrada para o campo experimental de Viçosa (Figura 4.38), baseada nos estudos feito entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  por Tanaka & Tanaka (1998) foi muito próxima da mesma obtida pelos seus autores. Encontrou-se também que 75 % dos valores “explicam” o modelo proposto.

No Quadro 4.46 e a Figura 4.39 encontram-se os resultados obtidos, em relação à equação proposta por Tanaka & Tanaka (1998) para o campo experimental de Serra.

**Quadro 4.46** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  (MPa) para o campo experimental de Serra.

	Z(m)	$N_{SPT}$	$E_D$ (MPa)
DMT2 - SPT5	0,95	5	3
	1,45	6	7
	1,95	6	12
	2,45	6	18
	2,95	10	33
	3,45	11	33
DMT2 - SPT2	0,95	2	3
	1,45	4	7
	1,95	5	12
	2,45	6	18
	2,95	7	33
	3,45	10	33
DMT1 - SPT2	0,95	2	2
	1,45	4	7
	1,95	5	15
	2,45	6	18
	2,95	7	33
	3,45	10	33
DMT3 - SPT3	0,95	7	13
	1,45	7	13
	1,95	6	21
	2,45	8	27
	2,95	8	31
	3,45	10	33



**Figura 4.39** Correlação entre  $N_{SPT}$  e  $E_D$  (MPa) para o campo experimental da Serra.

Como mostrado na Figura 4.39, apesar de ter-se obtido valores consideráveis de  $R$  e  $R^2$ , tornando a equação relevante, houve uma variação de 77% no coeficiente angular da equação, obtida para tal campo experimental, comparando o mesmo encontrado por seus autores originais. A justificativa de tal ocorrido, provavelmente é a mesma dada para a diferença entre equações, calculada e de origem, dada por Mayne e Frost (1989), ou seja, é devido a colapsibilidade do solo que tende a mudar as suas características.

#### 4.3.4. Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )

Seguem abaixo o Quadro, os gráficos e equações obtidos segundo prescrições feitas por Martin (1977 e 1987), Barksdale et al. (1986), Rocha Filho (1983) e Toledo (1986), correlacionado o módulo de Ménard ( $E_M$ ) e o  $N_{SPT}$ , para os campos experimentais desta Tese.

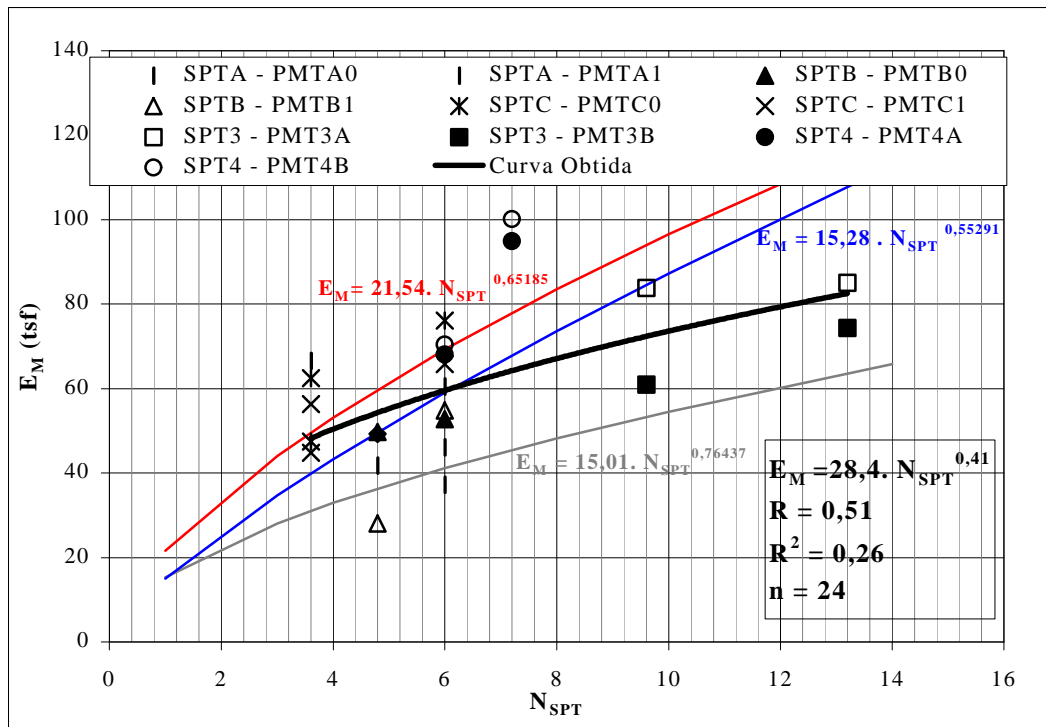
Em se tratando do campo experimental de Viçosa, seus dados foram tratados diretamente em conjunto, ou seja, foram analisados os dados sem a anterior distinção entre as regiões 3 e 4 e as regiões A, B e C deste campo experimental. Tal procedimento foi adotado devido haver poucos pontos correlacionando  $E_M$  e o  $N_{SPT}$ , em função da profundidade, para as áreas 3 e 4.

Como nem todos os perfis dos solos estudados foram caracterizados, adotou-se a análise tátil visual feita para o ensaio SPT, como a identificação do tipo de solo e conseqüentemente aplicação das equações que relacionam  $E_M$  com o  $N_{SPT}$ .

Utilizou-se a equação 2.38 para o ajuste da eficiência dos ensaios SPTs realizados nos campos experimentais de Viçosa, para a verificação das correlações encontradas na literatura contendo o  $N_{SPT}$ .

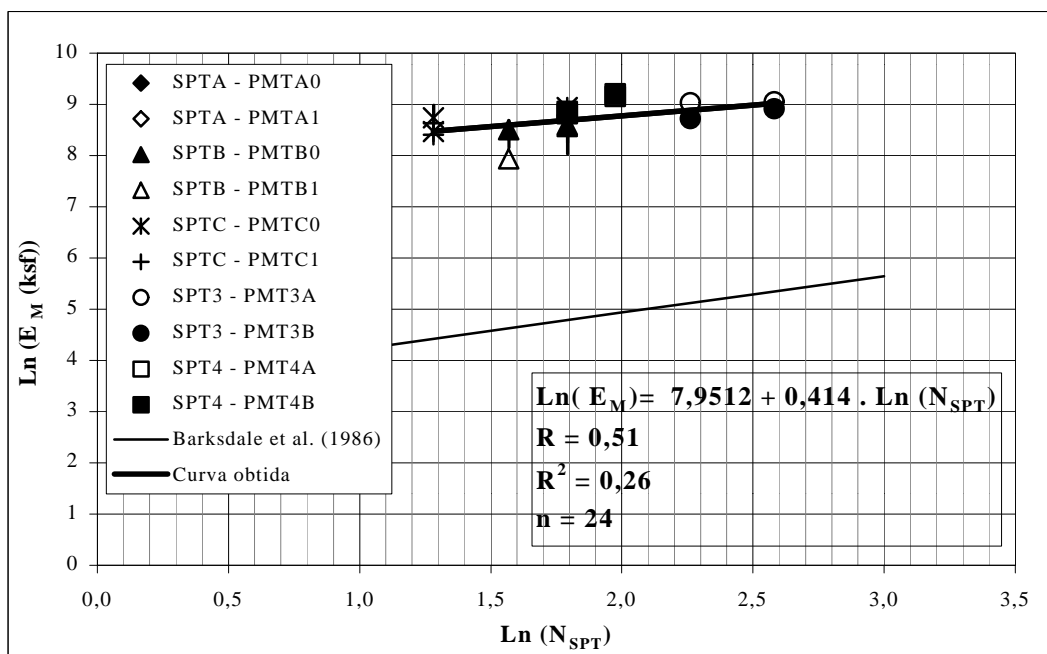
**Quadro 4.47** Dados de  $E_M$  e  $N_{SPT}$ , do campo experimental de Viçosa, a serem correlacionados segundo as prescrições feitas por seus autores – Martin (1977, 1987), Barksdale et al. (1986), e Rocha Filho (1983) e Toledo (1986).

		Z(m)	$N_{SPT\ 72}$	$N_{SPT\ 60}$	$\ln(N_{SPT\ 60})$	$E_M$ (kPa)	$E_M$ (tsf)	$E_M$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\ln(E_M(\text{kstf}))$	
		PMTA0								
SPTA	PMTA0	0,95	5	6	1,79	1859	37	190	8,22	
		2,45	4	4,8	1,57	2460	49	251	8,50	
		2,95	5	6	1,79	3023	60	308	8,71	
	PMTA1	0,95	5	6	1,79	2304	46	235	8,44	
		2,45	4	4,8	1,57	2092	42	213	8,34	
		2,95	3	3,6	1,28	3326	67	339	8,80	
SPTB	PMTB0	0,95	5	6	1,79	2641	53	269	8,57	
		2,45	4	4,8	1,57	2484	50	253	8,51	
	PMTB1	0,95	5	6	1,79	2739	55	279	8,61	
		2,45	4	4,8	1,57	1403	28	143	7,94	
	SPIC	PMTC0	0,95	5	6	1,79	3807	76	388	8,94
			2,45	3	3,6	1,28	3126	63	319	8,74
2,95			3	3,6	1,28	2372	47	242	8,46	
PMTC1		0,95	5	6	1,79	3289	66	335	8,79	
		2,45	3	3,6	1,28	2818	56	287	8,64	
		2,95	3	3,6	1,28	2241	45	228	8,41	
SPT3	PMT3A	2,45	8	9,6	2,26	3734	75	381	8,92	
		3,45	11	13,2	2,58	4336	87	442	9,07	
	PMT3B	2,45	8	9,6	2,26	3674	73	375	8,90	
		3,45	11	13,2	2,58	3209	64	327	8,77	
SPT4	PMT4A	2,45	5	6	1,79	4747	95	484	9,16	
		3,45	6	7,2	1,97	3999	80	408	8,99	
	PMT4B	2,45	5	6	1,79	5007	100	511	9,21	
		3,45	6	7,2	1,97	3077	62	314	8,72	



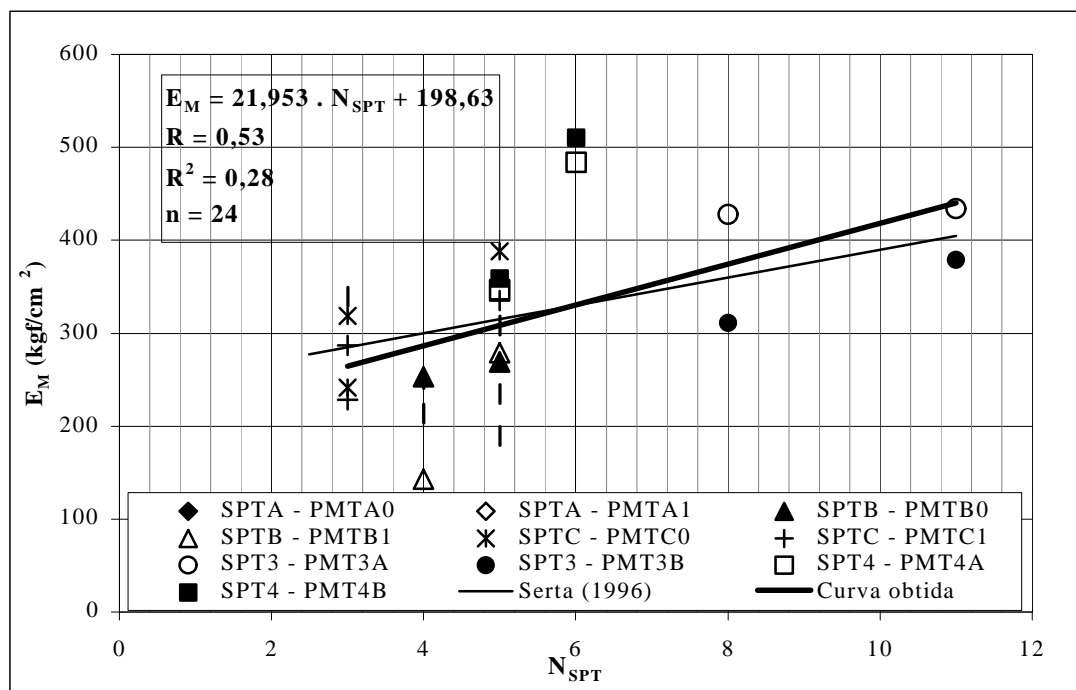
**Figura 4.40** Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Viçosa, onde  $E_M$  e o  $N_{SPT}$  são dados em tsf e eficiência de 60%, respectivamente.

O gráfico mostrado na Figura 4.40 apresenta a equação encontrada para tal campo experimental, baseado na mesma obtida por Martin (1977). Verifica-se que a equação calculada mostrou-se pouco precisa e muito diferente que a mencionada por seu autor, havendo também pouca associação entre  $E_M$  e o  $N_{SPT}$ .



**Figura 4.41** Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Viçosa, onde  $E_M$  (ksf) e o  $N_{\text{SPT}}$  (eficiência de 60%) são dados em Log na base neperiana.

Analisando-se a Figura 4.41 feita a partir do modelo proposto por Barksdale (1986) verifica-se que os pontos se encontram muito dispersos e se encontra uma relação pouco expressiva entre  $\text{Ln}(E_M)$  e o  $\text{Ln}(N_{\text{SPT}})$ . O fato pode se explicado devido ao ensaio SPT ser pouco preciso e  $E_M$  depender da determinação da tensão inicial ( $P_0$ ), do ensaio pressiométrico, quando a sonda encosta-se à parede do furo. Outro ponto justificável pela imprecisão da equação apresentada diz respeito à não caracterização do tipo de solo ensaiado, além do modelo aplicado não representar bem os pontos.



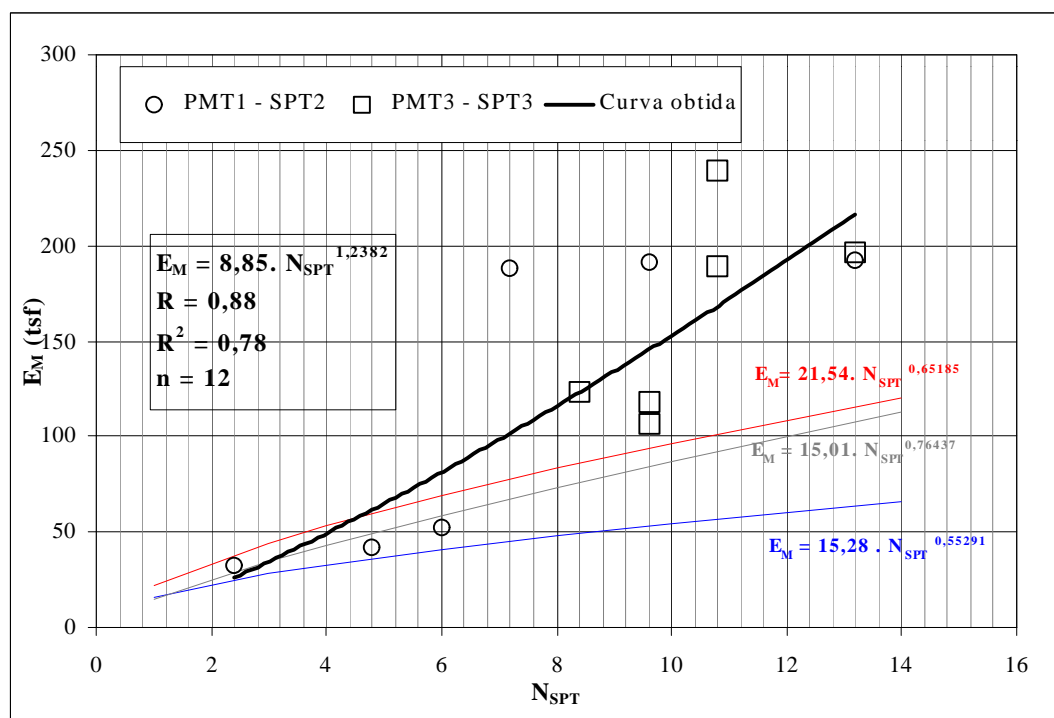
**Figura 4.42** Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Viçosa, onde  $E_M$  e o  $N_{SPT}$  são dados em  $\text{kgf/cm}^2$  e eficiência de 72%, respectivamente.

Na Figura acima, observa-se que devido a não se obter boa concordância entre os pontos, encontrou-se um  $R$  baixo. Através de  $R^2$  verifica-se que o modelo adotado não foi apropriado para a representação da curva, porém, o comportamento da mesma, obtido por estes pontos, se encontra próximo da equação plotada a partir da equação proposta por Toledo (1986).

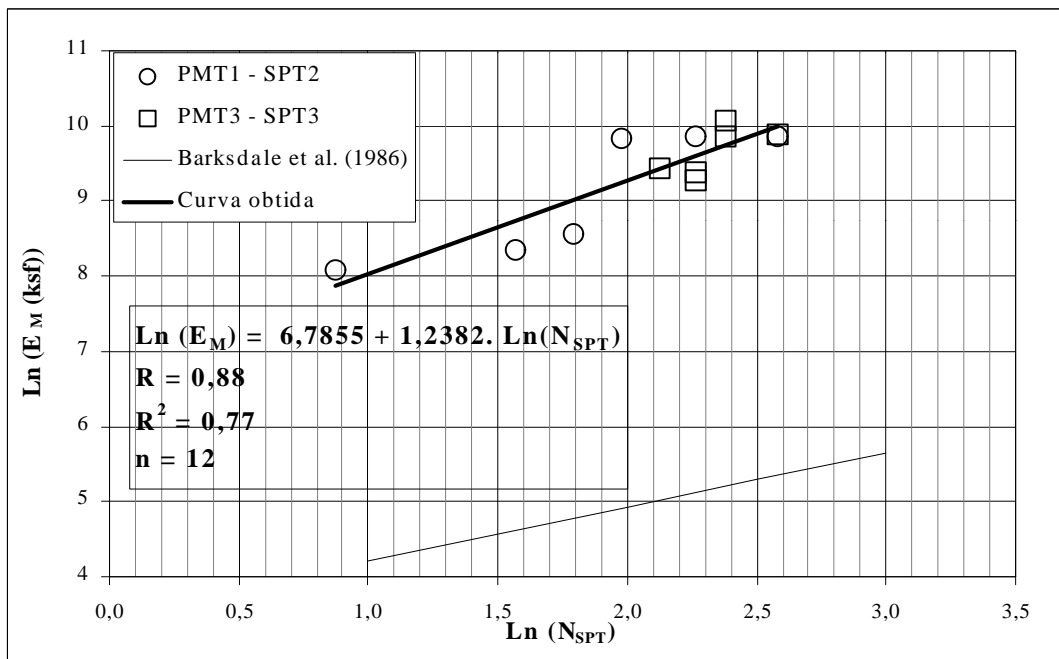
No Quadro 4.48 e Figuras 4.43, 4.44 e 4.45 estão dispostos a relação entre  $E_M$  e o  $N_{SPT}$  para o campo experimental de Serra, estando estas baseadas nas equações encontradas por seus autores mencionados acima.

**Quadro 4.48** Dados de  $E_M$  e  $N_{SPT}$ , do campo experimental de Serra, a serem correlacionados segundo as prescrições feitas por seus autores – Martin (1977, 1987) Barksdale et al. (1986) e Rocha Filho (1983).

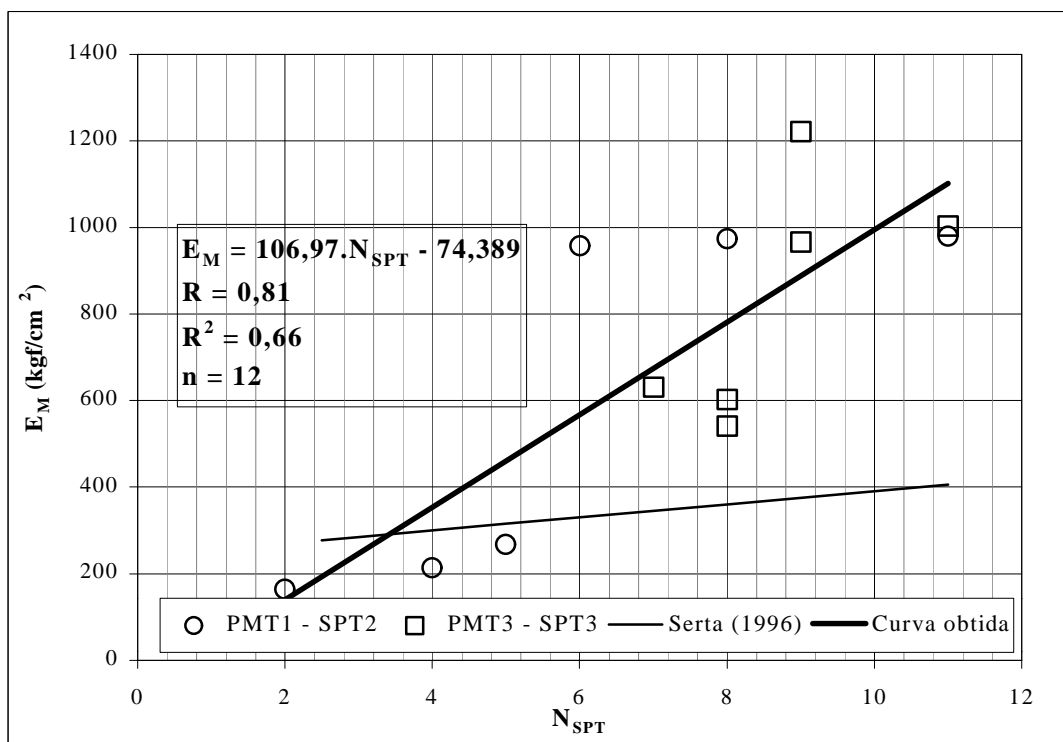
	Z(m)	$N_{SPT\ 72}$	$N_{SPT\ 60}$	$\text{Ln}(N_{SPT\ 60})$	$E_M$ (kPa)	$E_M$ (tsf)	$E_M$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\text{Ln}(E_M(\text{kfsf}))$
PMT1 - SPT2	0,95	2	2,4	0,88	1610	32	164	8,08
	1,45	4	4,8	1,57	2096	42	214	8,34
	1,95	5	6	1,79	2617	52	267	8,56
	2,45	6	7,2	1,97	9394	188	958	9,84
	2,95	8	9,6	2,26	9552	191	974	9,86
	3,45	11	13,2	2,58	9608	192	980	9,86
PMT3 - SPT3	0,95	8	9,6	2,26	5909	118	603	9,38
	1,45	8	9,6	2,26	5308	106	541	9,27
	1,95	7	8,4	2,13	6182	124	630	9,42
	2,45	9	10,8	2,38	9470	189	966	9,85
	2,95	9	10,8	2,38	11982	240	1222	10,08
	3,45	11	13,2	2,58	9834	197	1003	9,89



**Figura 4.43** Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Serra, onde  $E_M$  e o  $N_{SPT}$  são dados em tsf e eficiência de 60%, respectivamente.



**Figura 4.44** Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Serra, onde  $E_M$  (ksf) e o  $N_{SPT}$  (eficiência de 60%) são dados em escala logarítmica na base neperiana.



**Figura 4.45** Apresentação do gráfico e equação obtidos para o campo experimental de Serra, onde  $E_M$  e o  $N_{SPT}$  são dados em  $\text{kgf/cm}^2$  e eficiência de 72%, respectivamente.

Como pode ser visto nas Figuras 4.44 a 4.45, a determinação das correlações para o campo experimental de Serra também não apresentaram equações coerentes com as encontradas na literatura. Logo, as justificativas feitas para a Figura 4.41 também são aplicadas a este campo, faz-se necessário então a introdução de novos pontos para verificação e confiabilidade da equação.

#### 4.3.5. Módulo Dilatométrico ( $E_D$ ) versus Módulo de Young ( $E$ )

Devido a serem poucos os pontos do ensaio abrangendo a determinação de  $E$  e  $E_D$ , fez-se uma análise pontual desta relação. Para as camadas localizadas na região 4 do campo experimental de Viçosa, até a cota de 1 m, foram encontradas as seguintes correlações entre os parâmetros citados neste tópico:

**Quadro 4.49** Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CIU, com amostras com umidade natural e saturada.

Z (m)	$E_D$ (kPa)	CIU			
		$E_{i\ sat}$	$E_{i\ sat}/E_D$	$E_{i\ nat}$	$E_{i\ nat}/E_D$
0,8	15193,4	45.285,7	3,0	29.296,1	1,9
1,0	21933,9	45.285,7	2,1	29.296,1	1,3

Para a cota de 0,8 m (Quadro 4.49), foi observada certa coerência entre o módulo de Young inicial, com umidade de campo, o módulo dilatométrico, e o tipo de solo predominante, visto que todos os 2 ensaios foram feitos com solos com umidades muito próximas, se não iguais. Porém o mesmo não foi aplicado para a camada de 1,0 m. Isto se deve à má determinação de módulo da tangente inicial,  $E_i$ , devido ao número de pontos reduzidos para a sua obtenção.

**Quadro 4.50** Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CID, com amostras com umidade natural e saturada.

Z (m)	$E_D$ (kPa)	CID			
		$E_{i\ nat}$	$E_{i\ nat}/E_D$	$E_{i\ nat}$	$E_{i\ nat}/E_D$
0,2	26670,4	-	-	38.888,9	1,5
0,4	18108,2	-	-	38.888,9	2,1
0,8	15193,4	41.052,6	2,7	-	-
1,0	21933,9	41.052,6	1,9	-	-

Verifica-se no Quadro 4.50 que apenas a camada a 0,8 m obteve concordância entre a relação citada na por Baldi et al. (1986) entre  $E_{i\ nat}$  e  $E_D$ , e a mesma encontrada nesta tese.

**Quadro 4.51** Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CIU, com amostras com umidade natural e saturada.

Z (m)	$E_D$ (kPa)	CIU			
		$E_{25\text{ sat}}$	$E_{25\text{ sat}}/E_D$	$E_{25\text{ nat}}$	$E_{25\text{ nat}}/E_D$
0,8	15193,4	34.829	2,3	31.925	2,1
1,0	21933,9	34.829	1,6	31.925	1,5

No Quadro 4.51, nenhum dos resultados obteve boa correlação visto que Campanella et al. (1985) adotaram este valor igual a 1 e Baldi et al. (1986) variaram-no em função da razão de sobreadensamento e do tipo de ensaio (condição drenada).

**Quadro 4.52** Resultados obtidos entre os módulos dilatométricos e os módulos iniciais do ensaio triaxial CID, com amostras com umidade natural e saturada.

Z (m)	$E_D$ (kPa)	CID	
		$E_{25\text{ nat}}$	$E_{25\text{ nat}}/E_D$
0,2	26670,4	22.775,6	0,9
0,4	18108,2	22.775,6	1,3
0,8	15193,4	28.121,0	1,9
1,0	21933,9	28.121,0	1,3

No Quadro 4.52, nenhum dos resultados obteve uma correlação razoável visto que a razão encontrada por Baldi et al. (1986) entre  $E_{25}$  e  $E_D$ , para ensaios drenados e em condição sobreadensada é próxima de 3,5.

#### 4.3.6. Módulo Pressiométrico ( $E_M$ ) versus Módulo Dilatométrico ( $E_D$ )

Kalteziotis et al. (1991), Ortigão et al. (1996) e Brown e Vinson (1998) fazem referência ao estudo feito relacionando o módulo de Ménard e o módulo dilatométrico para argilas.

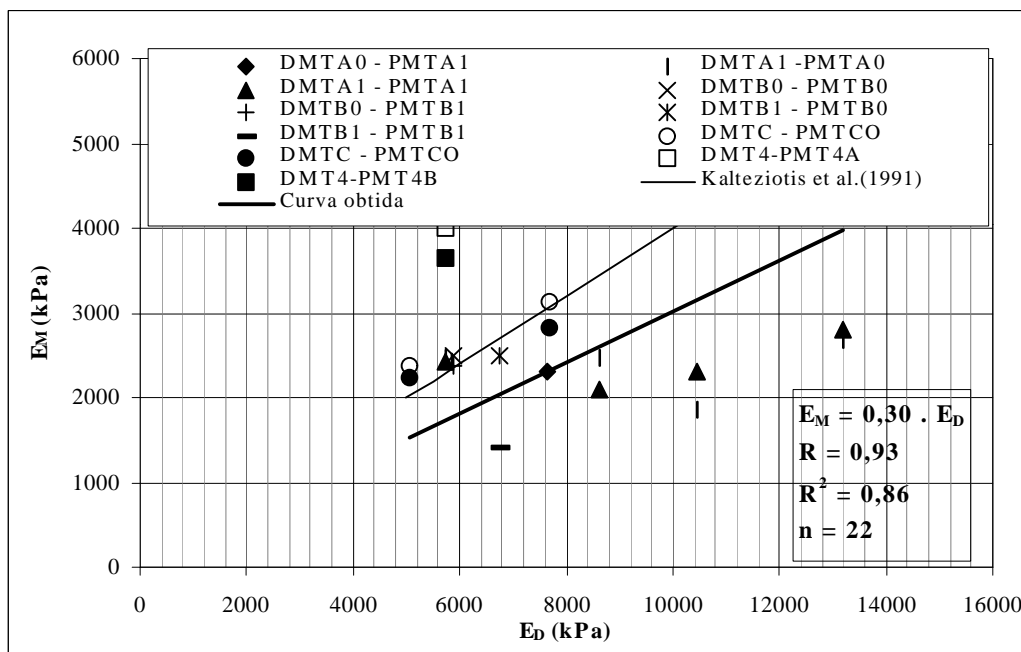
Devido a não se possuir a caracterização de todos os perfis estudados, adotou-se a classificação quanto ao tipo de solo feito pelo ensaio DMT, dividindo-o então em parte grossa e parte fina, visto que como constatado em algumas camadas contendo a classificação unificada comparada ao ensaio DMT, este último se mostra pouco sensível à distinção feita entre solo argiloso e siltoso.

Ainda, tratando-se da pré-análise feita para a verificação desta correlação, notou-se a existência de poucos pontos relacionando os solos finos das regiões 3 e 4. Devido a tal motivo não se analisaram separadamente tais regiões, ou seja, houve a abordagem de todo o campo experimental de Viçosa.

O Quadro 4.53 e a Figura 4.46 são obtidos através da verificação de tal correlação.

**Quadro 4.53** Correlação entre os parâmetros  $E_D$  e  $E_M$  dos ensaios DMT e PMT, respectivamente, para solos com predominância de finos, caracterizados pelo ensaio DMT, localizado no campo experimental de Viçosa.

		Z (m)	$E_M$ (kPa)	$E_D$ (kPa)
DMTA0	PMTA0	2,2	2460,0	7651,4
		2,8	3023,2	5829,6
	PMTA1	2,2	2092	7651
		2,8	3326	5830
DMTA1	PMTA0	0,4	2684	13189
		1,0	1859	10457
		2,2	2460	5720
		2,8	3023	8635
	PMTA1	0,4	2803	13189
		1,0	2304	10457
		2,2	2092	5720
		2,8	3326	8635
DMTB0	PMTB0	2,2	2483,8	5866
	PMTB1	2,2	1402,5	5866
DMTB1	PMTB0	2,2	2483,8	6740
	PMTB1	2,2	1403	6740
DMTC	PMTC0	2,2	3126	7688
		2,85	2372	5046
	PMTC1	2,2	2818	7688
		2,85	2241	5046
DMT4	PMT4A	4,6	1779	5720
	PMT4B	4,6	1467	5720



**Figura 4.46** Gráfico contendo a correlação entre os parâmetros  $E_D$  e  $E_M$  dos ensaios DMT e PMT, respectivamente, para solos de predominância de finos, caracterizados pelo ensaio DMT, localizado no campo experimental de Viçosa.

A partir da equação obtida pela Figura 4.46 verifica-se que houve perturbações na camada de solo, visto que o coeficiente angular foi de 0,3.

Tratando-se do campo experimental de Serra, nenhuma verificação quanto à validade da correlação proposta por Kalteziotis et al. (1991) foi possível, devido não se encontrar camadas classificadas como argilosas ou argilo-siltosas pela caracterização feita pelo ensaio DMT.

#### 4.3.7. Módulo Edométrico (M) versus Módulo Edométrico Estimado Através do Ensaio DMT ( $M_D$ )

Analisando-se as caracterizações feitas pelo ensaio DMT, verifica-se a ausência de solos argilosos na região 4 (campo experimental de Viçosa), impossibilitando a análise entre os parâmetros M e  $M_D$  citada por Marchetti et al. (2001). Porém, considerando-se a classificação unificada (Quadro 4.3), verifica-

se que a camada de 0,2 m a 0,5 m, da região 4 do campo experimental de Viçosa, foi classificada como uma camada em transição entre um silte e areia fina e uma argila. Pode-se então, proceder-se à análise desta camada.

O Quadro 4.54 apresenta a verificação da validade da correlação obtida por Marchetti et al. (2001) entre os módulos  $M$  e  $M_D$ .

**Quadro 4.54** Resultado da relação entre  $M$  e  $M_D$  para o bloco retirado do campo experimental de Viçosa, região 4, a 0,2 a 0,5 m de profundidade.

Sem a influência da sucção				Com a influência da sucção		
Z(m)	$M_D$ (kPa)	$M$ (kPa)	$M / M_D$	$M_D$ (kPa)	$M$ (kPa)	$M / M_D$
0,2	124321,3	569	0,005	66405,4	3.446	0,05
0,4	71817,3	569	0,008	44471,4	3.446	0,08

Foi feita a análise do módulo edométrico e módulo edométrico estimado através do ensaio DMT, considerando-se ou não o efeito da sucção. A escolha de  $M$  foi realizada segundo o estágio de carregamento do ensaio de adensamento que mais se aproximou do nível de tensões geostáticas das condições de campo.

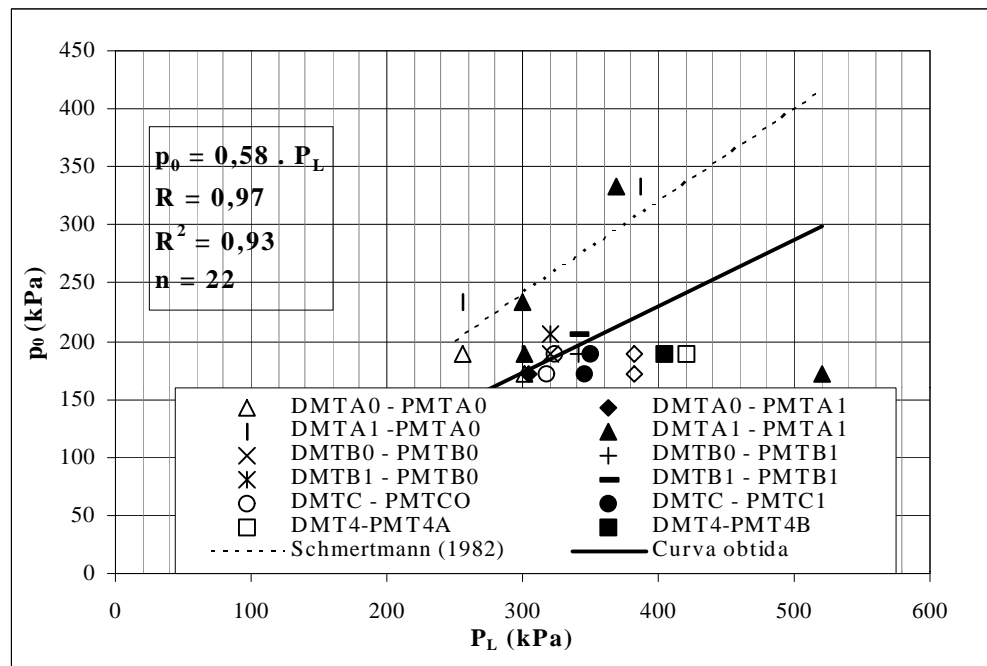
Nenhuma das relações entre os parâmetros  $M_D$  e  $M$  encontradas no Quadro 4.54 atendem a proposta feita por Marchetti et al. (2001) citada no tópico 2.2.7.

#### **4.3.8. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus as pressões $p_0$ ou $p_1$ do ensaio DMT:**

Schmertmann (1982) e Kalteziotis et al. (1991) correlacionaram as pressões  $P_L$ ,  $p_0$  e  $p_1$  para argilas. O Quadro 4.55 e as Figuras 4.47, 4.48 apresentam os resultados obtidos considerando a classificação quanto ao tipo de solo feito pelo ensaio DMT, considerando a presença de solos finos e grossos:

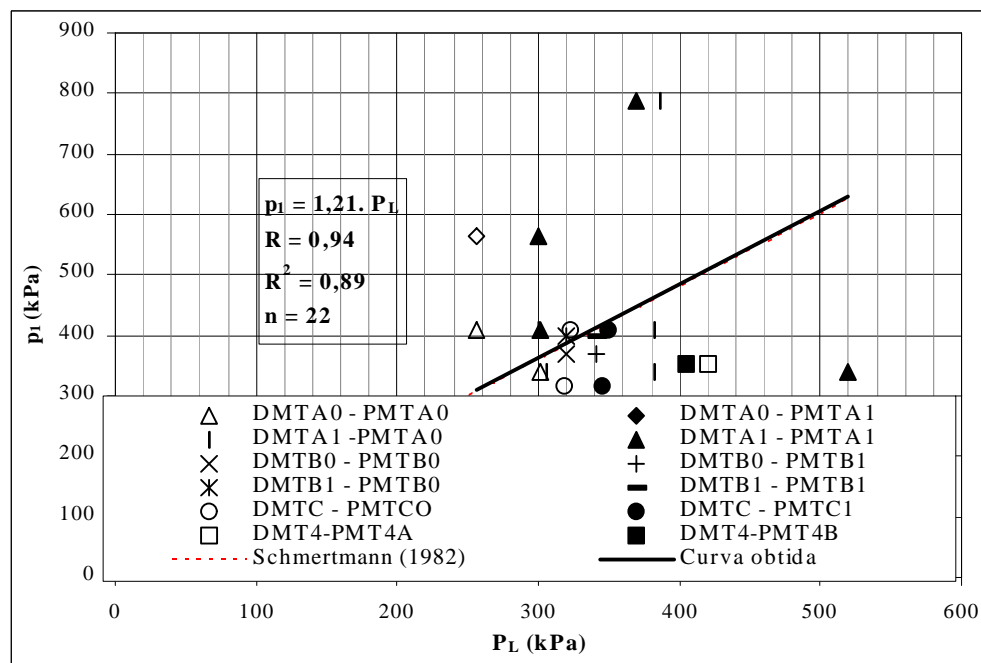
**Quadro 4.55** Resultado da relação entre  $P_L$ ,  $p_0$  e  $p_1$  considerando-se a classificação quanto ao tipo de solo feito no ensaio DMT, para o campo experimental de Viçosa.

		Cota (m)	$P_L$ (kPa)	$p_0$ (kPa)	$p_1$ (kPa)
		DMTA0	PMTA0	1,0	256
		1,6	302	172	340
	PMTA1	1,0	300	189	410
		1,6	305	172	340
DMTA1	PMTA0	0,4	387	333	790
		1,0	256	234	565
		2,2	382	189	410
		2,2	382	172	340
	PMTA1	0,4	369	333	790
		1,0	300	234	565
		2,2	302	189	410
		2,2	520	172	340
DMTB0	PMTB0	2,2	320	189	370
	PMTB1	2,2	341	189	370
DMTB1	PMTB0	2,2	320	205	400
	PMTB1	2,2	341	205	400
DMTC	PMTC0	2,2	323	188	410
		2,85	318	172	318
	PMTC1	2,2	350	188	410
		2,85	345	172	318
DMT4	PMT4A	3,4	420	189	354
	PMT4B	3,4	405	189	354



**Figura 4.47** Relação entre  $P_L$  e  $p_0$  baseada na proposta de Schmertmann (1982)- campo experimental de Viçosa.

Verifica-se pela Figura 4.47 que apesar de ter-se obtido coeficientes de correlação e determinação consideráveis, as equações obtidas e proposta por Schmertmann (1982) não foram semelhantes.



**Figura 4.48** Relação entre  $P_L$  e  $p_1$  baseada na proposta de Schmertmann, 1982-campo experimental de Viçosa.

Analisando-se a Figura 4.48, observa-se que além de se obter boa associação entre seus parâmetros, bem como explicação relevante do modelo adotado, encontrou-se a equação para o campo experimental de Viçosa idêntica à mesma proposta por Schmertmann (1982). Tal fato é razoavelmente coerente visto que  $P_L$  e  $p_1$  são obtidos no intervalo plástico e elastoplástico do solo, respectivamente.

Não foi feita a análise entre  $P_L$ ,  $p_0$  e  $p_1$ , para o campo experimental de Serra, devido este não possuir camada contendo finos como porcentagem predominante.

#### 4.3.9. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )

Através de ensaios realizados por Cassan (1968-1969), Hobbs e Dixon (1969) e Waschowski (1976) foi obtida uma constante correlacionando a pressão limite e o  $N_{SPT}$ .

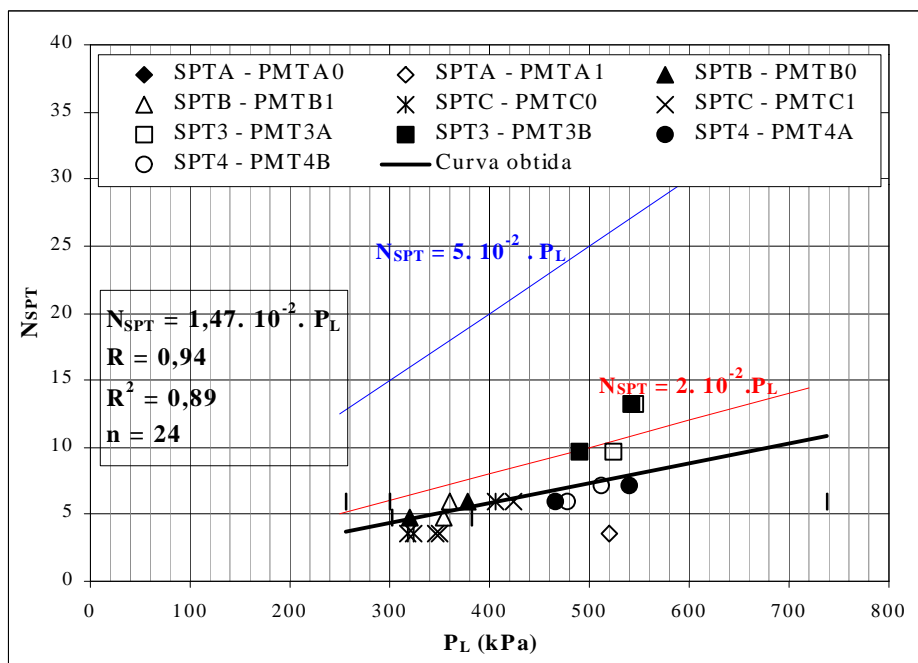
A classificação considerada quanto ao tipo de solo foi adotada a do ensaio DMT devido que nem todos os pontos possuem a caracterização feita em laboratório.

Devido a serem poucos os pontos que relacionam  $P_L$  e o  $N_{SPT}$  nas regiões 3 e 4, fez-se então uma análise direta de tal campo, ou seja, não houve a distinção prévia entre regiões 3 e 4 e regiões A, B e C.

Seguem abaixo os resultados obtidos correlacionando tais parâmetros:

**Quadro 4.56** Dados obtidos da relação entre o  $N_{SPT}$ , eficiência de 60%, e  $P_L$ , em kPa - Campo experimental de Viçosa.

		Z(m)	$N_{SPT}$	$P_L$ (kPa)
		SPTA	PMTA0	0,95
2,45	4,8			382
2,95	6			738
SPTB	PMTA1	0,95	6	300
		2,45	4,8	302
		2,95	3,6	520
SPTC	PMTB0	0,95	6	377
		2,45	4,8	320
		2,95	6	359
SPT3	PMTB1	2,45	4,8	353
		0,95	6	405
		2,45	3,6	323
SPT4	PMTC0	2,95	3,6	318
		0,95	6	424
		2,45	3,6	350
SPT3	PMTC1	2,95	3,6	345
		2,45	9,6	501
		3,45	13,2	435
SPT4	PMT3A	2,45	9,6	538
		3,45	13,2	492
		2,45	6	539
SPT4	PMT3B	3,45	7,2	420
		2,45	6	512
		3,45	7,2	405
SPT4	PMT4A	2,45	6	539
		3,45	7,2	420
		2,45	6	512
SPT4	PMT4B	3,45	7,2	405



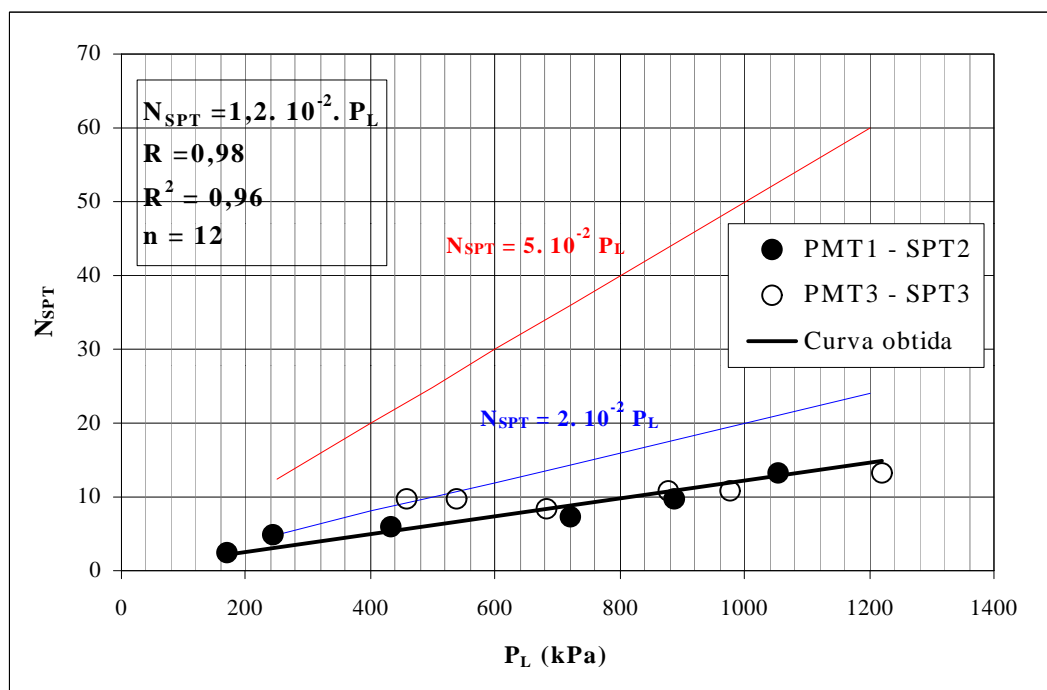
**Figura 4.49** Correlação obtida entre  $P_L$  e o  $N_{SPT}$  para o campo experimental de Viçosa.

Através da análise feita da Figura 4.49, verifica-se que o coeficiente de correlação encontrado foi considerável, havendo uma boa associação entre os valores  $N_{SPT}$  e o  $P_L$ , obteve-se um  $R^2$  também relevante devido à boa concordância do modelo adotado. Observa-se que a equação obtida para este campo experimental foi coerente com a mesma proposta para areias.

No Quadro 4.57 e Figura 4.50 apresentam-se os pontos correspondentes de  $P_L$  e o  $N_{SPT}$  para o campo experimental de Serra, em função da profundidade, bem como a equação obtida relacionando-os.

**Quadro 4.57** Dados obtidos da relação entre o  $N_{SPT}$ , eficiência de 60%, e  $P_L$ , em kPa - Campo experimental de Serra.

	Z(m)	$N_{SPT\ 60}$	$P_L$ (kPa)
PMT1 - SPT2	0,95	2,4	169
	1,45	4,8	243
	1,95	6	431
	2,45	7,2	720
	2,95	9,6	887
	3,45	13,2	1053
PMT3 - SPT3	0,95	9,6	458
	1,45	9,6	539
	1,95	8,4	681
	2,45	10,8	878
	2,95	10,8	978
	3,45	13,2	1219



**Figura 4.50** Correlação obtida entre  $P_L$ , em kPa, e o  $N_{SPT}$ , com eficiência de 60%, para o campo experimental da Serra.

Apesar da Figura 4.50 apresentar boa correspondência entre seus valores, a equação encontrada distanciou-se da equação original. Faz-se necessária então a obtenção de um maior número de pontos para que seja analisada a equação

encontrada. Outro aspecto que merece atenção deve-se à possibilidade de que a equação encontrada na literatura tenha sido obtida através de ensaios feitos em solos com características diferentes das mesmas encontradas nos solos analisados nesta Tese.

O campo experimental de Serra também obteve boa correspondência quanto à equação e tipo de solo, em comparação à equação original proposta.

#### 4.3.10. Ensaio Penetrométrico Dinâmico ( $N_{PDM}$ ) versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ )

O Quadro 4.58 e a Figura 4.51 mostram os dados e o gráfico, respectivamente, entre o  $N_{SPT}$  e o  $N_{PDM}$ .

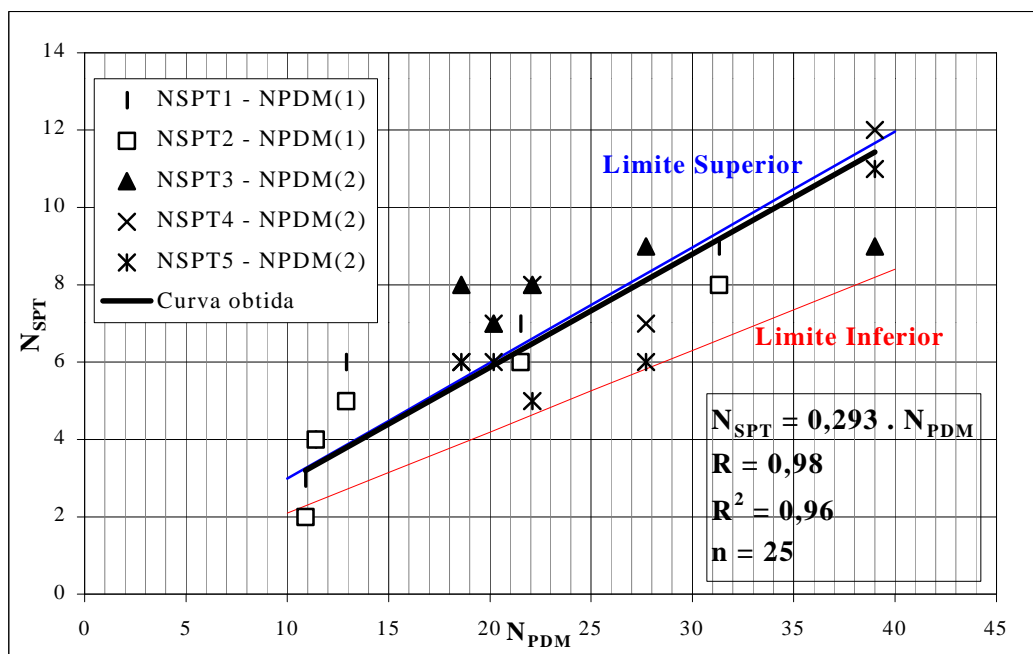
O  $N_{PDM}$  foi obtido através da média de seus valores que abrangem o intervalo correspondente do  $N_{SPT}$ .

**Quadro 4.58** Dados obtidos da relação entre o  $N_{SPT}$ , eficiência de 72%, e o  $N_{PDM}$  para o campo experimental de Serra.

Cota (m)	Parâmetros correspondentes à Região F			Parâmetros correspondentes à Região R			
	$N_{SPT1}$	$N_{SPT2}$	$N_{PDM}^{(1)}$	$N_{SPT3}$	$N_{SPT4}$	$N_{SPT5}$	$N_{PDM}^{(2)}$
0,95	3	2	10,9	8	8	5,0	22,1
1,45	4	4,0	11,4	8	6	6,0	18,6
1,95	6	5,0	12,9	7	7	6,0	20,2
2,45	7	6,0	21,5	9	7	6,0	27,7
2,95	9	8,0	31,3	9	12	11,0	39,0

(1) Valores correspondentes da média dos  $N_{PDM}$  que se encontram na camada correspondente ao  $N_{SPT}$  - região F.

(2) Valores correspondentes da média dos  $N_{PDM}$  que se encontram na camada correspondente ao  $N_{SPT}$  - região R.



**Figura 4.51** Correlação obtida entre o  $N_{PDM}$  e o  $N_{SPT}$ , com eficiência de 72%, para o campo experimental de Serra.

Além de ter-se obtido excelente associação entre os parâmetros,  $N_{PDM}$  e  $N_{SPT}$ , bem como boa explicação do modelo adotado, a equação obtida encontrou-se dentro do intervalo pré-determinado por Polido (1999).

#### 4.3.11. Pressão Limite ( $P_L$ ) versus Resistência Não-Drenada versus Índice de Resistência à Penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Tipo de solo

Analisando-se os Quadros 4.56 e 4.57 verifica-se que tanto para o campo experimental de Viçosa quanto para o campo experimental de Serra, houve um erro de 25% da relação entre o  $P_L$  e o  $N_{SPT}$  comparados aos dados do Quadro 2.5, proposto por Briaud (1992). A classificação quanto ao tipo de solo feita em laboratório obteve boa concordância quanto à predominância do tipo de solo referida no Quadro 2.5, relacionada com os demais parâmetros.

#### **4.3.12.Índice de resistência à penetração ( $N_{SPT}$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $f'$ )**

Devido a não ter sido obtido o  $N_{SPT}$  na cota de 0,7 a 1,0 m, bem como o ensaio triaxial drenado na cota de 1,0 a 1,5 m, considera-se que as profundidades delimitadas por tais ensaios possuam as mesmas características, com o intuito de se verificar as correlações propostas por Muromachi et al. (1974) (equação 2.65), Mitchell et al. (1978) (Figura 2.23) e apud Teixeira (1996) (equação 2.66). Considerando-se então o  $N_{SPT}$  igual a 10,8, cuja eficiência é de 60%, calcularam-se os ângulos de atrito de  $31,5^\circ$  e  $29,7^\circ$ , pelas metodologias desenvolvidas por Muromachi et al. (1974) e apud Teixeira (1996), respectivamente. Observa-se que o  $\phi'$  encontrado pelo ensaio triaxial drenado para a cota de 0,7 a 1,0 m foi de  $19^\circ$ . Tal diferença pode ser devida à influência dos finos, no caso o silte, ou mesmo a conclusão que as cotas envolvidas possuem solos com diferentes características.

Introduzindo-se os valores do  $N_{SPT}$  igual a 10,8 e de  $\sigma'_v$  igual a 56,1 kPa, estando este último considerando a sucção em seus cálculos, na Figura 2.23, encontrou-se um  $\phi'$  de  $38^\circ$ , também considerado um valor elevado comparado ao mesmo parâmetro obtido no ensaio triaxial, tendo então a mesma justificativa mencionada acima.

#### **4.3.13.Pressão Limite Líquida ( $P_L^*$ ) versus Ângulo de Atrito Interno do Ensaio Triaxial Drenado ( $f'$ )**

Fazendo-se uma análise pontual de  $P_L^*$  em função de  $\phi'$ , verificou-se a validade da equação 2.68 para areias, nas cotas de 0,4 m e 1,0 m, do campo experimental de Viçosa- região 4. Obtendo então os valores do ângulo de atrito interno de  $53,58^\circ$  e  $53,85^\circ$  para as referidas cotas. Novamente a mesma justificativa do tópico anterior é aplicada para estes resultados, ou seja, não houve boa correspondência entre a equação proposta e o tipo de solo analisado devido a este possuir grandes percentagens de silte.

#### 4.3.14- Coeficiente de Empuxo em Repouso de Ensaio Pressiométrico autoperfurante ( $K_{0P}$ ) versus Coeficiente de Empuxo em Repouso do Ensaio DMT ( $K_{0D}$ )

Como já dito na revisão bibliográfica, devido terem sido encontrados poucos dados envolvendo os parâmetros do ensaio pressiométrico de Ménard, fez-se à verificação da correlação citada neste tópico, porém estando esta aplicada envolvendo os ensaios pressiométricos executados nesta Tese.

Outra consideração empregada refere-se à análise apenas dos ensaios realizados na região 4 do campo experimental de Viçosa, visto que foram encontrados os pesos específicos naturais apenas até a cota de 1,0 m.

O cálculo de  $K_{0P}$  do ensaio pressiométrico foi feito considerando-se que a tensão horizontal fosse igual a  $P_0$ , ou seja, desconsiderou-se o efeito do amolgamento do solo. Para o ensaio DMT, o parâmetro  $K_{0D}$  foi obtido considerando-se o efeito da sucção visto que o ensaio PMT já se mostra influenciado por tal fenômeno.

**Quadro 4.59** Relação existente entre os valores de  $K_0$  dos ensaios PMT e DMT realizados na região 3 e 4 do campo experimental de Viçosa.

Cota (m)	$K_{0P}$	$K_{0D}$	$K_{0P} / K_{0D}$
0,4	3,30	1,06	3,12
1	1,43	0,90	1,59

Inicialmente verifica-se que o valor de  $K_{0P}$  encontrado para a cota de 1 m é o mesmo calculado para o ensaio  $CIU_{nat}$  em função do ângulo de atrito interno utilizando-se a equação 2.6.

Já a análise feita entre os parâmetros  $K_0$  obtidos através dos ensaios PMT e DMT, conclui-se que estes não possuem razão unitária. Comparando-se os valores do coeficiente do empuxo no repouso, justifica-se a obtenção de menores valores encontrados pelo ensaio DMT, devido ao maior amolgamento da camada de solo quando realizado tal ensaio, comparado ao ensaio PMT.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O objetivo deste trabalho foi contribuir para a ampliação do banco de dados de solos tropicais, através da determinação de parâmetros geotécnicos de ensaios de campo e laboratório, bem como para o desenvolvimento de correlações geotécnicas entre os mesmos. A principal conclusão obtida é que as formulações (correlações) apresentadas na literatura para solos de países localizados em regiões temperadas não se aplicam aos solos geograficamente definidos como tropicais, com raras exceções. Outras conclusões são, como se segue:

- i. Para quaisquer correlações é preponderante o conhecimento dos seus intervalos de validade;
- ii. Apesar do grande número de correlações entre parâmetros geotécnicos, tal como sintetizado na revisão bibliográfica desta Tese, muito cuidado deve-se ter quando da utilização das mesmas;
- iii. A introdução da sucção na análise de alguns parâmetros encontrados no ensaio dilatométrico bem como para o OCR determinado através dos dados obtidos no ensaio edométrico, torna-se relevante;
- iv. Devido à ligação entre partículas em solos não-saturados, a sucção tende a aumentar a coesão bem como a rigidez do solo;

- v. Os ensaios pressiométricos de pré-furo são de difícil execução em solos pouco coesivos e, principalmente, abaixo do nível d'água;
- vi. A classificação “mecânica”, quanto ao tipo de solo, obtida pelo ensaio DMT é pouco sensível à distinção entre argila e silte/areia em função da predominância das parcelas do solo, bem como da diferença existente entre solos argilosos e siltosos, se comparada à classificação unificada;
- vii. Para todos os ensaios de campo executados, os parâmetros referentes à resistência das camadas investigadas mostram-se relativamente coerentes;
- viii. Houve, na maioria dos casos, boa correspondência dos modelos aplicados aos parâmetros geotécnicos e os encontrados na literatura. No entanto, não se encontrou a identidade entre as equações que representam os modelos.

Tendo em vista a necessidade do melhor conhecimento dos assuntos abordados nesta Tese, têm-se como sugestões para futuros trabalhos:

- i. Implementação de dados aqui abordados para outros campos experimentais semelhantes aos analisados nesta Tese;
- ii. Utilização mais rotineira de ensaios de investigação de campo do tipo PMT e DMT;
- iii. Aprofundamento de estudo da influência da sucção em parâmetros resultantes da interpretação de dados de campo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- **Ensaio de Adensamento unidimensional – MB 3336**, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1990.
  
- **Solo- análise granulometria- NBR 7183**. Rio de Janeiro: 1982a. 7p.
  
- **Solo- determinação do limite de liquidez- NBR 7183**. Rio de Janeiro, 1982b, 2p.
  
- **Solo-determinação do limite de plasticidade- NBR7183**. Rio de Janeiro, 1982c, 1p.
  
- AITCHISON G.D. **Relationships of Moisture Stress and Effetive Stress Functions in Unsaturated Soils**, Conf. Britsh Nat. Soc. Od Int. Soil Mech Found. Eng. London, p. 47-52, 1960.
  
- APAGEO SEGELM. **Operating intructions Ménard Pressuremeter**. English Version, França, 35p., 1998.

ARAÚJO, S.P.M.de **O ensaio pressiométrico de Ménard e sua utilização na estimativa da capacidade de carga e recalque de fundações assentes em solo residual de gnaise**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade Federal de Viçosa-M.G, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, NBR 6122. **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 10p., 1996.

BAGUELIN, F., JÉZÉQUEL, J.F., SHIELDS, D.H. **The Pressuremeter and Foundation Engineering**. Clausthau: Trans Tech, 617p., 1978.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V.N., JAMIOLKOWSKI, M., MARCHETTI, S., PASQUALINI, E. **Flat Dilatometer Tests in Calibration Chambers**. In: IN SITU'86 ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, Blacksburg. Proceedings... [Blacksburg]: Virginia Tech, 1986] p. 431-446., 1986.

BALIGH, M. M. AND SCOTT, R. F **Quasi Static Deep Penetration in Clays**. ASCE J. GE, Vol. 101, pp.1119-1133, 1975.

BAPTISTA, E.I., LIMA D.C., BUENO B.S. **Análise de Risco para Encostas de Viçosa – M.G**. In: PAN – AMERICAN SYMPOSIUM ON LANDSLIDES, 2; CONFERÊNCIA BRASILEIRA SOBRE ESTABILIDADE DE ENCOSTAS, 2, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABMS/ABGE, 1997. v.2, p.783-791, 1997.

BARKSDALE, R.D., FERRY, C.T. AND LAWRENCE, J.D. **Residual Soil Settlement from pressuremeter moduli**, Proc. In Situ'86: Use of In Situ Tests in Geot. Engeng, Blasksburg V.A., pp.447-461, 1986.

- BELICANTA, A. **Avaliação dos Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT**. São Carlos: USP, 1998. (Tese)
- BERGDAHL, U AND ERICKSSON, U., **Bestamning av jordegenskaper fran sondering**. En litteraturstudie. (Soil Properties with Penetration Tests - A Literature Study). Swedish Geotechnical Institute Linkoping Sweden, Report no 22, p96, 1983.
- BISHOP A.W., **The principle of effective stress**, Tek. Ukebl.39, 1959.
- BISHOP, A.W., BLIGHT, G.E. **Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils**. Geotechnique 12 (3), 1963.
- BISHOP, A.W., DONALD, I.B. **The experimental study of partly saturated soil in the Triaxial apparatus**. 5 th ICSMFE, Paris, 1961.
- BISHOP A.W., AND HENKEL, D.J. **Measurement of the soil properties in the Triaxial test**. William Arnold, London, 2 ed., 1962.
- BOGHRAT, A. **Dilatometer Testing in Highly Overconsolidated Soils**. Technical Note, ASCE Journal of Geotechn. Engineering, Vol. 113, no. 5, May, pp.516, 1987.
- BRANDT, J.R.T. **Utilização de um Novo Pressiômetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais Gnáissicos Jovens e de Estratos do Terciário Paulista**. Rio de Janeiro: PUC-RJ, 1978. 244p. Dissertação (mestrado em Engenharia Civil) – Pontifíca Universidade Católica do Rio de Janeiro, 1978.

- BRIAUD J.L., MIRAN J. **The Flat Dilatometer Test.** Washington, D.C.: U.S. Department of Transportation/ Federal Highway Administration, (Report n° FHWA-AS-91-044), 102 p., 1992.
- BROMS B.B., Flodin N. **History of Soil Penetration Testing,** Orlando. Penetration testing 1988. Rotterdam: A.A. Balkema, c.1, p. 157-220, 1988.
- BROWN, D.A. AND VINSON, J. **Comparison of Strength and stiffness parameters for a Piedmont residual soil.** Geotechnical Site Characterization, Vol.2, Balkema, Rotterdam, pp.1229-1234, 1998.
- BUENO B.S., VILAR O. M. **Mecânica dos Solos UFV 1980,** Oficinas Gráficas da Imprensa Universitária da Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 131 p., 1980.
- BURLAND, J.B. **Small is Beautiful the Stiffness of Soils at Small Strains,** Canadian Geotechnical Journal 26(4), pp.499-516, 1989.
- CALLANAR, J.F., KULHAWY, F.H. **Evaluation of Procedures for Predicting Foundation Uplift Movements,** Report EL- 4107, Electric Power Research Institute, Palo Alto, 124 p., 1985.
- CAMPANELLA, R.G., ROBERTSON, P.K., GILLESPIE, D.G., GRIEG, J. **Recent Developments in Situ Testing of Soils.** In: INTERNATIONAL COFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINNERING, 11, S. Francisco. Proceedings...[S. Francisco: s.n., 1985]. P.849-854, 1985.
- CASSAN, M. **Les Essais In-Situ em Mécanique dès Sols,** Construction, n° 10/5/7/8, 1968.

CENTRE D' ESTUDES MÉNARD **Determination De La Poussée Exercée par um Sol Sur Une Paroi De Soutènement**, Publication D/38/70, 1970.

CHANG , M.F. AND WONG, I.H. **Penetration Testing in Residual Soils of Singapore**. Preprint. Speciality Geomechanics Symposium on Interpretation of Field Testing for Design Parameters, Univ. of Adelaide, Austrália, 1986.

CLARKE B.G. **Pressuremeters in Geotechnical Design**. Blackie Academic & Professional, 364 p., 1995.

COUGH, G.H. AND GOEKE, P.M. **In Situ Testing for Lock and Dam 26 Cellular Cofferdam**. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering, ASCE: 131-145, 1986.

CRUZ N., FONSECA A.V. **A caracterização de Solos Residuais de Granito do Norte de Portugal com Ensaio DMT. Uma contribuição**, 6º Congresso Nacional de Geotecnia, Vol. 1, Sociedade Portuguesa de Geotecnia e Centro de Geotecnia do Instituto Superior Técnico, p.9-18, 1997.

DAHLBERG, R. **Penetration Pressuremeter and Screw-Plate Tests in a Preloaded Natural Sand Deposit**. Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol.2:2, p.69-87, 1974.

DAHLBERG, R. AND BERGDAHL, U. **Investigation on the Swedish Ram-Sounding Method**. Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Vol. 2:2, p.93-102, 1974.

D' APPOLONIA, D.P., LADD,C.H. **Initial Settlement of Structures on Clay**, **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, American Geotechnical Journal, Vol.10, p.193-210, 1971.

- DAVIDSON, J. & BOGHRAT, A. **Displacements and Strains around Probes in Sand**. Proc. ASCE Spec. Conf. on "Geotechnical Practice in Offshore Engineering", Austin, TX, Apr., pp.181-203, 1983.
- DE MELLO, V.F.B., **The Standard Penetration Test - State of the Art Report**, Proceedings, 4th.PanAmerican CSMFE, Puerto Rico, vol1, p.1-86, 1971.
- DE PAULA M. C. **Ensaio Dilatométrico em um Solo residual de Gnaisse**. UFV 1998, 176 p., Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1998.
- DUDLEY, J.H., **Review of collapsing soils**. Jnl. Of SMFD Div., ASCE, 96 (SM3), 1970.
- DURGUNOGLU, H.T. AND MICHELL, J.R. **Static Penetration Resistance of Soils: II- Evaluation of Theory and Implications for Practice. In Situ Measurement of Soil Properties**, ASCE, Vol.1, pp.172-189, 1975.
- FAILMEZGER, R.A., ROM, D. & ZIEGLER, S.B. **Behavioral Characteristics of Residual Soils. SPT? – A Better Approach to Site Characterization of Residual Soils using other In-Situ Tests**. ASCE Geot. Special Pub. No. 92, Edelen, Bill, ed., ASCE, Reston, VA, p.158-175, 1999.
- FERRAZ, R.L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais**. Viçosa, M.G.: UFV, 1994, 174p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Viçosa, 1994.
- FREDLUND, D.G., RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley and Sons, 517p. 1993.

- FREDLUND D.G., XING A. **Equations for the soil-water characteristic curve.** Canadian Geotechnical Journal, p.521-532, 1994.
- GAMBI, M. (1963B) **Le pressiômetro et L'art des Foudatios,** Laboratoire Central des Ponts and Chaussées – Journées des Foudations, 1963b.
- GRAVENSEN, S. **Elastic Semi-Infinite Medium Bounded by a Rigid Wall with a Circular Hole.** Copenhagen: Laboratoriet For Bygninsteknik/Danmarks Tekniske Hojskole, Vol.1. (Meddelelse n.10), 1960.
- GUIMARÃES, L.S.P. **Caracterização Química e Geotécnica de um Perfil de Solo Residual.** Viçosa, M.G.: UFV, 1986. 96p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Viçosa, 1996.
- HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing.** London: ELE International, v2, p412, 1982.
- HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing** London: ELE International, v.3, p497, 1986.
- HEDENELUND, K.V. **Kitkamaalajien Kantavuusominaissukusta Valtion (On the Bearing Capacity of Frictional Soils** Teknillinen Tutkimus Laitos. Tideotus, Sarja II. Rakennus 97, Helsinki, 1966.
- HOBBS, N.B., DIXON, J.C. **In-Situ Testing for Bridge Foudations in the Devonian Marl,** Conf. on In-situ Invesgations in Soils and Rocks, London, pp.31-38, 1969.
- IWASAKI K. ET. AL **Applicability of the Marchetti Dilatometer Test to Soft Ground in Japan.** GEOCOAST '91, Sept. 1991, Yokohama 1/6., 1991

- JÁKI, j. **The Coefficient of Earth pressure at Rest.** Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, p.355-358, 1944.
- JENNINGS J.E.B., BURLAND J.B. **Limitations To the Use of Effective Stresses in Partly Saturated Soils,** Géotechnique, Vol.12, p.125-144, 1962.
- JENNINGS, J.E., KNIGHT, K. **The additional settlement of foundation due a collapse of structure of sandy subsoils on wetting,** Proc. 4<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Fdn Engng, v1, 1957.
- JÉZÉQUEL, J.F., LEMASSON, H., TOUZÉ, J. **Le Pressionètre Louis Quelques Problèmes de Mise em Oeuvre et Leur Influence Sur Les Valeurs Pressiométriques,** Bull. De Liaison du LCPC, n° 32, p97-120, 1968.
- KALTEZIOTIS, N.A., PACHAKIS, M.D., ZERVOGRANNIS, H.S. **Applications of the Flat Dilatometer Test (DMT) in Coesive Soils,** Proc X ECSMFE, Florence, Vol.1, p.125-128, 1991.
- KAMEI T., IWASAKI K. **Evaluation of Undrained Shear Strength of Cohesive Soils Using a Flat Dilatometer.** Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 35, No 2, p. 111-116, 1995.
- KOVACS, W.D. & SALOMONE, L.A. **SPT Hammer Energy Measurement,** In: Journal. Geot. Eng. Div., Proc., GT7, pp. 108 e 974. New York: ASCE, 1982.
- KOVACS, W.D. & SALOMONE, L.A. **Field evalution of SPT energy equipment and methods in Japan compared with the SPT in the United**

**States.** US Department of Commerce, National Bureau of Standards, Report NBSIR 84-2910, 1984.

**KULHAWY, F.H., MAYNE, P.W. Manual on estimating soil properties for foundation design.** Ithaca: Cornell University/Electric Power Research Institute, p.2-19; 2-34; 5-17;5-18; 5-19, 1990.

**LACASSE, S. Interpretation of Dilatometer Test.** Final Report on In Situ Site Investigation Techniques and interpretation for Offshore Practice. [Oslo]: Norwegian Geotechnical Institute, 1v., 1986.

**LAMÉ, G. Leçons Sur La Théorie Mathématique D'Élasticité Des Corps Solides,** Bachelier, Paris, France, 1852.

**LUÍS P. DAS G. Caracterização Geotécnica e Considerações sobre a Estabilidade de Taludes em Solos Residuais de Viçosa-M.G. UFV, 2000,** p. 51-54, 74-77. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 2000.

**LUTENEGGER, A.J. Current status of the Marchetti dilatometer test.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1, 1988, Orlando. Penetration testing 1988. Rotterdam: A.A. Balkema, c.1, p.137-155, 1988.

**LUTENEGGER, A.J. Application and Limitations of in Situ tests in Structured Soils.** In: US/BAZIL GEOTECHNICAL WORKSHOP ON APPLICABILITY OF CLASSICAL SOIL MECHANICS PRINCIPLES TO STRUCTURED SOILS, 1992, Belo Horizonte. Proceedings.... Belo Horizonte: [s.n.], p.105-133,1994.

- MACHADO S.L. **Aplicação de Conceitos de Elastoplasticidade a Solos não Saturados**, Escola de Engenharia de São Carlos, 1998, p.18-25, Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola de Engenharia de São Carlos, 1998.
- MAIR, R.J., WOOD, D.M. **Pressuremeter Testing - Methods and Interpretation**, Butter-worth, 1987.
- MARCHETTI S., MONACO P., TOTANI G.& CALABRESE M. **The flat dilatometer test (DMT) in soil investigation**. ISSMG Committee TC16. Proc. IN SITU 2001, Intl. Conf. On In situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia, p.1-40, 2001.
- MARCHETTI, S. **In situ tests by dilatometer**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v.106, n.GT3, p.299-321, 1980.
- MARCHETTI, S. **In situ tests by dilatometer - closure**. Journal of the Geotechnical Engineering Division, v.107, n.GT6, p.831-837, 1981.
- MARCHETTI, S. **The Flat dilatometer**. In: Third Geotechnical Engng. Conf. Cairo University, p. 421-448, 1997.
- MARCHETTI, A. and MONACO, P. **SHORT COURSE on FLAT DILATOMETER (DMT)** University of L'Aquila, Baly- Italy, 21p., 2001.
- MARSHALL, T.J. **A relation between permeability and size distribution of pores**. Journal of Soil Science, Vol. 9:pp. 1-8, 1958.
- MARTIN, L. **Mapeamento geológico ao longo da costa brasileira**. In: SIMPÓSIO SOBRE DEPÓSITOS QUATERNÁRIOS DAS BAIXADAS LITORÂNEAS BRASILEIRA: ORIGEM, CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS E EXPERIÊNCIAS DE OBRAS, 1988, Rio de Janeiro.

Anais... Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos, p.2.1-2.29, 1988.

MARTIN, R.E. **Estimating foundation settlements in residual soils**, Journal of the Geotechnical Engineering Division (ASCE) 103 (GT3), 197-212, 1977.

MARTIN, R.E., **Settlements of Residual Soils. Proceedings of a Session on Foundation and Excavations in Decomposed Rock of the Piedmont Province**, Geotechnical Engineering Division, ASCE, abril, 1987.

MATYS, E.L. AND RADHAKRISHNA, H.S., **Voile change characteristics of partially saturated soils**. Geotechnique 18 4, 1968.

MAYNE, P.W. **Stress-strain-strength-flow parameters from enhanced in-situ tests**. International Conference on in-situ measurement of soil properties & case histories (in-situ 2001), Bali, Indonesia, p.27-48, 2001.

MAYNE, P.W., FROST, D.D., **Dilatometer Experience in Washigton, D.C. and Vicinity**, Reserch Record 1169, Transportation Research Board, Washington, p.16-23, 1989.

MAYNE, P.W., MARTIN, G.K. **Commentary on Marchetti flat dilatometer correlations in soils**. ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 21, No. 3, p.222-239, 1998.

MELLO JR., J.O. **Estudo de Capacidade de Carga Quanto à Ruptura de Fundações Superficiais em Solo Não Saturado**, UFES 2002, p.185, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, 2002.

- MÉNARD, L. **Influence de l'amplitude et de l'Histoire d'un Sol de Foudation**, C.R. 5e Congrès International MSTF, tome 1, Paris, 1961.
- MÉNARD, L., ROSSEAU, J. **L'Évaluation des Tassements-Tendances Nouvelles, Sols Soils**, n° 1, p13-28, 1962.
- MEYERHOF, G.G. **Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesioless Soils**. Journal Soil Mech. A Founf. Div., ASCE, Vol.91, no SM2, p.21-31, 1956.
- MITCHELL, J.K., GARDNER, W.S. **In-Situ Measurement of Volume Change Characteristics**, Proceedings, ASCE Specialty Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties, Vol.2, Raleigh, p.279-345, 1975.
- MITCHELL, J.K., GUZIKOWSKI, F. & VILET, W.C.B. **The measurement of soil properties in situ, present methods – their applicability and potencial**. U.S. Dept. of Energy Report, Dept. Of Civil Engineering. Berkeley: Univ. of California, 1978.
- MUALEM, Y. **Hydraulic conductivity of unsaturated soils: prediction and formulas**. *In Methods of soil analysis*. Part I Physical and mineralogical methods. 2nd Edition. Agronomy. Edited by A. Klute. American Society of Agronomy, Inc. and Soil Society of America, Inc., Madi-son. Wis., U.S.A., pp. 799-823, 1986.
- M LLER, H. **Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren Nach Ménard**, Die Bautechnik, Helft 9, Berlin, p.289-295, 1970.
- MUROMACHI, T., OGURO, I. AND MIYASHITA, T. **Penetration Testing in Japan**. Proc European Symposium on Penetration Testing. Stockholm, Vol.1, p.193-200, 1974.

NEGRO JR. A., VELLOSO D.A., ALMEIDA M.S.S. **Previsão de Desempenho Comportamento Real. Aterros Sanitários. Taludes. Túneis. Fundações. Aterros Sobre Solos Moles**, ABMS/NRSP, 99 p., 2000.

BERG, A.L. & SÄLFORS, G. **A rational approach to the determination of the shear strength parameters of unsaturated soils**. Proc. Of First Int. Conf. On Unsaturated Soils. Paris, 1995.

BERG, A.L. & SÄLFORS, G **Determination of shear strength parameters of unsaturated silts and sands based on the water retention curve**. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 20, no 1, 1997.

ORTIGÃO, J.A.R., CUNHA, R.P., ALVES, L.S. **In Situ Tests in Brasília Porous Clay**. Canadian Geotechnical Journal, j.33, p.189-198, 1996.

PECK, R.B., HANSON, W.E., THORNBURN, T.N. **Foundation engineering**, 2 nd. Ed New York: John Wiley and Sons, Inc., 1974.

PITANGA, H.N., **Influência da Velocidade de Carregamento e do Tempo de Inundação na Resistência ao Cisalhamento de Solos Estruturados**, Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Universidade de Viçosa- M.G. 148pp, 2002.

POLIDO, U.F., CASTELLO, R.R. **Geotechnical parameters of a lateritic soil of Barreiras Formation in Espírito Santo**. In: Internation Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic, 1, 1985, Brasília. Anais... Brasília: ABMS, Vol VI, pp.263-277, 1985.

POLIDO, U.F., CASTELLO, R.R. **Comportamento de uma fundação Superficial em solo Residual Laterítico**. In: Congresso Brasileiro de

- Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre. Anais... Brasília: ABMS, Vol 8, pp.263-277, 1986.
- POLIDO, U.F., CASTELLO R.R. **Investigação Geotécnica**. 2 ed. ver. Vitória, E.S., Centro Tecnológico- UFES, pp63, 1999.
- POWELL, J.J.M., UGLOW, I.M., Marchetti S. **Dilatometer Testing in Stiff Overconsolidated Clays**. In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 39, Ottawa. Proceedings... [Ottawa: s.n., 1986]. P. 317-326, 1986.
- RICHARDS, L.A. **The usefulness of capillary potencial to soil-moisture and plant investigatiors**. Journal of the Agricultural Research. Washington, 37 (12), 1928.
- ROBERTSON, P., K. DAVIES, M. P., AND CAMPANELLA **Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer**. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 12, No. 1, p.30-38, 1989.
- ROCHA FILHO, P. **Discussão ao artigo: “Ensaio Pressiométricos em Solos Residuais Gnáissicos Jovens”** Solos e Rochas, Vol.6, nº 3, 1983.
- ROCHA FILHO, P. **In-Situ Tests Related To Deep Foundations: An Overview on Some Important Influencing Factors**, Teoria e Prática de Fundações Profundas, p. 159-174, 1985.
- ROCHA FILHO, P. **Discussão ao artigo: “Settlements of Foundations on Sand and Gravel”** por Burland e Burbridge. Proc. Of the Inst. Civil Engineering, Londres, 1986.

ROCHA FILHO P. **Ensaio “In Situ” em Solo Residual**, 2o Seminário de Engenharia de Fundações Especiais, 1991.

ROCHA FILHO P., CARVALHO J.B.Q. **General Report: Building Foundation in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**, Second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore, A.A.Balkema, Rotterdam, p.587-601, 1988.

ROCHA FILHO, P., RAMANEL, C., **Residual Soil Elastic Properties from In Situ Tests**. Proceedings of the International Symposium on Soil and Rock Investigation by In Situ Testing, Paris, Maio, Vol.II, P. 119-123, 1983.

ROCHA FILHO, P, TOLEDO R.D., **Previsão do Comportamento de Estacas Escavadas com Base em Resultados de Ensaio Pressiométricos**. IX Cong. Brasileiro de Mec. dos Solos e Eng. De Fundações, Salvador, 1990.

SAWADA S., SUGAWARA N. **Evaluation of densification of loose sand by SBP and DMT**. Proc 4<sup>th</sup> Int. Symp. On Pressuremeter, Sherbrooke, Canada, Balkema, p.101-107, 1995.

SCHMERTMANN, J.H. **A Method for Determining the Friction Angle in Sands from the Marchetti Dilatometer Tests**. In EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2, ORLANDO. Proceedings... [Orlando: s.n., 1982] v.1, p.577-587., 1982.

SCHMERTMANN, J.H. **Some Interrelationship with  $p_0$  in clays, DMT Digest**, No 9, Item 9A, Schmertmann Ed., 1987.

SCHMERTMANN & CRAPPS, **Guideline Summary for Using the CPT and Marchetti DMT for Geotechnical Design**. Rept. No. FHWA-PA-87-014-84-24 to PennDOT, Office of Research and Special Studies, Harrisburg, PA, in 4

volumes with the 3 below concerning primarily the DMT: Vol. I - Summary (78 pp.); Vol III - DMT Test Methods and Data Reduction (183 pp.); Vol. IV - DMT Design Method and Examples(135 pp.), 1988.

SCHMERTMANN, J. H. AND PALACIOS, A. **Energy Dynamics of SPT**, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT8, p. 909-926, 1979.

SCHMIDT, B. **Earth Pressures at Rest Related to Stress History**, Canadian Geotechnical Journal, National Research Council, Ottawa, Ontario, Canada, Vol.3, n° 4, pp. 239-242, 1966.

SCHNAID F., CONSOLI N.C., MANTARAS F.M. **O Uso do Ensaio Pressiométrico na Determinação de Parâmetros de Solos Não Saturados**, Solos e Rochas, São Paulo, p.129-137, 1995.

SCHNAID F. **Ensaios de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**, Oficina do Textos, São Paulo, 189 p., 2000.

SEED, H.B., TOKIMATSU, K., HARDER, L.F. & CHUNG, R.M. **Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations**, In: Journal Geot. Engng., pp.1425-1445. New York: ASCE, 1985.

SKEMPTON, A.W. **Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation**, In: Géotechnique, Vol.36, no.3, pp.425-447, 1986.

STROUD, M.A. **The Standard Penetration Test – Its Application and Interpretation**, in: Proc. I.C.E. Conf. on Penetration Testing in the UK. Londres: Thomas Telford, 1989.

- STROUD, M.A.&BUTLER, F.G. **The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials.**, in: Proc. Symp. on Engineering Properties of Glacial Materials, Millands Geotechnical Society, p.117-128. Birmingham, 1975.
- TANAKA, H., TANAKA M. **Characterization of sandy soils using CPT and DMT.** Soils and Foundations. Japanese Geotechnical Society, Vol 38, No. 3, p.55-65, 1998.
- TERZAGHI, K. **Erdbaumechanik** (in German). Vienna: Franz Deuticke, 399 pp., 1925.
- TERZAGHI, K. **Der The Shear Resistance of Saturated Soils**, in Proc. 1<sup>st</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. (Cambridge, MA), Vol 1, pp.54-36, 1936.
- TOLEDO FILHO, R.D. **Estudo da compressibilidade de solos residuais através de ensaios pressiométricos e prova de carga em estaca instrumentada.** Rio de Janeiro, RJ: PUC/RJ. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 151p., 1986.
- University of Saskatchewan. **KCAL User's manual. A computer program for calculating unsaturated permeability.** Department of Civil Engineering, University of Saskatchewan. Saskatoon, 1984.
- WANG C.E., BORDEN R.H. **Deformation Characteristics of Piedmont Residual Soils**, Journal of Geotechnical Engineering, p.823-830, 1996.
- WASCHKOWSKI, E. **Comparaisons entre Les Résultats Des Essais Pressiométriques Et Le SPT**, Rapport De Recherche Du Laboratoire Regional

Des Ponts Et Chaussées De Blois, F.A.E.R. 1056.23.5, Juin Not Published,  
1976.

## APÊNDICES

- **Apêndice A**

Cálculo do volume inicial da sonda ( $V_s$ ):

Calculou-se o volume inicial da sonda com recobrimento protetor tipo “Canvas”, sendo necessário o conhecimento do comprimento da célula central ( $I_s = 210$  mm), o diâmetro interno do tubo rígido utilizado no ensaio de perda de volume ( $d_i = 63$  mm) e a constância do volume quando se executa o ensaio de perda de volume ( $V_c$ ). Tendo então a fórmula:

$$V_s = \frac{\rho \cdot d_i^2 \cdot I_s}{4} - V_c$$

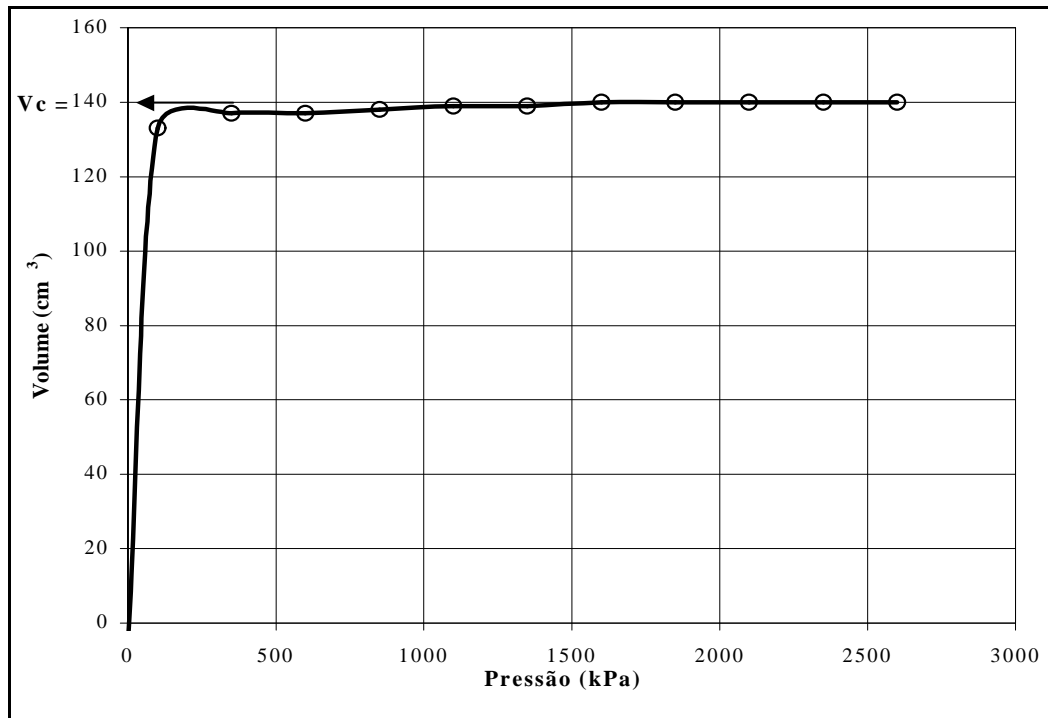


Figura A- Determinação do valor de  $V_C$  para o cálculo do volume inicial da sonda no repouso.

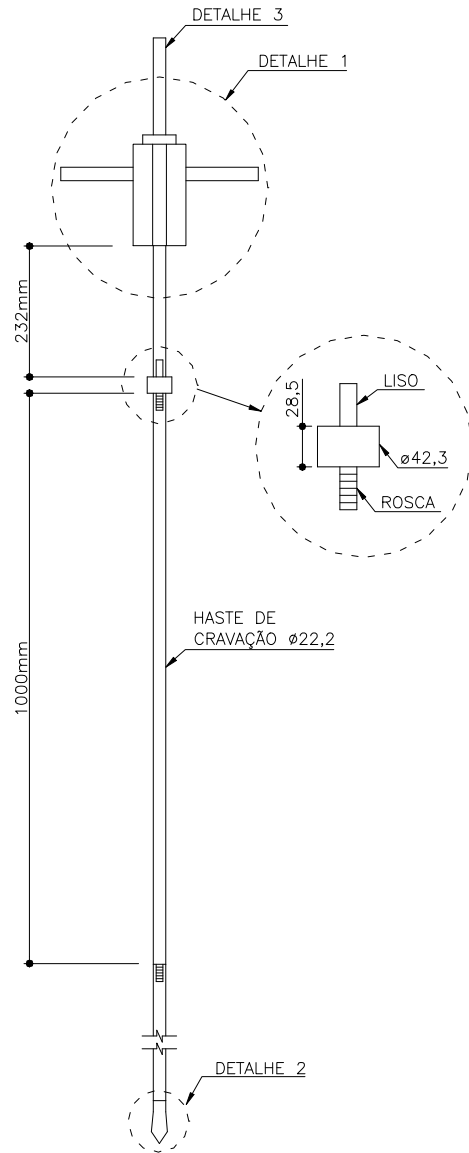
Através da Figura A, encontrou-se  $V_C = 140 \text{ cm}^3$ , logo:

$$V_S = \frac{p \cdot (6,3)^2 \cdot 21}{4} - 140 = 515 \text{ cm}^3.$$

- **Apêndice B**

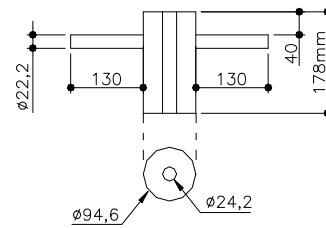
Projeto de construção do penetrômetro dinâmico manual executado por Polido & Castello (1999).

PENETRÔMETRO DINÂMICO MANUAL  
ESC 1/100

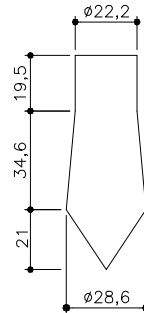


COTAS EM MILÍMETROS

DETALHE 1: MARTELO  
ESC 1/100



DETALHE 2: PONTA CÔNICA  
ESC 1/20



DETALHE 3: HASTE GUIA  
ESC 1/100

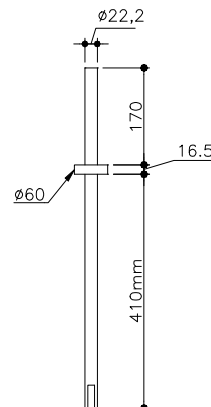
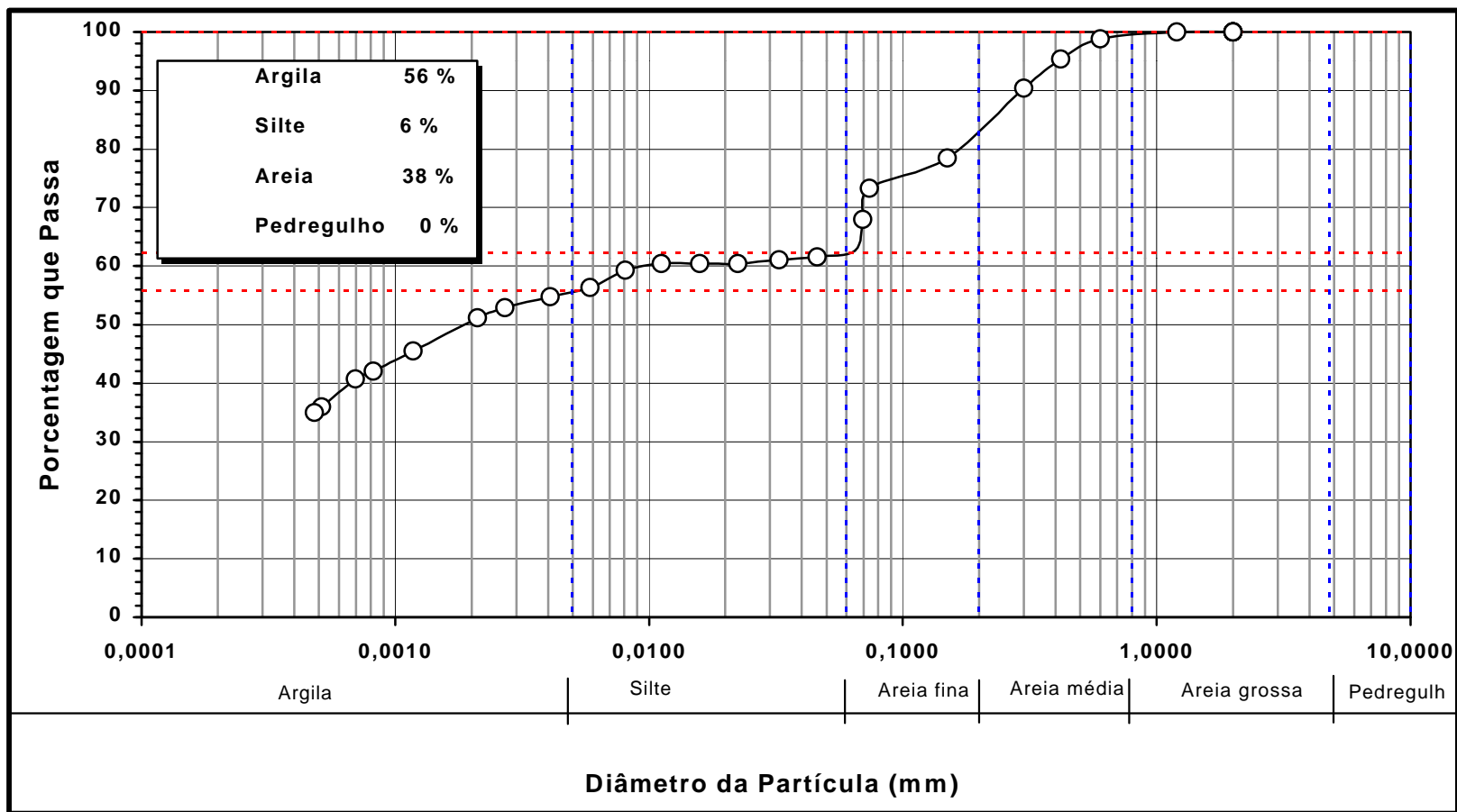


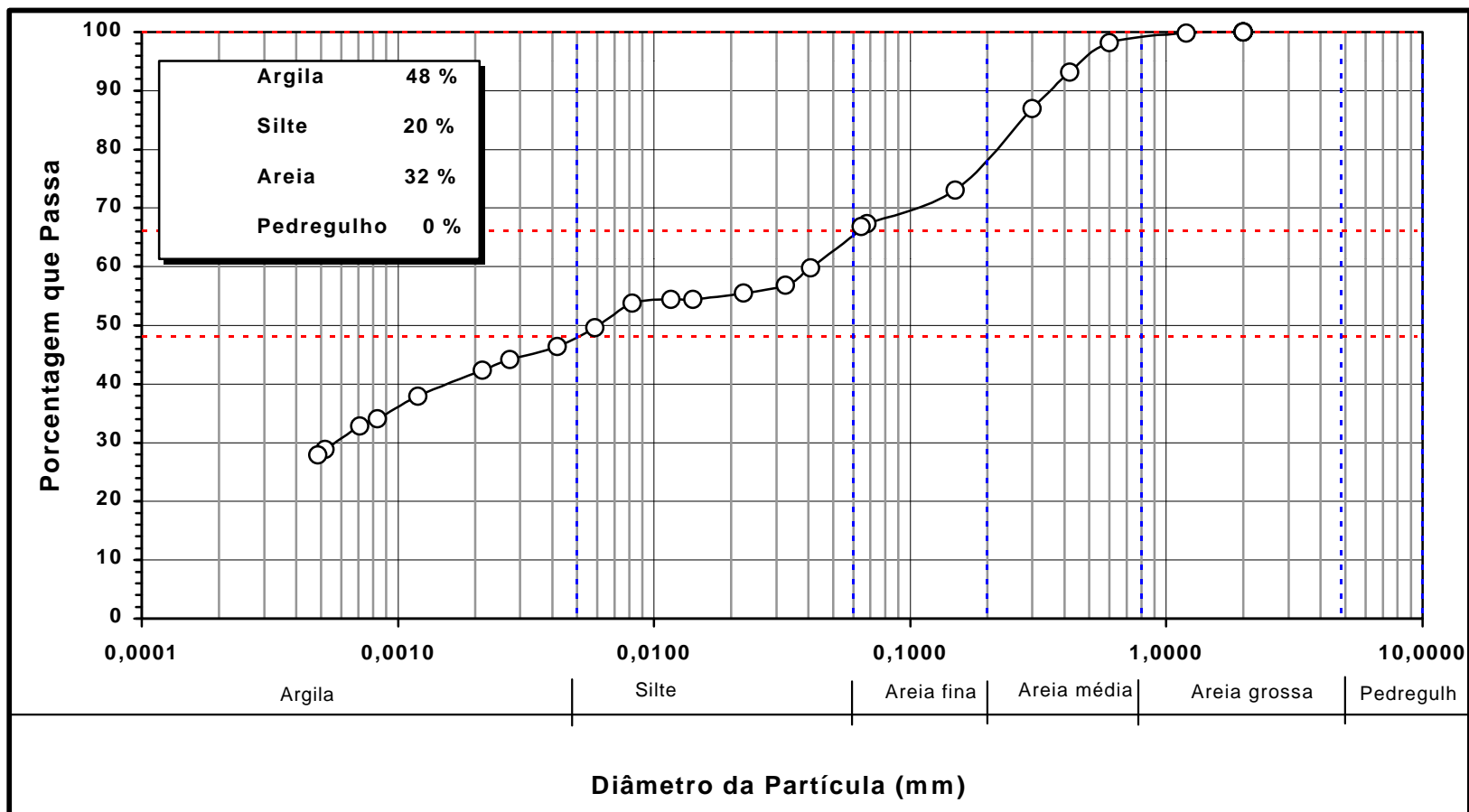
Figura B.1- Projeto de construção do PDM (Polido & Castello, 1999).

• **Apêndice C**

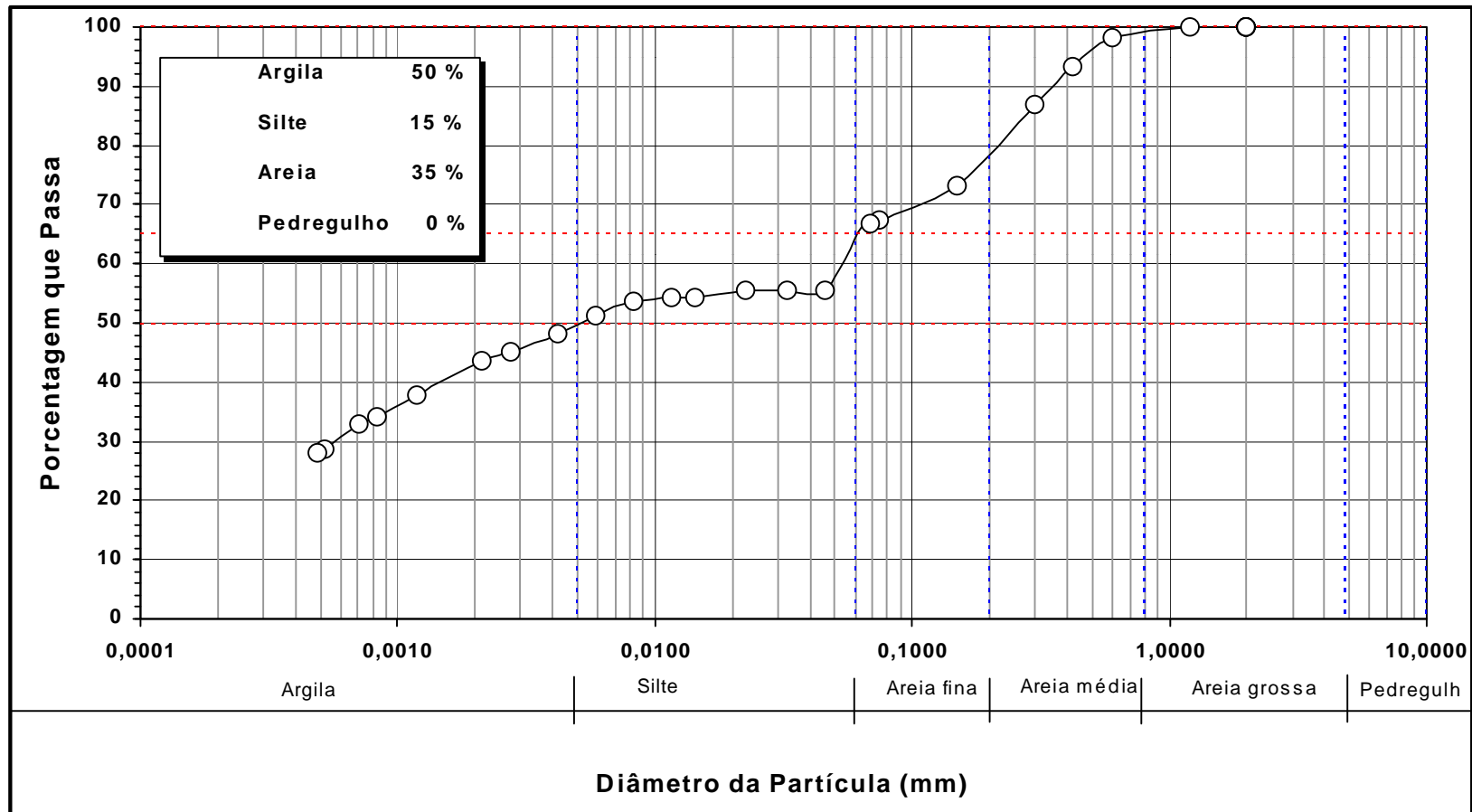
Representação gráfica das curvas granulométricas mais utilizadas:



**Figura C.1-** Granulometria Conjunta para a amostra indeformada localizada de 0,2 m a 0,5 m, da região 4, do campo experimental de Viçosa- M.G.



**Figura C.2-** Granulometria Conjunta para a amostra indeformada localizada de 0,7 m a 1,0 m, da região 4, do campo experimental de Viçosa- M.G.



**Figura C.3-** Granulometria Conjunta para a amostra deformada localizada de 0,4 m a 1,8 m, da região 4, do campo experimental de Viçosa- M.G.