

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS
ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA,
MECÂNICA DAS ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DE MÉNARD EM
MACIÇOS COMPACTADOS PARA AVALIAÇÃO
DE MÓDULOS ELÁSTICOS**

DEVONZIR MAGALHÃES DE OLIVEIRA

D0035G10
GOIÂNIA
2010

DEVONZIR MAGALHÃES DE OLIVEIRA

**ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DE MÉNARD EM
MACIÇOS COMPACTADOS PARA AVALIAÇÃO
DE MÓDULOS ELÁSTICOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: DSc. Maurício Martines Sales

D0035G10
GOIÂNIA
2010

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
GPT/BC/UFG

Oliveira, Devonzir Magalhães.
O482e Ensaios pressiométricos de Ménard em maciços compactados para a avaliação de módulos elásticos [manuscrito] / Devonzir Magalhães de Oliveira. - 2010.
 xv, 159 f. : il., figs. tabs.

 Orientador: Prof. Dr. Maurício Sales Martines.
 Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2010.
 Bibliografia.
 Inclui lista de figuras, abreviaturas, siglas e tabelas.
 Apêndices.

 1. Solo compactado. 2. Ensaios pressiométricos. 3. Módulo de elasticidade. Título.

CDU: 620.174.22

DEVONZIR MAGALHÃES DE OLIVEIRA

ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DE MÉNARD EM MACIÇOS COMPACTADOS PARA
AVALIAÇÃO DE MÓDULOS ELÁSTICOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 17/12/2010

Prof. DSc. Maurício Martines Sales (Presidente)
Universidade Federal de Goiás

Prof. DSc. Márcia Maria dos Anjos Mascarenhas (Membro interno)
Universidade Federal de Goiás

Prof. DSc. Erinaldo Hilário Cavalcante (Membro externo)
Universidade Federal de Sergipe

Aos meus pais, Seu João e Dona Alzira (in memoriam), meu espelho de vida. À minha esposa Lúcia e às minhas filhas Isabela e Marcela, de quem recebi compreensão nos momentos de minha ausência e incentivo para realização deste projeto.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a empresa Eletrobras Furnas Centrais Elétricas S.A, especialmente aos gerentes do DCT.C - Goiânia, por sua política sistemática de incentivar e proporcionar aos seus colaboradores oportunidades de aprimoramento profissional e capacitação técnica.

À Universidade Federal de Goiás, em especial ao Corpo Docente do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Escola de Engenharia Civil por ter disponibilizado professores da mais alta competência técnica e acadêmica para ministrar as disciplinas curriculares e fornecer as orientações necessárias para conclusão do Mestrado.

Meu agradecimento especial ao DSc. Maurício Martines Sales que me incentivou e orientou a realização desta pesquisa.

Aos amigos da Eletrobras Furnas e Universidade Federal de Goiás, especialmente aos engenheiros Emidio N.S. Lira, Renato Cabral e Renato Angelim, que me incentivaram e colaboraram para realização deste trabalho.

Ao Corpo Técnico dos Laboratórios da Eletrobras Furnas, em Aparecida de Goiânia, onde foram realizados os ensaios de laboratório, especialmente ao tecnólogo Wesley Pimenta e ao estagiário em engenharia civil Ravy Delatorre da Costa.

Meus agradecimentos ao Corpo Técnico da obra da UHE Batalha, onde foram realizados os ensaios de campo, por permitir a realização dos mesmos e autorizar a publicação de informações relativas às amostras coletadas nos aterros experimentais de solo compactado.

RESUMO

O controle de compactação de materiais terrosos em obras de engenharia demanda grandes esforços e a necessidade da realização de ensaios de campo e laboratório, ajustados ao cronograma sempre apertado das obras. Sabe-se, também, que os aterros compactados de barragens suportam esforços de grandes massas de água com energia potencial que se liberadas, incontrolavelmente, causarão tragédias e danos materiais incalculáveis. Este trabalho apresenta a metodologia de execução e análise dos resultados de ensaios de campo e laboratório realizados em dois aterros experimentais construídos na fase de definição dos processos construtivos da barragem da UHE Batalha. Foram coletadas amostras deformadas e blocos de amostras indeformadas de doze pontos em cada aterro, para caracterização do solo compactado e realização de ensaios de compressão triaxial e de adensamento. Os resultados desses ensaios de laboratório foram comparados com os resultados de vinte e quatro ensaios pressiométricos (PMT) executados nos mesmos aterros. Na interpretação dos ensaios PMT foi empregada a metodologia das normas francesas. Estes ensaios forneceram resultados do módulo de elasticidade de Ménard (E_M), pressão limite (p_l) e pressão de fluência (p_f), esta correspondente ao fim da fase pseudo-elástica do material. Complementarmente foram realizados vinte e quatro ensaios penetrométricos nos dois aterros para obtenção do N_{SPT} e comparação com os resultados do PMT. Os estudos desenvolvidos nesta pesquisa mostraram que estes ensaios apresentaram resultados com menor variabilidade que os ensaios de laboratório e podem ser realizados sem muitas dificuldades ao longo do perfil de um aterro compactado. Os resultados alcançados mostraram que o PMT poderá se tornar uma ferramenta de grande utilidade para obtenção do módulo de elasticidade em quaisquer profundidades de aterros compactados, principalmente em barragens antigas e em locais destas onde possam existir restrições para retirada de amostras para ensaios de laboratório.

Palavras chave: Solo compactado. Pressiômetro de Ménard. Módulo de elasticidade.

ABSTRACT

The compacting control of earthy materials at engineering works demands great efforts and the necessity of conducting field and laboratory tests in time and space, conditioned by the work schedule always tight. It is also known that the embankment supports the efforts of substantial bodies of water with potential energy, which if, uncontrollably released, will cause tragedies and imponderable material damages. This work presents the methodology of execution and analysis of the results of field and laboratory tests performed in two experimental embankments built during the definition of the construction's processes of the Batalha Hydroelectric Power Plant. It was collected disturbed and undisturbed samples at twelve spot in each embankment, to perform characterization tests, triaxial compression test and consolidation test. The results of these laboratory tests were compared to the results of twenty four Pressuremeter Tests (PMT) fulfilled at the same embankment. The interpretation of the PMT tests was done according to french standards. These tests provided results of Ménard Pressuremeter Modulus (E_M), pressuremeter limit pressure (p_l) and creep pressure (p_f), which corresponds to the end of the elastic range of the material. In addition, it was performed twenty four Standard Penetration Tests in both embankments to obtain the N_{spt} and compare with the results of PMT. The studies developed in this research showed that these tests point out results with less variability than the ones from the laboratories and can be realized with no difficulties along the soil profile. The results achieved demonstrated that the PMT can be a very useful tool to reach the modulus of elasticity at any depth of the landfill, mainly in rolled-fill dams already operating a long time and in places where there are restrictions to remove samples for laboratory tests.

Keywords: Landfill. Compacting. Pressuremeter. Modulus of elasticity

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema do pressiômetro de Ménard. (Modificada de NF P-94 110- 1, 2000)...	26
Figura 2.2 - Curva pressiométrica típica. (Modificada de NF P 94 110 -1 , 2000).....	29
Figura 2.3 – Tipos de Curvas Pressiométricas. (Fonte: Baguelin; Jézequel; Shields, 1978). ..	31
Figura 2.4 - Curva pressiométrica corrigida. Fonte NF P 94- 110- 1 (2000).	32
Figura 2.5 - Pressão limite p_l proposta por Baguelin, Jézequel, Shields (1978).	34
Figura 2.6 - Estrutura de solos compactados. (Modificada de DAS, 2007).	45
Figura 3.1 - Localização da UHE Batalha.	48
Figura 3.2 - Planta e perfil do aterro experimental P1.	49
Figura 3.3 - Planta e perfil do aterro experimental P2.	50
Figura 3.4 - Espalhamento do material e aspecto após compactação.	51
Figura 3.5 - Cravação do cilindro e aspecto das camadas compactadas.	51
Figura 3.6 - Controle do grau de compactação. Fonte: Furnas.	52
Figura 3.7 - Desvio de umidade vs. número de passadas por camada. Fonte: Furnas	53
Figura 3.8 - Local dos aterros e execução dos ensaios de campo.	55
Figura 3.9 – Pressiômetro de Ménard.	55
Figura 3.10 - Sonda pressiométrica tipo G. Fonte: NF P-110-94-1 (2000).	56
Figura 3.11 - Curva de calibração: resistência da sonda pressiométrica: Aterro P1.	59
Figura 3.12 - Curva de calibração: resistência da sonda pressiométrica: Aterro P2.	59
Figura 3.13 - Curva de calibração do coeficiente de dilatação (a) da tubulação.	60
Figura 3.14 - Elevações em relação ao CPV. Fonte NF P 94-110-1 (2000).	63
Figura 3.15 - Pressão hidráulica no ensaio PMT. Fonte NF-P 94 110 1 (2000).	64
Figura 3.16 - Ciclos de carregamento e descarregamento da curva pressiométrica corrigida.	66
Figura 3.17 - Curva pressiométrica com E_M , E_R e p_l	67
Figura 3.18 - Pressão de fluência calculada. Fonte: NF P 94 -110-1 (2000). Adaptada.	70
Figura 4.1 - Localização das trincheiras de coleta de amostras indeformadas.	75
Figura 4.2 - Curvas granulométricas do Aterro P1. Com uso de defloculante.	76
Figura 4.3 - Curvas granulométricas do Aterro P1. Sem uso de defloculante.	77
Figura 4.4 - Ilustração do cálculo do módulo de elasticidade secante.	80
Figura 4.5 - Ilustração do cálculo do módulo de elasticidade tangente.	80
Figura 4.6 - $E_{T(50\%)}$ $E_{S(50\%)}$ versus número de passadas – Aterro P1.	82
Figura 4.7 - $E_{T(50\%)}$ e $E_{S(50\%)}$ versus número de passadas – Aterro P2.	82

Figura 4.8 - Módulos E para faixa de tensões de 12,5 a 25 kPa versus número de passadas.	84
Figura 4.9 - Módulos E p/ faixa de tensões de 100 a 200 kPa versus número de passadas. ..	85
Figura 4.10 - Módulos E p/ faixa de tensões de 400 a 800 kPa versus número de passadas. ..	85
Figura 5.1 - Localização e identificação dos ensaios pressiométricos.	87
Figura 5.2 - Valores do E_M por camada vs. número de passadas – Aterro P1.	89
Figura 5.3 - Valores do E_M por camada vs. número de passadas – Aterro P2	89
Figura 5.4 - Valores da pressão limite (p_l) por camada vs. número de passadas.	91
Figura 5.5 - Valores da pressão de fluência (p_f) por camada vs. número de passadas.	93
Figura 5.6 - Valores de N_{SPT} versus número de passadas.	95
Figura 6.1 - Valores do módulo unidimensional (E) vs. E_M . Tensões de 12,5 a 25 kPa.	102
Figura 6.2 - Valores do módulo unidimensional (E) vs. E_M . Tensões de 100 a 200 kPa.	103
Figura 6.3 - Valores do módulo unidimensional (E) vs. E_M . Tensões de 400 a 800 kPa ...	103
Figura 6.4 - Valores de N_{SPT} e os parâmetros pressiométricos p_l e E_M	104
Figura A1 - Curva granulométrica com defloculante - Aterro P1	113
Figura A2 - Curva granulométrica sem defloculante - Aterro P1	113
Figura A3 - Curva granulométrica com defloculante - Aterro P2.....	114
Figura A4 - Curva granulométrica sem defloculante - Aterro P2	114
Figura B-1 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 1 - Aterro P1	116
Figura B-2 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 1 - Aterro P1	117
Figura B-3 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 2 - Aterro P1	118
Figura B-4 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 2 - Aterro P1	119
Figura B-5 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 3 - Aterro P1	120
Figura B-6 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 3 - Aterro P1	121
Figura B-7 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 1 - Aterro P2.....	122
Figura B-8 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 1 - Aterro P2.....	123
Figura B-9 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 2 - Aterro P2.....	124
Figura B-10 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 2 - Aterro P2.....	125
Figura B-11 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 3 - Aterro P2.....	126
Figura B-12 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 3 - Aterro P2.....	127
Figura C-1 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 1 e 2.....	129
Figura C-2 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 3 e 4.....	129
Figura C-3 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 5 e 6.....	130
Figura C-4 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 7 e 8.....	130
Figura C-5 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 9 e 10.....	131

Figura C-6 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 11 e 12.....	131
Figura C-7 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 13 e 14.....	132
Figura C-8 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 15 e 16.....	132
Figura C-9 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 17 e 18.....	133
Figura C-10 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 19 e 20.....	133
Figura C-11 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 5 e 6.....	134
Figura C-12 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 23 e 24.....	134
Figura D-1 - Ensaio pressiométrico E_1	136
Figura D-2 - Ensaio pressiométrico E_2	137
Figura D-3 - Ensaio pressiométrico E_3	138
Figura D-4 - Ensaio pressiométrico E_4	139
Figura D-5 - Ensaio pressiométrico E_5	140
Figura D-6 - Ensaio pressiométrico E_6	141
Figura D-7 - Ensaio pressiométrico E_7	142
Figura D-8 - Ensaio pressiométrico E_8	143
Figura D-9 - Ensaio pressiométrico E_9	144
Figura D-10 - Ensaio pressiométrico E_{10}	145
Figura D-11 - Ensaio pressiométrico E_{11}	146
Figura D-12 - Ensaio pressiométrico E_{12}	147
Figura D-13 - Ensaio pressiométrico E_{13}	148
Figura D-14 - Ensaio pressiométrico E_{14}	149
Figura D-15 - Ensaio pressiométrico E_{15}	150
Figura D-16 - Ensaio pressiométrico E_{16}	151
Figura D-17 - Ensaio pressiométrico E_{17}	152
Figura D-18 - Ensaio pressiométrico E_{18}	153
Figura D-19 - Ensaio pressiométrico E_{19}	154
Figura D-20 - Ensaio pressiométrico E_{20}	155
Figura D-21 - Ensaio pressiométrico E_{21}	156
Figura D-22 - Ensaio pressiométrico E_{22}	157
Figura D-23 - Ensaio pressiométrico E_{23}	158
Figura D-24 - Ensaio pressiométrico E_{24}	159

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais ensaios PMT (Adaptada de PINTO; ABRAMENTO, 1995).....	24
Tabela 2.2 - Valores de p_l (Adaptada de BAGUELIN; JÉZEQUEL; SHIELDS, (1978).	34
Tabela 2.3 - Valores de E_M vs p_l . (Adap. de BAGUELIN; JÉZEQUEL; SHIELDS, 1978)	34
Tabela 2.4 - Valores de E_M e p_l (Adaptada de CUSTÓDIO, 2003).....	39
Tabela 2.5 - Valores de E_M , E_R e p_l (Adaptada de Angelim, Cunha, Sales, 2010).....	40
Tabela 2.6 - Métodos de Melhoramentos de Solos. Fonte: RODRIGUEZ, (1976).	41
Tabela 4.1 - Identificação dos blocos de amostras indeformadas.	75
Tabela 4.2 – Granulometria do solo compactado, Norma NBR 7181 (1984).....	76
Tabela 4.3 - Índices de consistência e umidade do solo compactado – Aterros P1 e P2.	78
Tabela 4.4 - Índices físicos do solo utilizado nos aterros experimentais P1 e P2.	81
Tabela 4.5 - Módulos E_T e E_S do Aterro P1.	82
Tabela 4.6 - Módulos E_T E_S do Aterro P2.	82
Tabela 4.7 - Módulos E_{OED} e módulo E - Aterro P1.	84
Tabela 4.8 - Módulos E_{OED} e módulo E - Aterro P2.	84
Tabela 5.1 - Módulos pressiométricos de Ménard E_M e E_R – Aterro P1.	88
Tabela 5.2. Módulos pressiométricos de Ménard E_M e E_R Aterro P2.....	89
Tabela 5.3 - Ensaio pressiométrico de Ménard –Pressão limite - Aterro P1.....	90
Tabela 5.4 - Ensaio pressiométrico de Ménard –Pressão limite – Aterro P2.	91
Tabela 5.5 - Ensaio pressiométrico de Ménard – Pressão de fluência – Aterro P1.....	92
Tabela 5.6 - Ensaio pressiométrico de Ménard –Pressão de fluência – Aterro P2.....	92
Tabela 5.7 - Valores do N_{SPT} Aterro P1.	94
Tabela 5.8 - Valores do N_{SPT} - Aterro P2.	94
Tabela 6.1 - Valores dos parâmetros geotécnicos obtidos.....	97
Tabela 6.2 - Tratamento estatístico dos valores dos parâmetros geotécnicos obtidos	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABGE	Associação Brasileira de Geotecnia, Engenharia e Ambiental
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR	<i>Association Française de Normalisation</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
a	Coeficiente de perda do volume da tubulação de injeção de água do ensaio.
°C	Grau Celsius
CBR	Califórnia Bearing Ratio (Índice Califórnia)
CD	Com defloculante
CDNat	Adensado, drenado, em estado natural
CDSat	Adensado, drenado, saturado
CP	Corpo de prova
CPT	<i>Cone Penetration Test</i>
CPV	Controle de Pressão e Volume do Pressiômetro de Ménard
CR	Coeficiente de Variação
CUnat	Adensado, não-drenado, em estado natural
CUsat	Adensado, não-drenado, saturado
DCDMA	<i>Diamond Core Drill Manufactures Association</i>
DCT.C	Departamento de Apoio e Controle Técnico da Eletrobras Furnas
d_g	diâmetro externo da célula guarda.
d_i	diâmetro interno do tubo utilizado para ensaio de calibração da sonda.
d_s	diâmetro externo da célula central.
d_t	diâmetro do furo do ensaio.
E	índice de vazios
E	Módulo elástico unidimensional
E_1	Identificação do ensaio pressiométrico
E_M	Módulo pressiométrico de Ménard.
E_{OED}	Módulo oedométrico obtido no ensaio de adensamento.
E_S	Módulo secante obtido no ensaio triaxial.
E_T	Módulo tangente obtido no ensaio triaxial.
FUNAPE	Fundação de Apoio à Pesquisa da Universidade Federal de Goiás

G	método de ensaio pressiométrico onde somente a célula central é formada por uma membrana específica e as células guardas são totalmente recobertas.
GC	Grau de compactação
<i>h</i>	hora
<i>I_a</i>	Índice de atividade
<i>I_D</i>	Índice do material
<i>I_P</i>	Índice de plasticidade
<i>k₀</i>	Coeficiente de empuxo em repouso
<i>l_c</i>	Comprimento do tubo de aço de calibração de perda de volume na tubulação.
<i>l_g</i>	Comprimento da célula guarda.
<i>L_s</i>	Comprimento da célula central, medido depois da membrana cheia de líquido.
<i>m_E</i>	Valor mínimo, necessariamente positivo, da inclinação M_i .
<i>m_i</i>	inclinação da seção corrigida da curva pressiométrica entre os pontos com coordenadas (p_{i-1} , V_{i-1}) e (p_i , V_i), isto é, na seção reta.
NA	Nível d'água do aquífero freático livre
<i>n</i>	Porosidade
NBR	Norma Brasileira
OCR	Razão de pré-adensamento (<i>overconsolidation ratio</i>)
<i>P</i>	Valor corrigido da pressão aplicada no material ensaiado.
<i>P₀</i>	Pressão necessária para restabelecer as condições de repouso do solo
<i>P₁</i>	Pressão corrigida, na origem do trecho reto da curva pressiométrica.
<i>P₂</i>	Pressão corrigida no final do trecho reto da curva pressiométrica.
<i>p_E</i>	Pressão na origem do segmento reto apresentado pela inclinação M_E .
<i>p'_E</i>	Pressão final do segmento reto apresentado pela inclinação M_E
<i>p_{el}</i>	Pressão perdida no ensaio devido a resistência das membranas.
<i>p_f</i>	Pressão pressiométrica de fluência (<i>creep</i>).
<i>p_g</i>	Pressão do gás na célula guarda, leitura no CPV.
<i>p_h</i>	Pressão hidrostática (mca) entre a unidade de leitura (CPV) e a célula central.
<i>p_k</i>	Pressão do gás na célula guarda, para z_c–z_s maior que 30 m.
<i>p_{l*}</i>	Pressão limite do ensaio pressiométrico.
<i>p_l</i>	Pressão limite do ensaio pressiométrico.
<i>p_{lh}</i>	Pressão limite extrapolada pela melhor curva hiperbólica escolhida.
<i>p_{ll}</i>	Pressão limite extrapolada pelo método de reciprocidade.

PMT	<i>Pressuremeter Test</i> (Ensaio pressiométrico)
PLT	Ensaio de placa
p_m	Perda de pressão imposta pela membrana da célula central.
p_r	Pressão de leitura no CPV da pressão aplicada na célula central.
p_s	Pressão aplicada na célula central.
S	Grau de saturação
SBPMT	<i>Self Boring Pressuremeter Test</i> (Pressiômetro auto perfurante)
SD	Sem defloculante
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
SPT-T	<i>Standard Penetration Test - com Torque</i>
S_u	Resistência não drenada
TTE	Trajectoria de tensões efetivas
T_N	Nível da superfície no instante em que o furo do ensaio está sendo perfurado.
UFG	Universidade Federal de Goiás
UFPB	Universidade Federal da Paraíba
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFV	Universidade Federal de Viçosa
UHE	Usina Hidrelétrica
UnB	Universidade de Brasília
ν	Coefficiente de Poisson.
V	Valor corrigido do volume de liquido injetado na célula central, medido 60 s após o início do carregamento.
V_I	Volume corrigido, injetado na célula central, no início do trecho reto da curva pressiométrica.
V_2	Volume corrigido, injetado na célula central, no final do trecho reto, da curva pressiométrica.
V^{30}	Volume injetado na célula central após 30 segundos do início do carregamento.
V^{60}	Volume injetado na célula central após 60 segundos do início do carregamento.
V_c	Volume obtido no ensaio (calibração) de perda de volume da tubulação.
V_E	Valor corrigido do volume injetado na célula central para uma determinada P_E .
V'_E	Valor corrigido do volume injetado na célula central para uma determinada P'_E .
V_l	Valor corrigido do volume injetado na célula central quando o volume da cavidade pressiométrica atinge o dobro do valor original.

V_r	Leitura do volume injetado no ensaio, lido na unidade de leitura CPV sem correção.
V_s	Volume calculado (inicial) da célula central.
V_x	volume corrigido, necessário para que as paredes do furo retornem à situação original.
V_{xx}	Volume corrigido da cavidade até atingir V_2 .
w	Umidade
w_L	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade
Z	Elevação, em metro, em relação a uma referência (<i>datum</i>).
Z_c	Elevação, em metro, do centro do CPV (unidade de leitura da água).
Z_{cg}	Elevação, em metro, do centro do CPV (unidade de leitura do gás).
Z_N	Elevação, em metro, da superfície do terreno.
Z_s	Elevação, em metro, no centro da célula central, durante o ensaio.
Z_w	Elevação, em metro, do nível d'água.
γ	Peso específico natural do solo.
γ_i	Peso unitário do líquido injetado na célula central.
γ_w	Peso unitário da água.
Δt	Tempo necessário para aplicar o próximo estágio de carregamento de pressão.
$\Delta V^{60/30}$	Variação do volume injetado entre 30 e 60 segundos depois do carregamento da pressão de ensaio.
$\Delta V^{60/60}$	Volume injetado em 60 segundos depois do carregamento da pressão de ensaio.
Δw	Desvio de umidade
Δp	Incremento de pressão de carregamento.
σ_{hs}	Tensão total horizontal do material no trecho ensaiado.
σ_{vs}	Tensão total vertical do material no trecho ensaiado.
γ_d	Peso específico seco
γ_s	Peso específico dos grãos sólidos

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	18
1.1 JUSTIFICATIVA	18
1.2 OBJETIVO	19
1.3 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	19
2. REVISÃO DE LITERATURA	21
2.1 PRESSIÔMETROS	23
2.1.1 Tipos de pressiômetros	24
2.1.1.1 Pressiômetro de Ménard	25
2.1.1.2 Pressiômetro auto-perfurante - SBPMT	26
2.1.1.3 Pressiômetros cravados	27
2.1.2 Ensaio Pressiométrico de Ménard	27
2.1.2.1 Execução do ensaio pressiométrico de Ménard.....	28
2.1.2.2 Resultados típicos e correções.....	28
2.1.2.3 Interpretação dos resultados	32
2.1.2.4 A experiência brasileira com Pressiômetro de Ménard	35
2.2 SOLOS COMPACTADOS	40
2.2.1 Processos de compactação.....	41
2.2.2 Comportamento dos solos compactados	43
2.2.3 Compactação em Laboratório.....	45
3. MATERIAIS E METODOLOGIA	47
3.1 MATERIAL DE ESTUDO	47
3.1.1 Características dos aterros experimentais.....	48
3.1.1.1 Equipamentos utilizados.....	50
3.1.1.2 Controle de compactação	51
3.1.1.3 Controle de umidade.....	53
3.2 ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS	54
3.2.1 Local dos ensaios e equipamentos utilizados	54
3.2.1.1 Sonda pressiométrica.....	55
3.2.1.2 Hastes, tubulação e unidade de leitura (CPV)	57
3.2.2 Furo para o ensaio pressiométrico	57
3.2.3 Calibração dos equipamentos	58
3.2.3.1 Pressão de resistência das membranas.....	58

3.2.3.2	Perda de volume devido à dilatação da tubulação	59
3.2.4	Procedimento do ensaio pressiométrico	61
3.2.4.1	Carregamento do ensaio	61
3.2.4.2	Leituras	62
3.2.4.3	Registros dos dados de campo	62
3.2.5	Curva pressiométrica corrigida	63
3.2.5.1	Correção das leituras de campo	64
3.2.5.2	Correção da curva pressiométrica	64
3.2.6	Módulo pressiométrico de Ménard	66
3.2.7	Resultados obtidos com a curva pressiométrica	68
3.2.7.1	Pressão limite	68
3.2.7.2	Pressão de fluência (<i>creep</i>)	70
3.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	70
3.3.1	Ensaio de compressão triaxial	71
3.3.2	Ensaio de adensamento	71
3.3.3	Ensaio de caracterização e compactação	72
3.3.4	Ensaio de peso específico aparente	72
3.4	ENSAIOS PENETROMÉTRICOS - SPT	73
4.	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	74
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO COMPACTADO	74
4.1.1	Granulometria	75
4.1.2	Índices de consistência e umidade	77
4.2	ENSAIOS TRIAXIAIS	79
4.3	ENSAIOS DE ADENSAMENTO	83
5.	ENSAIOS DE CAMPO	86
5.1	ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS	87
5.1.1	Módulos pressiométricos de Ménard: E_M e E_R	88
5.1.2.	Pressão limite	90
5.1.3.	Pressão de fluência (<i>creep</i>)	92
5.2	ENSAIOS PENETROMÉTRICOS SPT	93
6.	ANÁLISES DOS RESULTADOS	96
6.1	MÓDULO TANGENTE (E_T)	98
6.2	MÓDULO ELÁSTICO UNIDIMENSIONAL - E	98
6.3	PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS - PMT	98

6.3.1	Módulo de elasticidade de Ménard de carregamento - E_M	99
6.3.2	Módulo de elasticidade de Ménard de recarregamento - E_R	99
6.3.3	Pressão limite p_l	100
6.3.4	Relação entre módulo pressiométrico E_M e pressão limite p_l	101
6.3.5	Pressão de fluência p_f	101
6.4	COMPARAÇÕES ENTRE MÓDULOS " E " E " PMT "	102
6.5	ÍNDICE PENETROMÉTRICO N_{SPT}	103
7.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	105
	REFERÊNCIAS	107
	APÊNDICE A - CURVAS GRANULOMÉTRICAS	112
	APÊNDICE B - PLANILHAS DO ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL	115
	APÊNDICE C - PLANILHAS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO	128
	APÊNDICE D - RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS	135

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

Durante a fase de construção de um maciço de material terroso, o controle de compactação em quaisquer obras de engenharia requer que as especificações estejam embasadas em um bom conhecimento do material a ser compactado. Uma pratica usual em construção de barragens é a construção de aterros experimentais, onde são testados e definidos ajustes em equipamentos e metodologias de compactação para que se consiga os resultados exigidos pelo porte da obra e que satisfaça os parâmetros geotécnicos predefinidos nos ensaios de laboratório. Estas especificações consideram basicamente a umidade e o grau de compactação de cada camada, sendo que uma nova camada somente poderá ser construída após a liberação da camada anterior.

Durante a vida útil de um aterro compactado é possível que possam ocorrer situações não previstas no Projeto Executivo, tais como imposição de maiores solicitações, necessidade de alguma mudança de projeto ou mesmo constatação de problemas de construção. Nestes casos são realizados ensaios *in situ* para determinação dos parâmetros geotécnicos por intermédio de sondagens e poços de inspeção.

Aproveitando a construção das duas pistas experimentais de aterro compactado com material argiloso da obra da UHE Batalha, foram realizados vinte e quatro ensaios pressiométricos com o pressiômetro de Ménard e coletados vinte e quatro blocos de amostras indeformadas para os ensaios triaxiais e de adensamento. A análise e correlações dos valores dos módulos de deformabilidade de ensaios pressiométricos e de laboratório é o tema principal desta pesquisa.

1.1 JUSTIFICATIVA

O tema tratado nesta pesquisa contempla estudos numa área pouco explorada, haja vista a pouca literatura encontrada sobre ensaios pressiométricos de Ménard e, mais raro ainda, ensaios pressiométricos em aterros de solo compactado. Portanto, esta pesquisa está calcada

na oportunidade de apresentar algum resultado que possa contribuir para aumentar o conhecimento do comportamento geotécnico de solo compactado a partir de ensaios *in situ*, utilizando ensaios pressiométricos de Ménard.

1.2 OBJETIVO

O objetivo desta pesquisa é correlacionar os parâmetros geotécnicos de elasticidade obtidos em laboratório com os ensaios pressiométricos (PMT) realizados *in situ* utilizando-se o pressiômetro de Ménard, isto é, comparar módulos elásticos obtidos no ensaio PMT com valores de laboratório e campo obtidos de amostras oriundas do mesmo local dos ensaios *in situ*.

1.3 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação foi redigida em cinco capítulos e contempla os tópicos abaixo relacionados:

Capítulo 1. INTRODUÇÃO

Um breve resumo do conteúdo deste trabalho de dissertação com a justificativa e objetivo principal que motivaram o autor a escolher este tema de pesquisa sobre o controle de aterros compactados estão apresentados.

Capítulo 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O resumo das pesquisas realizadas na literatura referente aos ensaios pressiométricos e principalmente com a utilização do pressiômetro de Ménard é apresentado neste capítulo. Para facilitar a evolução do estado da arte da metodologia, os assuntos foram dispostos de forma cronológica.

Capítulo 3. MATERIAIS E METODOLOGIA

Este capítulo contempla a descrição das características do material utilizado nos dois aterros experimentais, denominados P1 e P2, e a metodologia para realização e interpretação dos resultados obtidos nos ensaios *in situ*, constituídos por ensaios pressiométricos, no sítio de

obras da UHE Batalha. Esta usina hidroelétrica se encontra atualmente em construção no rio São Marcos entre os municípios de Cristalina (GO) e Paracatu (MG), e no laboratório de geotecnia de propriedade da empresa Eletrobras Furnas localizado no município de Aparecida de Goiânia (GO).

Capítulo 4. RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os resultados obtidos juntamente com os respectivos comentários dos resultados dos ensaios de laboratório, como os módulos de deformabilidade tangente, secante e oedométrico obtidos nos ensaios triaxiais de compressão e nos ensaios de adensamento são apresentados neste Capítulo.

Capítulo 5. RESULTADOS DE ENSAIOS DE CAMPO

Os resultados obtidos com os respectivos comentários dos ensaios pressiométricos, utilizando-se o pressiômetro de Ménard, como o módulo de deformabilidade de Ménard de carregamento (E_M) e recarregamento (E_R), a pressão limite (p_l) e a pressão de fluência (p_f) são apresentados neste capítulo.

Capítulo 6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesse capítulo são apresentadas algumas figuras com possíveis correlações entre os valores dos parâmetros geotécnicos obtidos.

Capítulo 7. CONCLUSÕES

As conclusões e sugestões para futuros estudos referentes à utilização de ensaios de campo do tipo pressiométrico utilizando o pressiômetro de Ménard em aterros de solos compactados são apresentadas nesse capítulo.

CAPÍTULO 2

REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo são feitas referências com comentários a alguns trabalhos de pesquisas referentes a ensaios pressiométricos, principalmente aqueles que utilizaram o pressiômetro de Ménard em solos tropicais brasileiros.

Recentemente algumas inovações dos ensaios de campo foram e/ou estão sendo introduzidas no meio acadêmico e em algumas obras. Dentre elas, pode-se mencionar: o reconhecimento da importância da medição da energia efetiva de cravação transferida ao penetrômetro no ensaio SPT; o desenvolvimento contínuo do penetrômetro estático (cone) por intermédio da incorporação de sensores de poro-pressão, geofones ou acelerômetros, sensores de tensão lateral e sensores para utilização em estudos geo-ambientais (cone ambiental ou envirocone) que permite a medição do pH, o potencial de oxido-redução e a temperatura do material (SCHNAID, 2000).

Observa-se na literatura que o ensaio pressiométrico de Ménard é largamente utilizado no hemisfério norte, principalmente na Europa, onde foi desenvolvido e onde existem vários trabalhos de pesquisas em solos constituídos por argilas moles.

Nos solos residuais brasileiros o ensaio pressiométrico de Ménard não é muito difundido e, portanto, não são encontrados muitos trabalhos. Desde meados da década de 70 quando essa técnica foi introduzida no Brasil, apenas alguns centros de pesquisas como a Pontifícia Universidade do Rio de Janeiro, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul e, mais recentemente, a Universidade Federal da Paraíba (Campina Grande) e a Universidade Federal de Viçosa desenvolveram pesquisas referentes ao tema.

Existem diversos equipamentos para a realização de ensaios geotécnicos de campo e a adoção de qual ensaio realizar dependerá exclusivamente das solicitações impostas pelo tipo de obra. Certos maciços terrosos naturais são por demais heterogêneos e anisotrópicos para que se possa realizar amostragem, por intermédio de corpos de prova para ensaios de laboratório, de tal maneira que se possa conseguir uma boa representatividade de suas propriedades

geotécnicas. Nestes casos é mais interessante a realização de ensaios de campo, *in situ*, para a determinação dos parâmetros geotécnicos (PINTO; ABRAMENTO, 1995).

Uma desvantagem de ensaios de campo é apresentar condições de contorno bastante complexas, em relação aos ensaios de laboratório, onde estas são bem controladas. Para os ensaios pressiométricos, as condições de contorno, teoricamente, são bem definidas, bem como o estado de tensões e deformações que ocorre no solo (PINTO; ABRAMENTO, 1995).

As análises dos dados de campo podem ser divididas em três grupos: o primeiro grupo contempla os elementos de solo ao redor da sonda que segue trajetórias de tensões efetivas (TTE's) similares. Neste caso, com hipóteses apropriadas das condições de drenagem e do comportamento tensão-deformação é possível se definir a condição de fronteira do ensaio e, por conseguinte, determinar as propriedades de tensão e deformação do material, utilizando-se, por exemplo, o pressiômetro auto-perfurante (SBPMT). Um segundo grupo abrange os elementos de solo ao redor do equipamento que segue trajetórias de tensões efetivas (TTE's) distintas, dependendo da geometria envolvida e o carregamento aplicado. A interpretação racional do ensaio é difícil e a simulação da condição de fronteira resulta em valores médios de resistência e deformabilidade, que não podem ser comparados com dados laboratoriais. Este grupo inclui os equipamentos do tipo ensaio de placa (PLT) e o penetrômetro elétrico (CPT). Finalmente, o terceiro grupo de análises de campo contempla os elementos de solo que seguem trajetórias efetivas de tensão distintas, porém, os dados de campo são correlacionados empiricamente com parâmetros geotécnicos selecionados, por exemplo, as correlações entre a resistência medida no SPT e no CPT e a resistência e deformabilidade do material (SCHNAID, 2000).

As fontes de incertezas na interpretação dos ensaios de campo estão relacionadas com as condições de fronteira muito complexas e em geral desconhecidas em muitos ensaios; com as condições complexas de drenagem ao redor do equipamento, assumindo-se o comportamento drenado (areias) e não drenados (argilas) nas análises; com a variação de tensões e deformações durante a introdução do equipamento e com a influência das variáveis que dependem do caminho de tensões, como anisotropia, o comportamento plástico do material, etc. (PINTO; ABRAMENTO, 1995).

Neste capítulo o leitor encontrará um resumo descritivo dos equipamentos e da metodologia normalizada para execução do ensaio pressiométrico de Ménard e a obtenção de parâmetros

geotécnicos como o módulo de deformidade e pressão limite de ruptura e pressão de fluência. O Capítulo contempla também comentários referentes a alguns conceitos e trabalhos de pesquisadores disponíveis na literatura.

2.1 PRESSIÔMETROS

Pressiômetros são equipamentos cilíndricos desenvolvidos originalmente por Louis Ménard, em 1955, com o objetivo de aplicar pressões uniformes nas paredes de um furo, de diâmetro D , por intermédio de uma membrana flexível, cilíndrica e de comprimento L . Os ensaios realizados com este tipo de equipamento são conhecidos como ensaios pressiométricos e os dados são interpretados com base na teoria de expansão de um cilindro de solo de espessura infinita (DAS, 2007).

Considerando-se a classificação mais recente de ensaios *in situ* e analisando os tipos de ensaios que estão associados às diversas categorias, ¹Gambin 1995 e ²Stille *et al*, 1968 *apud* Da Silva (2001), inserem os ensaios pressiométricos na categoria que inclui os ensaios que fornecem grandezas mecânicas com um sentido prático para a engenharia e cujos resultados podem ser interpretados com base em modelos de teoria simples.

O termo pressiômetro foi introduzido pelo engenheiro francês Louis Ménard, em 1955, para definir “um elemento de forma cilíndrica capaz de aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, por intermédio de uma membrana flexível, promovendo a consequente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa do solo” (PINTO; ABRAMENTO, 1995).

O primeiro pressiômetro foi proposto por F.Kögler na Alemanha, em 1933. Este equipamento era constituído por um cilindro de comprimento $L = 125$ cm e diâmetro $D = 10$ cm, introduzido em um pré-furo e inflado por intermédio da injeção de gás (SCHNAID, 2000).

¹ GAMBIN, M. Reasons for the Success of Menard Pressuremeter. Proceedings of the 4th International Symposium on Pressuremeters. May 17-19. Canada, 1995.

² STILLE, H.*et al* .Measurements of soil and Soft Rock Properties. Proceedings of the XI European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. GS Copenhagen, 1968.

Kögler não levou sua idéia adiante e, em 1955, Ménard na França construiu o pressiómetro introduzido em um pré-furo e foi o primeiro a conseguir obter as propriedades de deformação do solo *in situ* a partir deste tipo de ensaio, por isso é considerado o inventor do equipamento (DA SILVA, 2001).

Em 1963, Ménard publica as primeiras equações e tabelas que relacionam os resultados do ensaio pressiométrico e em 1971 Wroth e Hughes desenvolvem na Universidade de Cambridge, na Inglaterra, o pressiómetro auto-perfurante *Self Boring Pressuremeter Test* (SBPMT), denominado *Camkometer* (DA SILVA, 2001).

Das técnicas utilizadas para realização de ensaios *in situ*, os ensaios pressiométricos apresentam uma boa resposta por fornecerem uma medida contínua do comportamento tensão-deformação do solo durante a expansão/contração de uma cavidade cilíndrica (SCHNAID, 2000).

2.1.1 Tipos de pressiómetros

Na Tabela 2.1, adaptada de Pinto e Abramento (1995), são apresentados os principais tipos de ensaios e equipamentos pressiométricos, os quais são comentados a seguir.

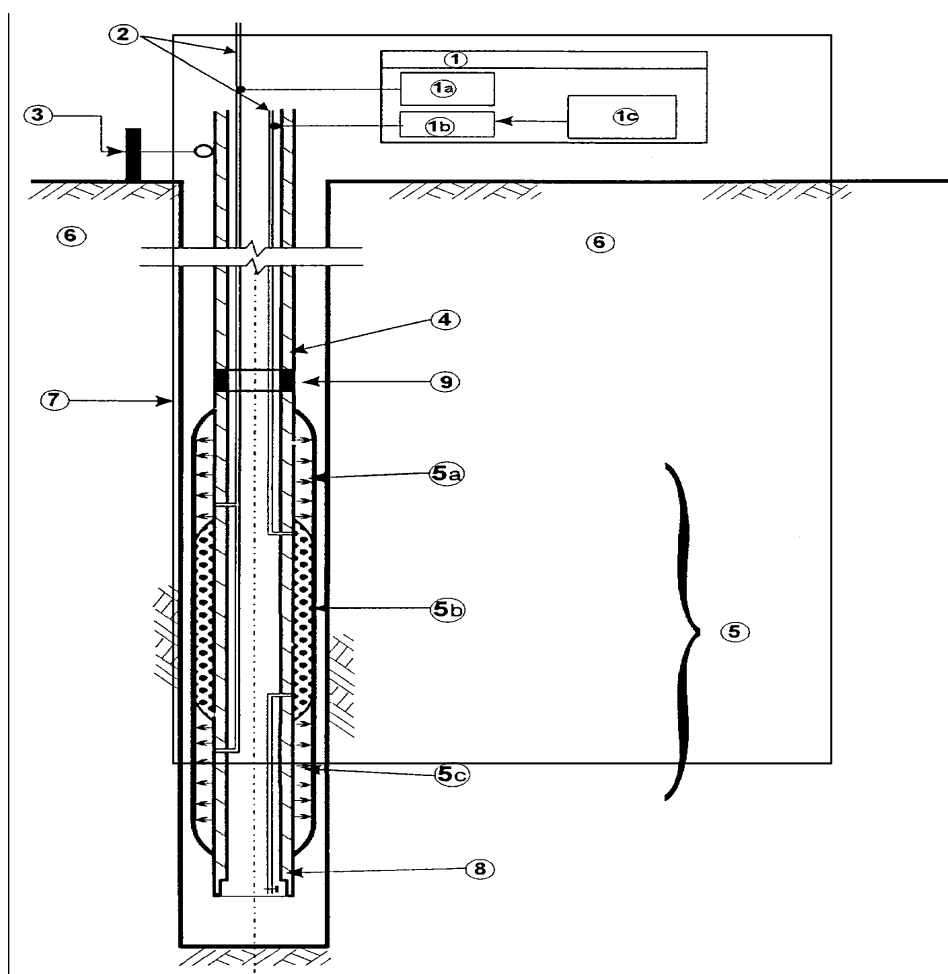
Tabela 2.1 - Principais ensaios PMT (Adaptada de PINTO; ABRAMENTO, 1995).

Pressiómetro	Ménard	Autoperfurantes – SBPMT	
		PAF	Camkometer
Método de instalação	Pré furo	lâmina acionada por motor na extremidade.	lâmina acionada por rotativa
Aplicação de pressão	Água	Água	Gás (N ₂)
Sistema de Medida de deslocamento	Variação volumétrica	Variação volumétrica	Três sensores de deslocamento independentes
Pressão máxima (MPa)	10	2,5	4
Deformação máxima da cavidade (%)	27	15	20
Controle do ensaio	Pressão controlada		Pressão ou deformação controlada
Diâmetro (mm)	60	90	82
Comprimento (mm)	210	210	517

2.1.1.1 Pressiômetro de Ménard

Segundo as Normas francesas NF P-94 110- 1 (2000) e XP - P- 94- 110 -2 (1999) da *Association Française de Normalisation* (AFNOR) o equipamento denominado pressiômetro de Ménard é constituído por três partes: a sonda pressiométrica, a unidade de leitura e controle e a tubulação de fluido (água) e gás, conforme ilustrado na Figura 2.1.

- a) Sonda pressiométrica – constituída por uma membrana de borracha flexível e impermeável - denominada célula central – inflada até a pressão de ensaio com água. Para assegurar o estado de deformação plana, ou seja, evitar a possibilidade de deformação longitudinal da célula central devido ao seu comprimento finito foram incorporadas duas células de guarda, também construídas de borracha flexível, infladas com gás nitrogênio (N_2) até a mesma pressão aplicada na célula central menos 100 kPa. Desta forma, é possível a obtenção de expansão somente na direção radial da célula central, permitindo a interpretação dos resultados com base na formulação da teoria da elasticidade linear nas situações de deformação plana. Os diâmetros das sondas são baseados na padronização *Diamond Core Drill Manufacturers Association* (DCDMA), portanto, a sonda de diâmetro AX possui 44 mm de diâmetro e a sonda BX possui 60 mm.
- b) A unidade de leitura e controle – instalada na superfície do terreno e preferencialmente próxima ao furo, permite controlar e monitorar a expansão da sonda. É nesta unidade que se aplicam as pressões de ensaio e mede-se a variação de volume da célula central ou de medição, medido em um cilindro graduado chamado volumímetro instalado nesta unidade de leitura denominada Controle de Pressão e Volume (CPV). É instalado em uma caixa portátil com um tripé removível e de uma tampa. O painel dianteiro, que contém as válvulas e os manômetros é móvel para permitir o acesso à tubulação interna de ligação.
- c) A tubulação – usualmente constituída por dois tubos paralelos de plástico com material de alta resistência (10 MPa), diâmetro de 3-6 mm, vermelha para as células guarda e preta para a célula central de medição. O tubo da célula central é mais rígido: sua dilatação média é de 5 cm³ para uma tubulação de 50 m de comprimento e uma variação de pressão de 5 MPa.



3	CPV	5a	Célula guarda superior
1 a	Aquisição, armazenamento e impressão de dados	5 b	Célula central
1 b	Unidade de leituras	5 c	Célula guarda inferior
1 c	Dispositivo de pressurização	1	Material da pesquisa
4	Tubulação para líquido e gás	2	Furo para o ensaio pressiométrico
5	Sistema de medição de profundidade	8	Núcleo de aço oco
6	Hastes	9	Conexão haste/sonda

Figura 2.1 - Esquema do pressiômetro de Ménard. (Modificada de NF P-94 110- 1, 2000).

2.1.1.2 Pressiômetro auto-perfurante - SBPMT

Os pressiômetros auto-perfurantes foram desenvolvidos para mitigar os efeitos de perturbação do solo ao redor da sonda, gerados pelo processo de pré-perfuração. Este método consiste em cravar, no solo, um tubo de parede fina, ao mesmo tempo em que uma sapata cortante fragmenta e facilita sua remoção, realizada por um fluido de perfuração. A sonda pressiométrica é mononuclear e a medição é realizada por meio de três sensores elétricos de

deformação, espaçados radialmente em 120° e posicionados no plano médio da sonda. O ensaio pode ser realizado com tensão controlada, deformação controlada ou por uma combinação destes dois métodos (SCHNAID, 2000).

O pressiômetro denominado Camkometer é um exemplo de pressiômetro auto-perfurante, desenvolvido na Universidade de Cambridge nos anos 70. A palavra constitui em um anagrama de *Cam* (Cambridge) e *ko*, referindo-se a sua adequabilidade para a medida do coeficiente de empuxo no repouso dos solos K_0 , parâmetro de reconhecida importância nos projetos geotécnicos, especialmente os de escavações. A Escola Politécnica da USP adquiriu um equipamento denominado Cambridge Self Boring Expansion Pressuremeter Mark VIII-d que pode aplicar 4 MPa de pressão e deformação radial de 9,6%, utilizado em Projeto Temático referente a Escavações na Grande São Paulo em 1995 (PINTO e ABRAMENTO, 1995).

Utilizando-se a teoria de expansão de cavidade cilíndrica, é possível determinar as seguintes propriedades do solo: tensão horizontal total (P_0); módulo de cisalhamento (G); resistência não drenada (S_u , para argilas); coeficiente de adensamento horizontal (C_h , para argilas); ângulo de atrito (ϕ , para areias) e ângulo de dilatância (ψ , para areias). Durante o ensaio, o instrumento fornece informações sobre as pressões neutras e, desta forma, é possível a obtenção de parâmetros drenados e não drenados além da curva completa tensão-deformação do solo (CUNHA, 1996).

2.1.1.3 Pressiômetros cravados

Nesta categoria estão os pressiômetros introduzidos no solo por intermédio de um processo de cravação direta. Entre as diferentes técnicas destaca-se a do cone-pressiômetro (CPMT) na qual o pressiômetro é montado diretamente no fuste de um cone. O procedimento de ensaio consiste na interrupção de cravação do cone nas profundidades de ensaios, sendo este realizado com a expansão da sonda pressiométrica. (SCHNAID, 2000).

2.1.2 Ensaio Pressiométrico de Ménard

O ensaio pressiométrico desenvolvido por Louis Ménard, no início da década de 50, consiste na expansão de uma cavidade cilíndrica no maciço do solo para medição das propriedades de deformação e a tensão de ruptura do material conforme arranjo ilustrado na Figura 2.1. A

sonda pressiométrica é introduzida em um furo previamente executado até uma determinada profundidade de ensaio, quando então são realizadas leituras das variações volumétricas ocorridas. A relação diâmetro do furo (d_f) e o diâmetro da célula central (d_s) da célula pressiométrica não deve ultrapassar 1,15 para não comprometer as limitações de expansão da sonda pressiométrica, construída de tal forma que as referidas variações volumétricas correspondem às variações radiais da cavidade cilíndrica (SCHNAID, 2000).

2.1.2.1 Execução do ensaio pressiométrico de Ménard

Segundo a norma NF P 94 -110- 1 (2000) o princípio que norteia o ensaio pressiométrico de Ménard é a teoria da expansão radial de uma célula de carga introduzida no solo ou rocha a ser ensaiado. A pressão aplicada e o correspondente aumento de volume associado são medidos e registrados para obtenção da relação tensão/deformação.

A Norma NF P 94 -110-1 (2000) prescreve o ensaio pressiométrico como um ensaio de tensão controlada, isto é, iguais incrementos de pressão são aplicados na célula de medição (sonda) e cada nível de tensão é mantido constante durante determinado intervalo de tempo, usualmente 1 minuto. São aplicados entre 8 a 14 níveis de incrementos de pressão, portanto, o ensaio não tem mais de 15 minutos de duração, o que significa que é um ensaio essencialmente não drenado em argilas e drenado somente em areias e pedregulhos.

2.1.2.2 Resultados típicos e correções

Os resultados típicos de um ensaio pressiométrico, utilizando o pressiómetro de Ménard são obtidos a partir de uma curva pressiométrica obtida, como a curva típica apresentada, de forma ilustrativa, na Figura 2.2: para cada ponto na abscissa (volume) corresponde a um ponto na ordenada (pressão). Incrementos sucessivos de pressão produzem uma variação volumétrica que ocorre durante o tempo em que a pressão é mantida constante ou aproximadamente constante.

Ainda, segundo a Norma NF P 94 – 110 -1 (2000), para obter-se o real comportamento pressão versus volume do solo estudado, são necessários as seguintes correções:

- a) Correções de pressão: a pressão real aplicada na sonda é superior à medida na unidade de controle e leitura (CPV) devido à pressão hidrostática da água na tubulação e a

pressão real aplicada no solo é menor que a pressão manométrica devido à resistência da membrana de borracha.

- b) Correções de volume: a compressão da água nos circuitos e expansão da tubulação e conexões deve também ser considerada nas correções das leituras medidas no volumímetro.

A curva típica ideal do valor corrigido do volume (V) vs. valor corrigido da pressão (P) apresentada na Figura 2.3 possui três regiões características:

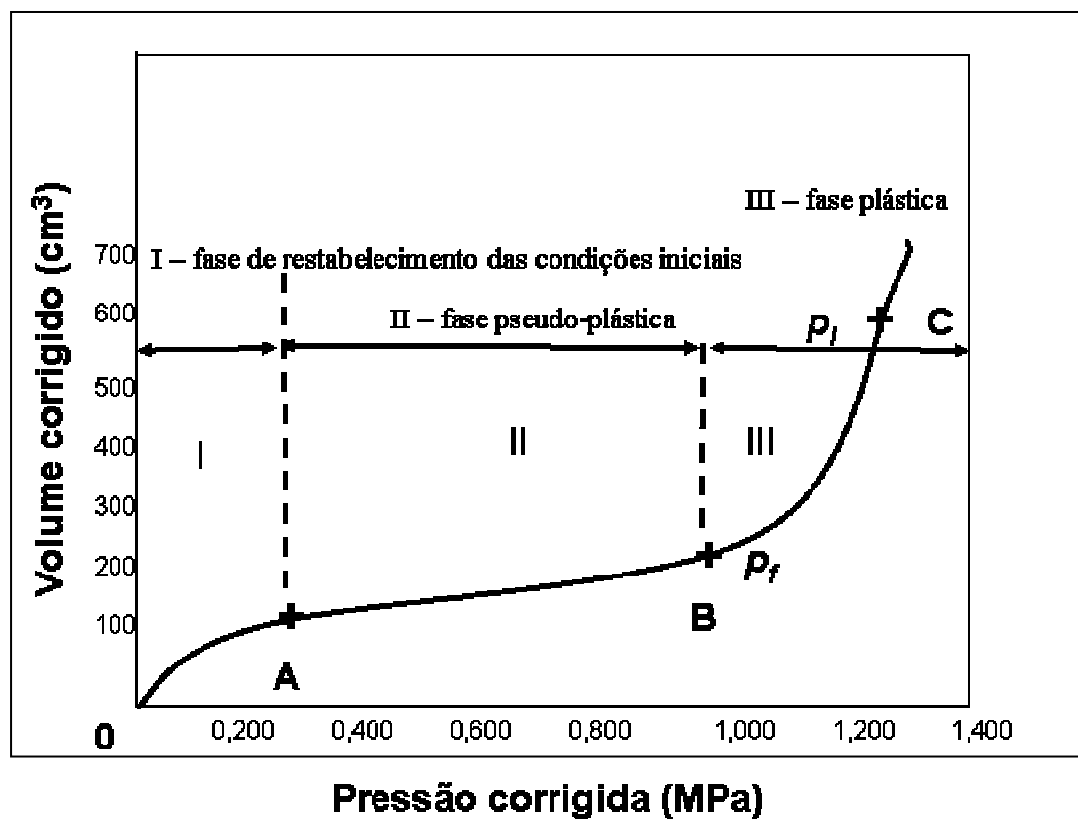


Figura 2.2 - Curva pressiométrica típica. (Modificada de NF P 94 110 -1 , 2000).

- O trecho inicial da curva **0A** representa a fase em que a sonda pressiona as paredes do furo para a sua posição original, isto é, no ponto **A** as condições de repouso (antes da perfuração) foram teoricamente restabelecidas. Neste ponto o volume inicial da cavidade (V_I) é definido e medido.
- O trecho entre o ponto **A** e o ponto **B** apresenta-se aproximadamente linear e corresponde à fase denominada “pseudo-elástica” do ensaio. O módulo de deformação

pode ser calculado com base na inclinação da reta **AB**. A pressão no ponto B é conhecida por “pressão de *creep*” (p_f) e marca o final da configuração linear da curva.

- O trecho **BC** da curva representa a fase plástica e pode tornar-se assintótica à direção vertical quando ocorrerem grandes deformações na cavidade. A pressão limite (p_l) é definida como a pressão necessária para duplicar o volume inicial da cavidade.

As curvas resultantes dos ensaios pressiométricos serão mais ou menos diferentes da curva ideal, dependendo dos cuidados tomados durante o processo de realização dos ensaios.

Na Figura 2.3 são apresentadas algumas curvas oriundas de situações diferentes de execução dos ensaios:

- Curva 1 – curva ideal.
- Curva 2 – furo para inserção da sonda com diâmetro superior ao ideal onde o volume inicial é muito grande. No caso de solo rijo, curva 2a, o módulo de deformação é usualmente representativo mas a pressão limite provavelmente terá que ser estimada por relações estatísticas, já em solos moles, o módulo de deformação é subestimado.
- Curva 3 – furo para inserção da sonda com diâmetro muito pequeno, onde o volume inicial é aproximadamente nulo. Isto pode ocorrer em solos expansivos, neste caso, a curva inicia-se tangente ao eixo das pressões. O módulo de deformação não terá significado real e a pressão limite poderá ser avaliada.
- Curva 4 – curva com dois volumes iniciais. Indica a presença de material estranho entre a sonda e o solo.
- Curva 5 – curva aproximadamente linear. Indica extrema perturbação do solo ensaiado e os resultados não podem ser considerados.
- Curva 6 – curva com dupla inclinação. Indica existência de material heterogêneo.

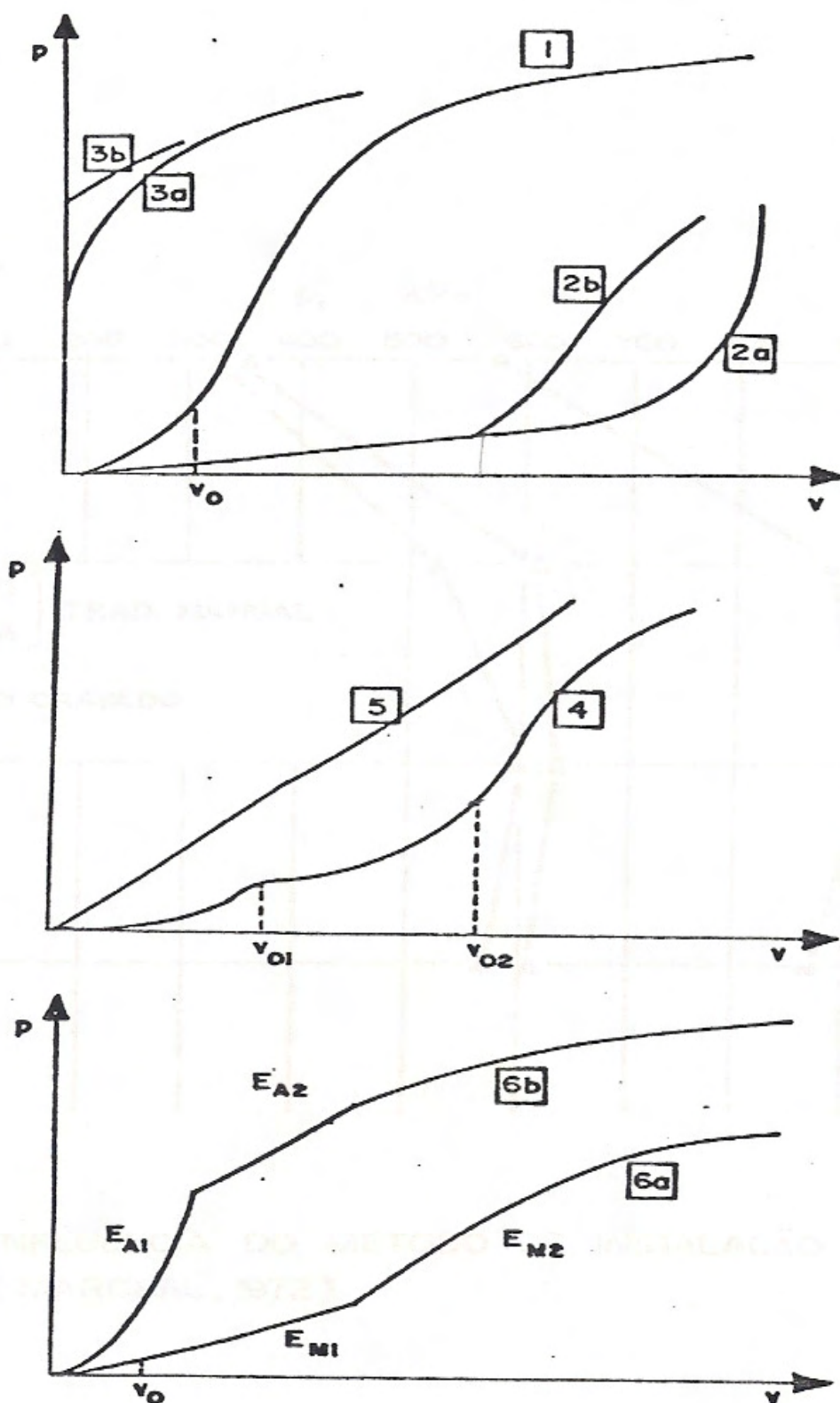


Figura 2.3 – Tipos de Curvas Pressiométricas. (Fonte: Baguelin; Jézéquel; Shields, 1978).

2.1.2.3 Interpretação dos resultados

Para ilustrar a interpretação dos resultados de ensaios pressiométricos, a Norma NF P 94 – 110 -1 (2000) apresenta a Figura 2.4, onde podem ser analisadas as seguintes informações:

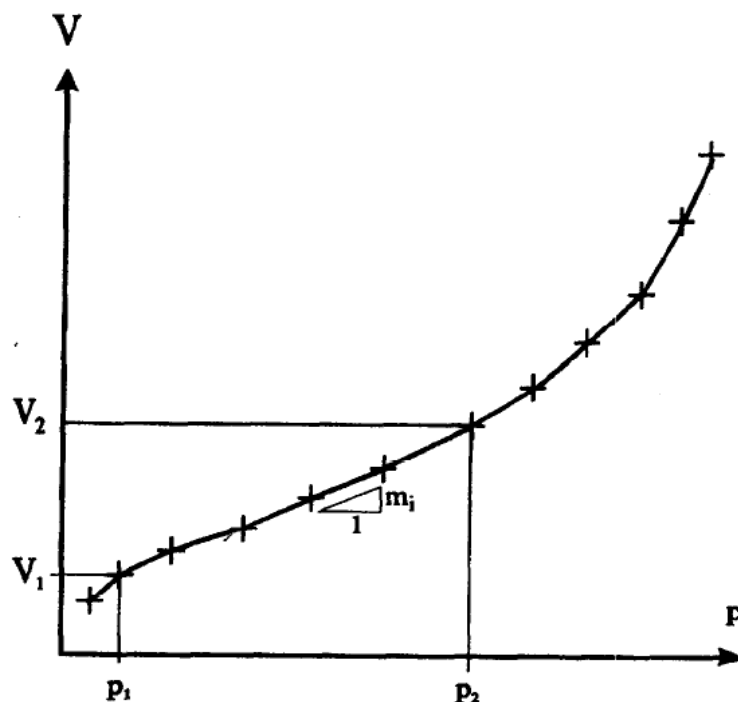


Figura 2.4 - Curva pressiométrica corrigida. Fonte NF P 94- 110- 1 (2000).

- Volume inicial da cavidade (V_I) indica o volume do início da fase pseudo-elástica do ensaio e corresponde a pressão V_I . Por definição, o valor da pressão limite p_I está associado ao dobro deste valor inicial.
- Para o módulo pressiométrico E_M – entre V_I e V_2 a Norma AF P 94- 110 – 1 (2000) assume que o solo apresenta um comportamento elástico linear.
- Pressão de fluência (*creep*) p_f – a pressão correspondente ao ponto (p_2, V_2) no final do trecho linear da curva pressiométrica. É utilizada para calcular o módulo de eformação E_M .

Baguelin, Jézequel e Shields (1978) apresentam a equação 2.1 de Lamé, 1852, para a expansão radial de uma cavidade cilíndrica em um espaço elástico infinito.

$$G = V \frac{\Delta p}{\Delta_v} \quad (2.1)$$

onde: G = módulo de elasticidade transversal (cisalhamento); V = volume da cavidade e p = pressão na cavidade.

Enquanto a inclinação da curva pressiométrica ($\frac{\Delta p}{\Delta v}$) é constante, o volume V da cavidade evidentemente varia, assim, o valor de G depende das coordenadas do ponto sobre a linha V_1 , V_2 ao qual está referido. Por convenção na sua determinação adota-se o ponto médio (BAGUELIN; JÉZEQUEL; SHIELDS, 1978).

O coeficiente de empuxo no repouso – k_0 – poderá ser obtido por intermédio de ensaios pressiométricos, calculado a partir da pressão necessária para restabelecer as condições de repouso das paredes do furo, correspondente ao início da fase linear da curva pressiométrica.

Cavalcante, Bezerra e Coutinho (2000) apresentaram resultados considerados satisfatórios pelos mesmos para estimativas da tensão horizontal no repouso (P_0) e a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) utilizando ensaios com o pressiômetro de Ménard em depósito de argila mole localizado na cidade de Recife.

Para alguns estudiosos do tema, atualmente este método é utilizado com ressalvas, devido ao valor de P_0 depender de como a sonda estiver posicionada no furo e a existência de poucos pontos disponíveis no início do ensaio para permitir um traçado confiável.

Para Cunha (1996) é impossível a identificação do subsolo utilizando apenas os resultados pressiométricos, isto é, valores de E_M , p_l , p_f , porém se o solo puder ser classificado por outro método, como por exemplo, com coleta de amostras, então as condições dos depósitos podem ser determinadas pela análise dos resultados pressiométricos.

Baguelin, Jézequel e Shields (1978) propuseram outra metodologia, mais simplificada, para calcular a pressão limite p_l denominada de método logarítmico em que se desenha um gráfico com o valor da pressão corrigida no eixo das ordenadas e a relação entre o incremento do volume da cavidade e o parâmetro $\frac{V - V_1}{V_s + V_1}$ no eixo das abscissas. O gráfico gera uma reta em sua parte final, conforme apresentado na Figura 2.5.

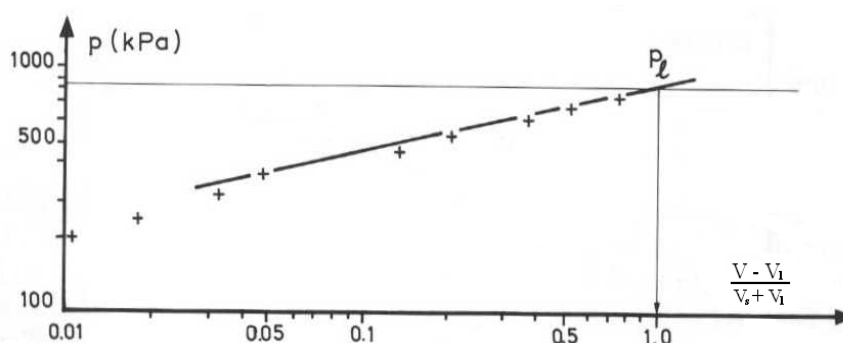


Figura 2.5 - Pressão limite p_l proposta por Baguelin, Jézéquel, Shields (1978).

Na Tabela 2.2 são apresentados valores de p_l propostos por Baguelin, Jézéquel, Shields (1978) para materiais argilosos e na Tabela 2.3 valores de E_M por p_l propostos pelos mesmos autores para materiais arenosos e argilosos.

Tabela 2.2 - Valores de p_l (Adaptada de BAGUELIN; JÉZEQUEL; SHIELDS, (1978).

Tipo de argila	Teste <i>in situ</i>	p_l (MPa)
muito mole	penetrável com o punho – facilmente esmagável com os dedos	0 – 0,075
Mole	penetrável com o dedo – facilmente moldado	0,075 – 0,150
Media	penetrável com dificuldade / moldado com o dedo	0,150 – 0,350
Rija	marcado com o dedo, com forte pressão	0,350 – 0,800
muito rija	difícilmente marcado com o dedo	0,800 – 1,6
Dura	não pode ser marcado com o dedo	> 1,6

Tabela 2.3 - Valores de E_M vs p_l (Adap. de BAGUELIN; JÉZEQUEL; SHIELDS, 1978)

Material	Relação de E_M / p_l
areia fofa a muito fofa	4 a 7
areia compacta a muito compacta	7 a 10
argila mole a media	8 a 10
argila rija a muito rija	10 a 20

Os ensaios pressiométricos são especialmente indicados para determinação de módulos de elasticidade dos solos no estado natural e o processo pelo qual o solo responde é um processo de cisalhamento, mesmo que a ação aplicada seja de compressão. Considere-se uma seção transversal do solo após a introdução de um pressiómetro (estado inicial) e após a aplicação de uma pressão maior que a pressão natural (estado deformado): em virtude da simetria central, todos os deslocamentos são radiais (PINTO ; ABRAMENTO, 1995).

Dos eventos internacionais realizados nos temas, destaca-se o Simpósio Internacional realizado em Paris em 2005 para comemorar meio século do uso de ensaios pressiométricos, denominado ISP5 – Pressio 2005.

Das varias publicações internacionais referentes a este tema, cujos autores procuram sempre enfatizar o potencial dos ensaios pressiométricos como ferramenta importante para o desenvolvimento de projetos geotécnicos, alguns trabalhos são comentados.

Cunha e Campanella (2005) afirmam que o ensaio pressiométrico é reconhecido mundialmente como um ensaio de campo com bom potencial para ser usado junto com interpretações analíticas. Porém, avaliam os autores, existem problemas intrínsecos à metodologia que influenciam na obtenção dos valores dos parâmetros geotécnicos, como a influencia da proteção de aço (recobrimento) da célula de carga. Esta influência e seus aspectos de interpretação são analisados pelos autores.

Cransac *et al.* (2005) realizaram, por intermédio do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC), ensaios pressiométricos em aterro experimental. Os resultados obtidos permitiram aos autores estimar e comparar a grandeza de valores da tensão lateral em aterro e a determinação da orientação da tensão horizontal principal.

O valor do ângulo de atrito para solos não coesivos utilizando variações do ensaio pressiométrico de Ménard tradicional e a identificação do solo com considerações referentes à dilatação que tem papel importante, podem ser estimados por intermédio de ensaios pressiométricos (COMBARIEU, 2005).

2.1.2.4 A experiência brasileira com Pressiômetro de Ménard

Toledo Filho (1985) foi um dos pioneiros no Brasil ao introduzir em seus estudos sobre as características de compressibilidade dos solos residuais ensaios pressiométricos.

Oliveira (1990) analisou e interpretou os resultados de ensaios pressiométricos realizados em solo residual de gnaiss em depósitos sedimentares granulares da cidade do Rio de Janeiro.

Schnaid e Rocha Filho (1994) apresentam resultados experimentais em dois solos, um de origem gnáissica e outro sedimentar laterizado, ambos estruturados e parcialmente saturados, para considerações da aplicabilidade do ensaio pressiométrico ao projeto de fundações em

termos de recalques e capacidade suporte. Os autores concluem pela aplicabilidade de ensaios pressiométricos à Engenharia de Fundações após análise das medidas do módulo de deformabilidade obtidas para os dois campos experimentais.

Ortigão e Alves (1994) apresentaram uma metodologia de interpretação de ensaios pressiométricos do tipo Ménard, por intermédio de simulação teórica, para as argilas porosas de Brasília, constituídas por latossolo vermelho mole com elevado de índice de vazios devido à lixiviação e laterização. Os autores utilizaram a teoria de Carter (1986) para material friccional e dilatante, que, segundo os mesmos, permite avaliar parâmetros de resistência, o módulo cisalhante e a tensão horizontal *in situ* e ainda, calibrar outros ensaios *in situ* cuja interpretação é empírica. Utilizando a análise por simulação teórica em conjunto com a teoria de Carter (1986), os autores puderam avaliar os parâmetros de resistência de pico c e Φ , o ângulo crítico das areias Φ_{cr} , o módulo cisalhante G e a tensão horizontal *in situ* σ_{v0} .

Schnaid, Consoli e Mántaras (1995) discutiram a aplicação do ensaio pressiométrico, utilizando o pressiômetro tipo Ménard, na previsão de parâmetros de deformabilidade e

resistência de solos não saturados. Estes ensaios fizeram parte de um extenso programa de ensaios experimentais, realizados no campo experimental da UFRGS, constituídos por outros ensaios, tais como cone, SPT, provas de carga em placas e ensaios de laboratório triaxiais, cisalhamento direto e adensamento. O material ensaiado é constituído por solos areno-argilosos ligeiramente plásticos e saprolitos.

Bosch, Mántaras e Schnaid (1997) discutem o uso dos modelos elasto-plástico aplicados à interpretação de ensaios pressiométricos em solos coesivos-friccionais, no caso um solo de alteração de granito localizado em Porto Alegre. Tais modelos, segundo os autores, incorporados a softwares aplicativos, possibilitam um ajuste da curva pressiométrica, por intermédio da qual é possível determinar parâmetros de resistência e deformabilidade do solo e prever a grandeza da tensão horizontal *in situ*. A metodologia de interpretação proposta pelos autores, consiste na simulação teórica da curva experimental por intermédio do emprego de modelos elasto-plásticos aplicados às teorias de expansão de cavidades.

Soares (1999) correlacionou parâmetros obtidos por intermédio de SPT-T e PMT em depósito arenoso do litoral de João Pessoa (PB) submetido a um melhoramento com emprego de estacas de areia e brita e comparou com resultados de ensaios realizados em locais sem melhoramento. O autor comenta que houve melhores resultados no solo melhorado,

provavelmente devido às melhores condições das paredes dos furos. Os resultados apresentados para E_M e p_l na menor profundidade de ensaio (1,85 m do furo PMT 2) foram 4,2 e 0,33 MPa, respectivamente.

Kratz de Oliveira, Schnaid e Gehling (1999) apresentam uma metodologia que discute a utilização do ensaio pressiométrico tipo Ménard na previsão do potencial de colapso de solos. Os autores analisaram resultados de ensaios executados em condições de umidade natural e inundados e, em suas interpretações, combinaram os conceitos de modelos constitutivos de solos não saturados às formulações de expansão da cavidade. Foi proposta uma metodologia fundamentada na observação da variação do comportamento pressão-expansão da cavidade pressiométrica em função das variações de sucção mátrica geradas pelo processo de inundação. Segundo os autores, os resultados permitem a estimativa do potencial de colapso e a determinação da superfície de fluência do solo, validados pela comparação entre os potenciais de colapso pressiométricos e os potenciais de colapsos oedométricos.

Conciani *et al* (2000) apresentaram os resultados obtidos em ensaios pressiométricos, realizados em solos não saturados, compactados em câmara de 1,20 m x 1,00 m com energia de Proctor normal, constituídos por silte arenoso laterítico (ML) com 14% de umidade ótima (w_o) em equilíbrio com a atmosfera. Utilizando uma sonda pressiométrica do tipo G (60 mm de diâmetro e 450 mm de comprimento), instalada no centro da amostra e a 0,50 m de sua base, foi obtido um módulo pressiométrico de Ménard (E_M) igual a 17,43 MPa e pressão limite do ensaio de 1,42 MPa.

Conciani, Medeiros e Bezerra (2000) compararam resultados de ensaios pressiométricos com resultados da placa helicoidal de Kumeneje e Eide (1961), de areias finas marinhas do litoral nordeste do estado da Paraíba. Estas areias são constituídas por camadas sobrepostas com diferentes graus de compactidade, sendo que entre 3,0 e 7,0 m, possuem compactidade muito compacta e o NA se encontrava a 2,50 m de profundidade. Foram feitas também correlações empíricas com resultados de ensaios penetrométricos (SPT). Ao lado de cada furo de SPT foram realizados um ensaio pressiométrico e outro ensaio de prova de carga com placa helicoidal (SCT). O ensaio PMT foi realizado segundo a relação estabelecida por Briaud (1992) para valores de N_{SPT} sonda pressiométrica tipo GC e utilização de lama bentonítica para estabilização das paredes dos furos. Os valores máximos do módulo pressiométrico ou de deformação foram encontrados na faixa de areia com maior grau de compactidade, entre 20,0 a

30,0 MPa. Os valores, com melhor concordância, para o módulo de deformação estimado nos ensaios de placa helicoidal variaram entre 17,76 MPa a 22,80 MPa.

Cavalcante, Bezerra e Coutinho (2000), apresentaram resultados parciais de ensaios pressiométricos em depósito de argila mole localizado na cidade de Recife, constituído por um pacote de 26 metros de espessura ($S_u \approx 50$ kPa) dividido em duas camadas distintas (sobreadensadas e normalmente adensada). Segundo os autores, a avaliação inicial mostrou resultados satisfatórios a partir do pressiômetro. Os valores apresentados pelos autores para a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) varia de aproximadamente 30 kPa a 70 kPa aumentado proporcionalmente ao aumento da profundidade. Foram utilizadas, pelos autores acima, correlações propostas por Baguelin *et al.* (1978), Briaud *et al.* (1985), Amar & Jézequel (1972) e Powel (1990).

Cunha, Costa e Pastore (2000) realizaram ensaios pressiométricos do tipo Ménard em material constituído por ardósia alterada (siltes argilosos a arenosos), em local de construção da linha do metrô de Brasília. Os autores descrevem a metodologia de execução, as dificuldades encontradas e as curvas pressiométricas obtidas, estas avaliadas segundo as metodologias convencionais de interpretação deste tipo de ensaio de campo. Os ensaios foram realizados em pré-furos executados com sondas rotativas e barriletes NX (76,5 mm) e BX (60 mm), com e sem circulação de fluido de perfuração e sem revestimento de sustentação das paredes dos furos, utilizando sonda pressiométrica Apageo NX de 70 mm de diâmetro. Os autores concluem que os resultados dos ensaios pressiométricos executados na ardósia alterada, indicam módulos de deformabilidade elevados para o material estudado, compatível com a faixa de valores de rocha branda, validados por informações fornecidas por intermédios das perfurações executadas. Os valores dos módulos de deformidade de Young apresentados pelos autores variaram de 75 a 781 MPa em 11 ensaios realizados em dois furos com profundidade entre 1 a 12 metros.

Custódio (2003) realizou vários ensaios pressiométricos no campo experimental da Universidade de Viçosa. Os resultados referentes ao E_M e p_l encontrados pela pesquisadora acima são transcritos e adaptados na Tabela 2.4. Trata-se de material argilo arenoso na camada superficial passando gradativamente para areia argilosa até 2,6m e areia siltosa entre 2,6 m a 4,4 metros de profundidade, semelhante ao material ensaiado neste trabalho, porém sem compactação.

Tabela 2.4 - Valores de E_M e p_l (Adaptada de CUSTÓDIO, 2003).

Profundidade (m)		E_M (MPa)	p_l (MPa)
Furo PMT3	0,4	4,869	0,532
	1,0	4,549	0,514
	1,6	4,194	0,489
	2,2	3,374	0,538
	2,8	4,255	0,541
	3,4	4,336	0,492
	4,0	15,216	1,825

Cunha *et al* (1994) apresentam os resultados dos “Ensaios Pioneiros de Pressiômetro Auto-Perfurante em Solos da Cidade de Goiânia” realizados na campanha preliminar de ensaios *in situ* do projeto do metrô de Goiânia. Os autores observaram que uma interpretação racional dos resultados do equipamento denominado Camkometer ou SBPMT, mesmo em condições adversas e para solos tropicais não saturados, é possível e que se consegue uma gama de parâmetros de grande utilidade para análises numéricas ou projeto de obras de escavações.

Sayão *et al.* (2004) determinaram parâmetros de deformabilidade e resistência do solo compactado utilizado como retro-aterro de um muro experimental de pneus, construído no Rio de Janeiro, fundamentado em ensaios de campo realizados com dilatômetro de Marchetti e pressiômetro de Ménard. Os autores destacam fatores conclusivos das análises dos ensaios, como a comparação entre os resultados dos mesmos para o conhecimento da histórias das tensões do material e módulos de deformabilidade que apresentaram valores significativamente dependentes dos níveis de tensão confinante. Os autores apresentaram valores para os módulos de deformabilidade de carregamento entre 2 e 16 MPa e recarregamento entre 4 e 19 MPa (1 a 5 m de profundidade).

Angelim *et al.* (2010) apresentam os resultados dos ensaios pressiométricos realizados na Barragem no rio João Leite, para abastecimento da área metropolitana de Goiânia, cujo aterros compactados nas obreiras é constituído por argila arenosa, γ_d 16,23 a 16,66 (kN/m³), γ_s de 26,96 a 27,55 (kN/m³) e w_{ot} entre 19,4 a 21,10%. Na Tabela 2.5 são transcritos os valores encontrados para E_M e p_l .

Tabela 2.5 - Valores de E_M , E_R e p_l (Adaptada de Angelim, Cunha, Sales, 2010).

Profundidade	Furo PMT 2			Furo PMT 3		
	E_M (MPa)	E_R (MPa)	p_l (MPa)	E_M (MPa)	E_R (MPa)	p_l (MPa)
0,5	25,7	58,7	1,5	17,0	47,2	1,2
1,5	19,7	50,3	1,4	12,9	43,8	1,5
2,5	17,3	52,4	1,0	11,6	47,4	1,2
3,5	18,6	69,2	1,3	18,7	58,5	1,3
4,5	17,9	59,3	1,4	19,0	54,8	1,5
5,5	13,4	58,9	1,3	17,0	58,7	1,4
6,5	16,5	53,4	1,5	17,4	49,0	1,8
7,5	17,2	70,3	1,6	17,9	60,1	1,3

2.2 SOLOS COMPACTADOS

O conceito de solos varia em função da ciência que o estuda e da finalidade de sua utilização. Assim, para a engenharia agrônômica o solo é a porção superficial rica em matéria orgânica e em micro-organismos, própria para o desenvolvimento de práticas agrárias; para a engenharia geotécnica, mais precisamente para a Mecânica dos Solos, solo é o material intemperizado de rochas pré-existentes, que possui propriedades físicas e podem ser investigadas e modificadas para atender propósitos específicos, como macadame de rodovias, barramentos de cursos d'água e outras finalidades.

Em geral, a compactação é a densificação do solo por meio da remoção do ar sendo que o grau de compactação do solo é medido em função do seu peso específico seco. A água atua no processo de compactação como agente amolecedor da resistência entre as partículas provocando o reposicionamento das mesmas em uma formação de alta densidade (DAS, 2007).

As experiências iniciais introduzidas por Proctor (1933) indicaram que existem correlações muito confiáveis entre as propriedades geotécnicas de um solo e o peso específico seco final do material compactado, a tal ponto de se aceitar que maior peso específico seco significa melhor condições de compactação. Como a realização de ensaios volumétricos de campo são facilmente executados, o ensaio proposto por Proctor (1933) foi adotado para a maioria de controles de aterros compactados (RODRIGUEZ, 1976).

O método de compactação é o mais empregado e o mais eficiente, porém, não é o único meio de melhorar as condições naturais dos solos para seu uso em obras civis. Na Tabela 2.6 são apresentados os métodos mais comuns para melhoramento dos solos.

Tabela 2.6 - Métodos de Melhoramentos de Solos. Fonte: RODRIGUEZ, (1976).

FISICOS	QUÍMICOS	MECÂNICOS
Confinamento	Utilização de sal	Compactação
Consolidação previa	Solo cimento	
Misturas	Solo asfalto	
Vibroflotation	Solo cal	

2.2.1 Processos de compactação

As propriedades geotécnicas principais de uma barragem de terra são permeabilidade, resistência ao cisalhamento e deformabilidade, valores estes não determinados de forma direta durante a execução da compactação do aterro, devido principalmente à questões operacionais. Por isso, o controle de compactação é realizado indiretamente, por meio visual complementado pela determinação do grau de compactação e do desvio de umidade com relação à umidade ótima (KOMESU, 2001).

O processo de compactação consiste em utilizar meios mecânicos, ou outros meios, sob determinadas especificações técnicas, para melhorar as características físicas dos solos, invariavelmente reduzindo os vazios existentes em sua estrutura original, consequentemente, melhorando suas condições hidráulicas e mecânicas, sendo que a resistência, a compressibilidade e a relação tensão/deformação são as principais. (RODRIGUEZ, 1976).

Dos rolos compactadores disponíveis, utilizados em função das características do material a ser compactado, o rolo compactador pé de carneiro é muito utilizado na compactação de solos argilosos cuja pressão de contato pode variar entre 1.400 a 7.000 kN/m² (DAS, 2007).

O tipo e o teor de umidade de um solo se constituem nos principais fatores para o cálculo do peso específico de compactação desejado no campo, no entanto, outros fatores como a espessura da camada, intensidade de compactação e a área sobre a qual a pressão de compactação é aplicada também influem no processo de compactação (DAS, 2007).

Atualmente são utilizados os seguintes métodos de para determinação do peso específico de compactação de campo:

- a) Método do frasco de areia:– método normalizado pela ABNT, por meio da norma NBR 7185/86, Solo – Determinação da massa específica aparente, *in situ*, com emprego do frasco de areia;
- b) Método do balão de borracha: método normalizado pela ASTM, por meio da norma ASTM Designation D-2167 (2008) Não é normalizado pela ABNT e é pouco utilizado no Brasil. Semelhante ao método anterior, porém o volume do furo na camada compactada é obtido diretamente.
- c) Método nuclear: são utilizados densímetros nucleares em furos escavados ou na superfície da camada. Medem o peso de solo úmido por unidade de volume e o peso da água existente em uma unidade de volume. O peso específico seco do solo compactado poderá ser obtido subtraindo-se o peso da água do peso específico úmido.

Para compactação de grandes áreas, atualmente são utilizadas técnicas especiais, tais como *vibroflotation*, compactação dinâmica e detonação.

- a) *Vibroflotation*: o método *vibroflotation* é uma técnica de densificação *in situ* de camadas espessas de depósito de solo granular fofo. Esta técnica consiste em empregar um equipamento munido de unidade vibratória (2,1 m de comprimento) equipada com um peso excêntrico em seu interior capaz de gerar força centrífuga e sua introdução no interior do solo é feita por jatos de água introduzidos em aberturas (inferior e superior) que também criam a condição de areia movediça.
- b) Compactação dinâmica: consiste basicamente em utilizar um grande peso para golpear o solo de modo sucessivo a intervalos regulares. O martelo pesa de 80 a 360 kN e sua altura de queda varia entre 7,5 e 30,5 m, isto produz ondas de pressão geradas pelos golpes que ajudam no processo de densificação.
- c) Detonação: também utilizada para densificação de solos granulares semelhantes aos indicados para o processo de *vibroflotation*. Consiste em detonar cargas de explosivos, tais como 60% de dinamite a certa profundidade, em solo saturado, com espaçamento lateral em torno de 3 a 9 metros (DAS, 2007).

Existem muitas variáveis que afetam o processo de compactação dos solos, por conseguinte, um solo pode ser compactado de varias maneiras e é possível conseguir resultados diferentes de um mesmo método utilizado. Por último, mas não menos importante, se um mesmo solo for compactado por uma mesma metodologia, ainda assim, podem-se obter resultados

diferentes se houver variações de determinadas condições que prevalecem no solo trabalhado (RODRIGUEZ, 1976).

As principais variáveis que regem o processo de compactação, segundo Rodriguez, (1976) são as seguintes:

- a) *Natureza do solo* – solos finos e granulares ou solos argilosos e arenosos;
- b) *Método de compactação utilizado* – existem três tipos bem diferenciados, a saber: por impactos, por amassamento e por aplicação de carga estática;
- c) *Energia de compactação aplicada* – é a energia efetivamente transferida ao solo. Esta energia é facilmente calculada em laboratório, aplicando-se a equação 2.2.

$$E = \frac{N \times n \times W \times h}{V} \quad (2.2)$$

onde: (E) é a energia específica, (N) é o número de golpes do pistão compactador para cada camada; (n) é o número de camadas, (W) é o peso do pistão compactador, (h) é altura de queda do pistão e (V) é o volume total da amostra em estudo (molde de solo no compactador).

- d) *Umidade* – Os primeiros estudos de Proctor já indicavam que o aumento gradativo da umidade do solo, a partir de valores baixos, aumentavam o peso específico seco do solo compactado com a mesma energia de compactação;
- e) *Umedecimento ou secagem* – as curvas de compactação representadas pela relação peso específico seco (γ_d) vs umidade (w) apresentam valores diferentes se a umidade for crescente ou decrescente;
- f) *Umidade natural do solo*.
- g) *Ensaios de compactação com reuso de amostras*.

2.2.2 Comportamento dos solos compactados

As propriedades mais importantes de um solo compactado são a sua permeabilidade, compressibilidade e expansão, resistência ao esforço cortante (ângulo de atrito), resistência à erosão interna, CBR e estabilidade (RODRIGUEZ, 1976).

A permeabilidade de um solo compactado, como suas demais propriedades mecânicas, depende de seu índice de vazios ou peso específico seco, de sua estrutura e de seu grau de saturação. Quando um solo argiloso varia de volume, duas componentes de deformação atuam estruturalmente: primeiramente ocorrem as variações correspondentes às distancias entre as partículas com grau de orientação constante e, em segundo lugar, ocorre a deformação por redução das distancias medias das partículas, sem variação de suas distâncias mínimas (RODRIGUEZ, 1976).

O efeito da compactação na estrutura dos solos argilosos foi pioneiramente estudado por Lambe (1958) que sugeriu o clássico gráfico, reproduzido na Figura 2.6. No lado seco, representado pelo ponto **A**, a estrutura tende a ser floclada, devido ao teor baixo de umidade que faz com que as duas camadas difusas de íons, em torno das partículas de argila, não se desenvolvam totalmente. Consequentemente, a repulsão entre as partículas é reduzida, resultando em uma orientação mais aleatória das mesmas com o peso específico seco menor. Com o aumento do teor de umidade, representado pelo ponto **B**, as duas camadas difusas em torno das partículas se atraem, provocando a diminuição da repulsão entre as partículas causando um grau menor de floclação e um aumento do peso específico seco. Este processo é contínuo, no caso do aumento do teor de umidade, porém, o peso específico seco decresce, devido ao fato de que a água adicionada dilui a concentração dos sólidos do solo por unidade de volume. Finalmente, para um determinado teor de umidade, um esforço de compactação maior resulta em uma orientação mais paralela das partículas de argila e uma estrutura mais dispersa, isto provoca um posicionamento mais compacto das partículas com o aumento do peso específico de compactação do solo. (DAS, 2007).

Para Komesu (2001) os problemas de deformabilidade merecem investigação especial a cada caso, em função da geometria da barragem e das condições de deformabilidade da fundação. Portanto, as especificações técnicas devem contemplar esses problemas de deformabilidade, correlacionando-os aos parâmetros indiretos de grau de compactação e desvio de umidade.

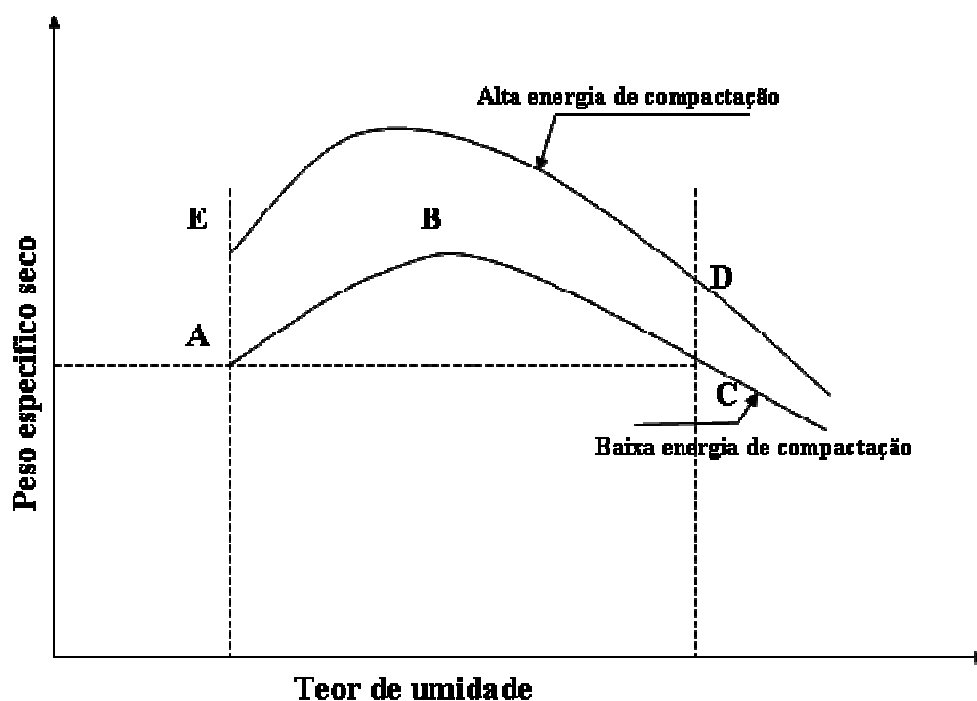


Figura 2.6 - Estrutura de solos compactados. (Modificada de DAS, 2007).

2.2.3 Compactação em Laboratório

No ensaio de laboratório, para determinar o peso específico seco máximo (γ_d) de compactação e a umidade (w) de compactação ótima, usualmente é utilizado o ensaio denominado Proctor normal, onde o solo é compactado em um molde com um volume de 944 cm³ e diâmetro de 101,6 mm. A amostra de solo é submetida a ensaios com cinco teores de umidade crescentes, compactada em três camadas iguais por um soquete (2,5 kg de massa e 50,8 mm de diâmetro) que é solto em queda livre de uma altura de 304,8 mm por 25 vezes. Em cada ensaio, a umidade do solo compactado (w) e o peso específico natural (γ) de compactação são calculados. Com estes dois valores conhecidos, é calculado o peso específico do solo seco natural (γ_d) por meio da Equação 2.3. Estes valores de γ_d podem ser plotados em função dos teores de umidade correspondentes e obtidos os valores do peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo do solo.

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + \frac{w(\%)}{100}} \quad (2.3)$$

O desenvolvimento e utilização de rolos compactadores pesados induziram a uma modificação do ensaio Proctor normal para que se tornasse mais bem representativo das novas

condições de campo. Esta nova versão, conhecida por Proctor modificado, é normalizada pela ABNT por meio da norma NBR 7182/86, Solo – Ensaio de Compactação. Este ensaio difere do Proctor normal no número de camadas, que passa para cinco e pelo uso de um soquete de massa 4,54 kg caindo de uma altura de 457 mm. Consequentemente, aumenta-se o esforço de compactação (energia de compactação de 2.700 kN-m/m³) e resulta no aumento do peso específico seco (DAS, 2007).

CAPITULO 3

MATERIAIS E METODOLOGIA

A UHE Batalha se encontra em fase de construção pela empresa Eletrobras Furnas Centrais Elétricas S.A, no rio São Marcos, entre os municípios de Cristalina (GO - margem direita) e Paracatu (MG - margem esquerda), cuja localização é apresentada na Figura 3.1. O barramento será de solo compactado com a crista da barragem na elevação 804,00 m proporcionando queda líquida de 36,90 m e vazão nominal unitária de 76 m³/s para acionamento de duas turbinas do tipo Francis com capacidade instalada unitária de 26 MW.

Foram construídos aterros experimentais de materiais do tipo *random* - materiais oriundos das escavações obrigatórias de granulometria variada - e de solo argiloso. Destes apenas o aterro de material argiloso permitiu a realização de ensaios pressiométricos. Os demais materiais, acima descritos, devido à sua granulometria e heterogeneidade, apresentam as paredes dos furos muito irregulares para utilização da sonda pressiométrica do tipo G, disponível para a realização dos ensaios pressiométricos.

Os objetivos de um aterro experimental, em obras de grande porte é a escolha do equipamento a ser utilizado, a indicação das umidades mais adequadas a serem compactadas, a definição da espessura das camadas e a energia de compactação. O aterro experimental possibilita ainda a visualização de eventuais problemas como trincas e laminações (KOMESU, 2001).

3.1 MATERIAL DE ESTUDO

Os ensaios de campo e a coleta das amostras para ensaios de laboratório (indeformadas e deformadas) foram realizados nos dois aterros experimentais de solos argilosos compactados em 5 camadas de espessura de 20 e 25 cm de material solto. A energia de compactação foi transmitida por 6, 8 e 10 passadas com rolo compactador CA 25. As dimensões dos aterros são de 4 m de largura por 20 m de comprimento.

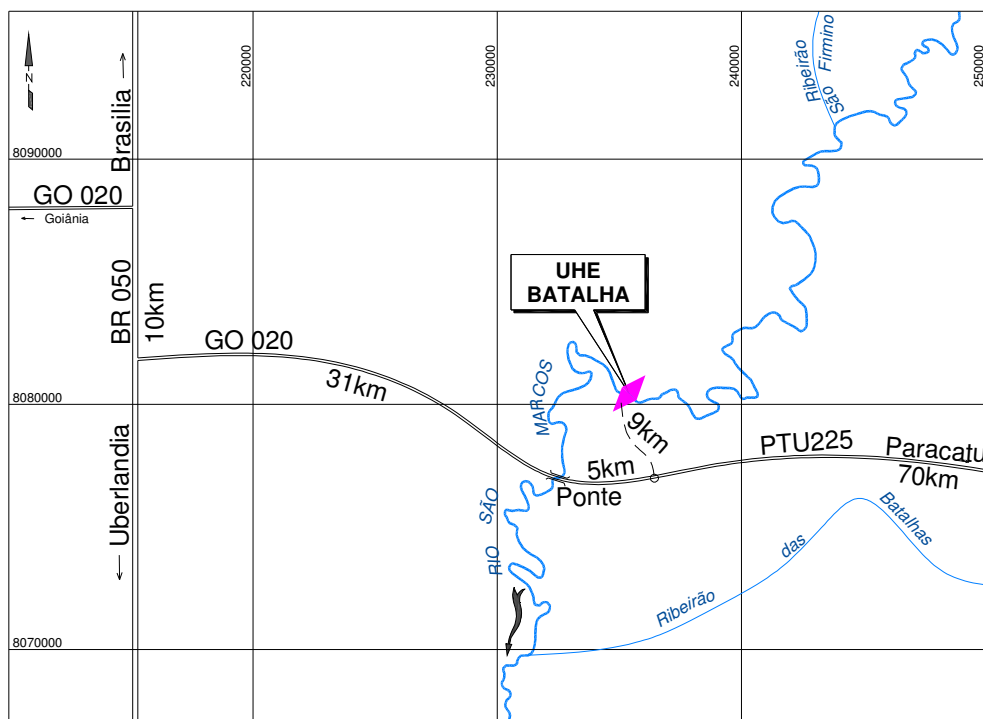


Figura 3.1 - Localização da UHE Batalha.

3.1.1 Características dos aterros experimentais

Os aterros experimentais, denominados de P1 e P2, conforme croquis de planta e perfil apresentados nas Figuras 3.2 e 3.3 foram construídos com material terroso, executados mediante as especificações de projeto com as principais características:

- Número de camadas: 05 (cinco) com 20 m de comprimento e 04 m de largura;
- Número de aterros: 02 (dois), P1 e P2, sendo o primeiro com camadas de 20 cm de espessura de material solto e o segundo com espessura de 25 cm de material solto (antes de compactar);
- Conforme Projeto Executivo os aterros foram divididos em 3 faixas de energia de compactação: com: 6, 8 e 10 passadas do rolo compactador de patas modelo CA 25 (sendo considerada a passada como meia fecha, isto é, ida e volta são consideradas 2 passadas). Este número de passadas foi uma decisão de obra.
- O γ_d de laboratório foi obtido para a energia do Proctor Normal. Analisando-se os resultados apresentados na Figura 3.6 observa-se que não houve aumento do grau de compactação com o aumento do número de passadas (passando de 6 para 10); ocorrem apenas variações, provavelmente em função dos locais de amostragem ou das

- variáveis envolvidas no processo, como espessura do material lançado, umidade e equipamento compactador.
- e) teor de umidade de projeto para as 03 (três) primeiras camadas lançadas: entre 2,0% e + 1,5% do teor ótimo de umidade;
 - f) teor de umidade de projeto para as 02 (duas) camadas superiores: entre -3% e +1% do teor ótimo de umidade.

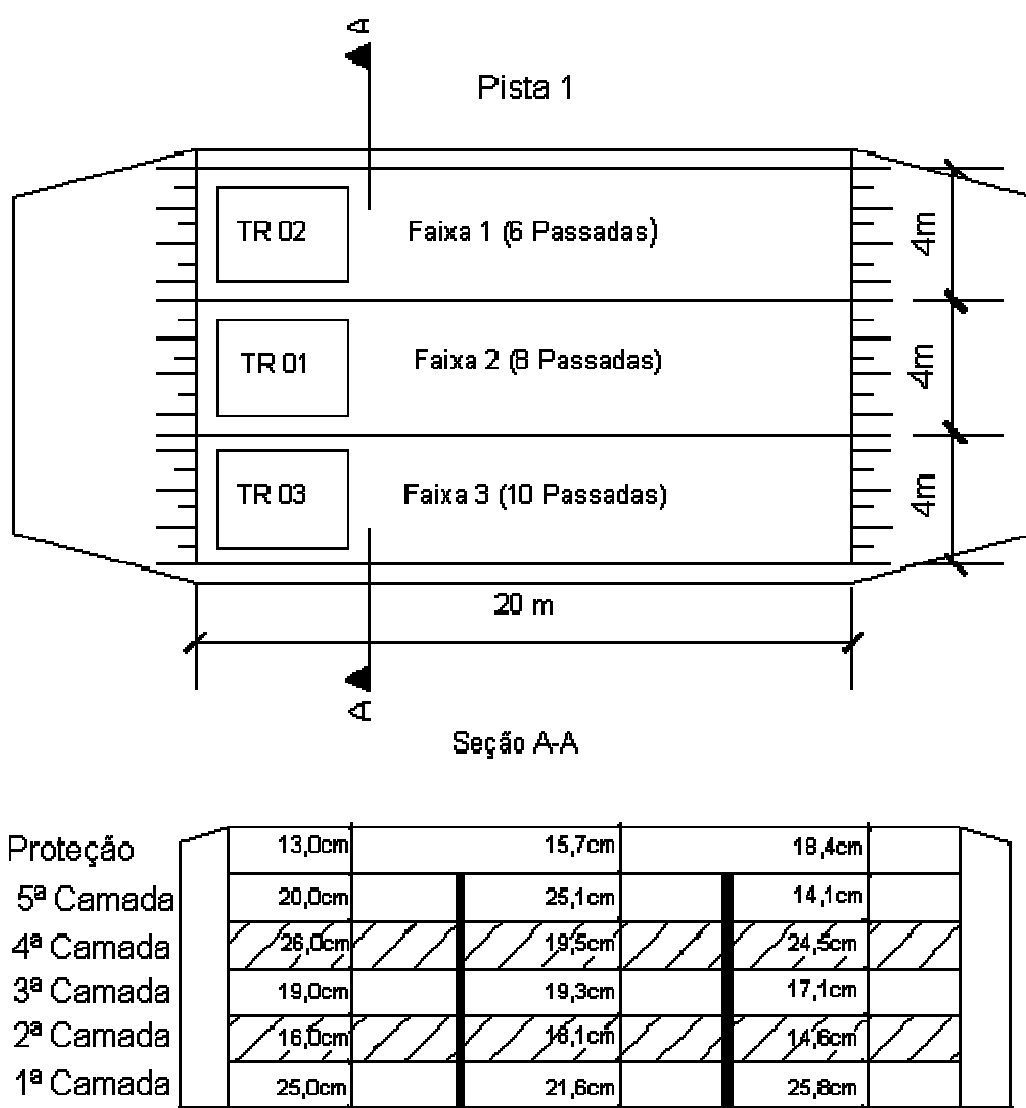


Figura 3.2 - Planta e perfil do aterro experimental P1.

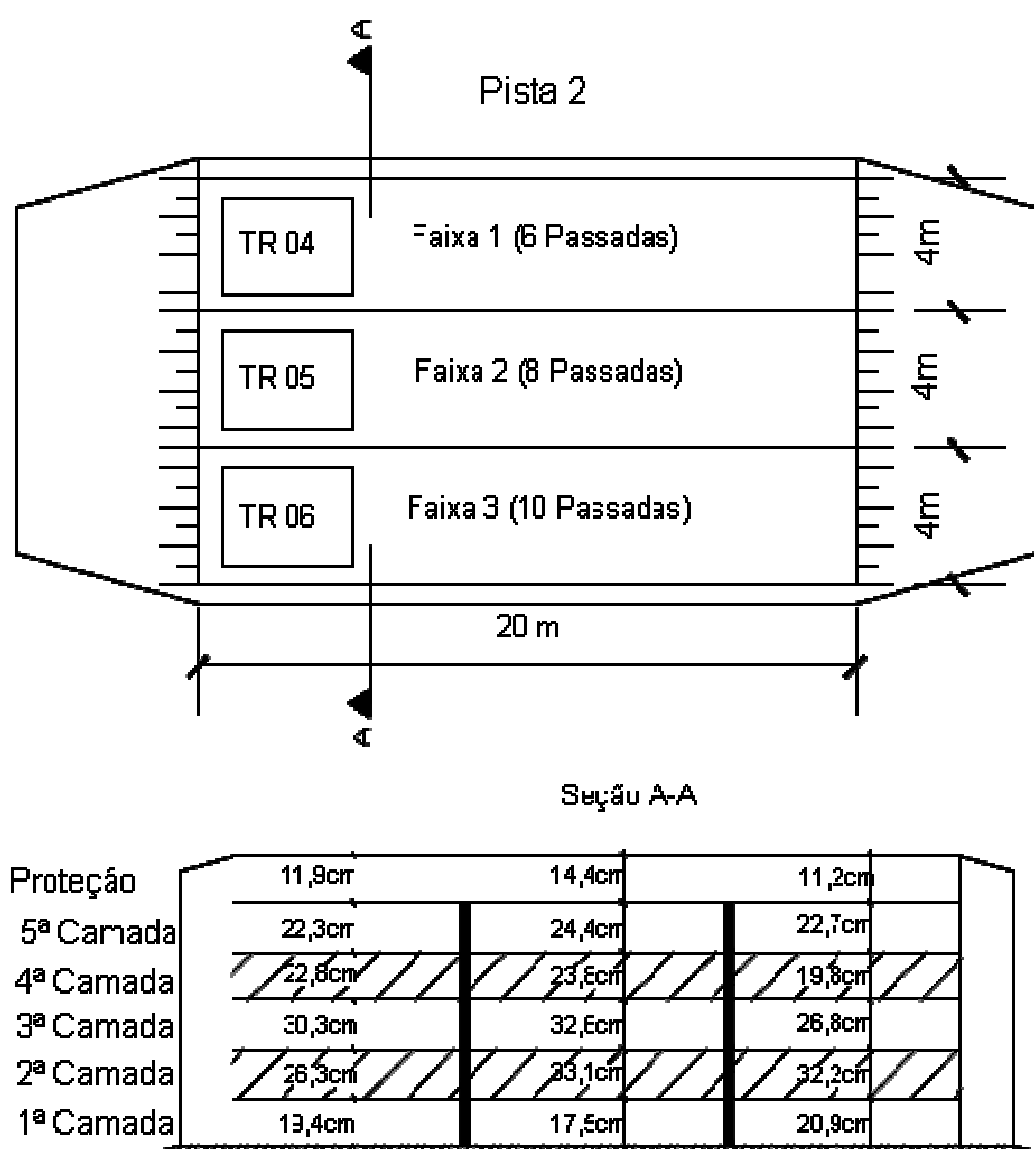


Figura 3.3 - Planta e perfil do aterro experimental P2.

3.1.1.1 Equipamentos utilizados

Os equipamentos utilizados para a preparação do material foram: (Figuras 3.4a e 3.4b):

- trator de esteira D6, caminhão pipa, pá carregadeira e caminhão basculante;
- motoniveladora (utilizada para espalhar e nivelar) e grade de disco para ranhurar os contatos entre camadas;
- rolo compactador de patas modelo CA 25.



Figura 3.4a. Espalhamento do material do aterro.



Figura 3.4b. Aspecto do material após compactação de todas as passadas.

Figura 3.4 - Espalhamento do material e aspecto após compactação.

3.1.1.2 Controle de compactação

O controle de compactação foi realizado pela equipe de campo da obra durante as fases de construção do aterro experimental. Foram executados ensaios para determinação da massa específica e umidade compactação em amostras coletadas com o cilindro de cravação (Figura 3.5a) nas camadas compactadas conforme ilustração apresentada na Figura 3.5b.



Figura 3.5a Amostragem para determinação do grau de compactação:



Figura 3.5b Aspecto das camadas compactadas.

Figura 3.5 - Cravação do cilindro e aspecto das camadas compactadas.

Na Figura 3.6 está representada a variação do grau de compactação (GC) para as cinco camadas dos aterros experimentais Pista 1 e Pista 2.

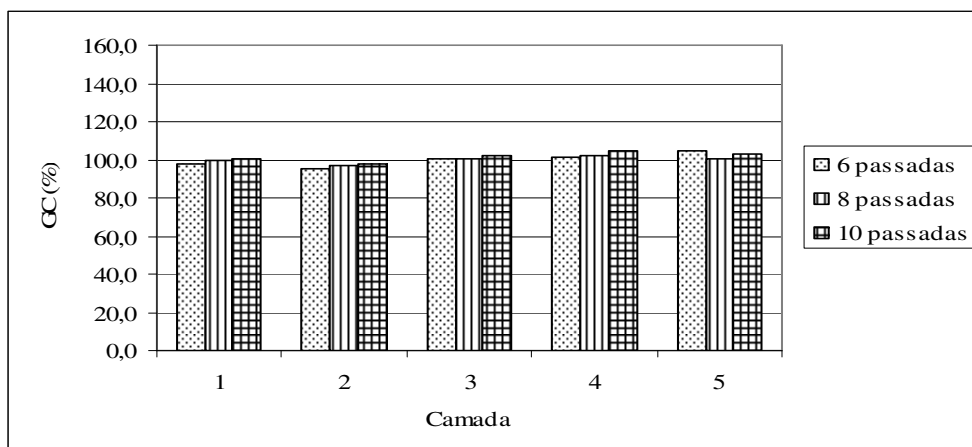


Figura 3.6a Grau de compactação do aterro P1 -camadas de 20 cm de material solto.

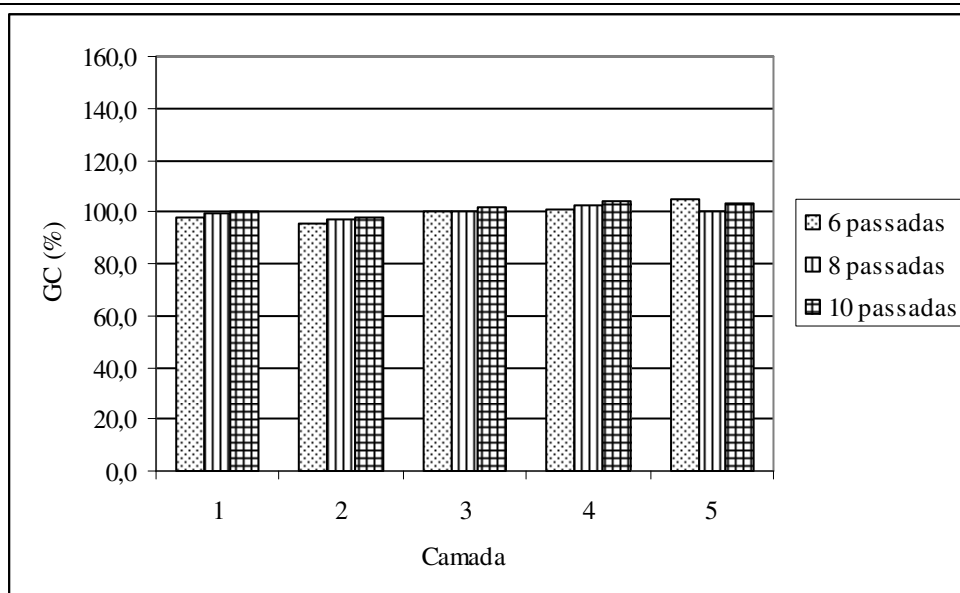


Figura 3.6b. Grau de compactação do aterro P2 – camadas de 25 cm de material solto.

Figura 3.6 - Controle do grau de compactação. Fonte: Furnas.

O aumento da energia de compactação, passando de 6 passadas para 8 e 10 passadas, não correspondeu a um aumento significativo do grau de compactação. Esse oscilou entre 95 a 105% do valor definido em projeto e indicou uma pequena tendência de aumento, proporcional ao aumento do número de passadas passando de 6 para 10, com exceção da última camada compactada. Por se tratar de aterros experimentais, onde se busca a melhor performance dos equipamentos e metodologias, a serem empregados na barragem do empreendimento, estes resultados já eram esperados.

3.1.1.3 Controle de umidade

A variação do controle do teor de umidade de campo, indicada no item 3.1.1.3 se manteve dentro das especificações de projeto. Os resultados dos ensaios realizados para controle do desvio de umidade nas camadas dos aterros experimentais compactados estão representados na Figura 3.7.

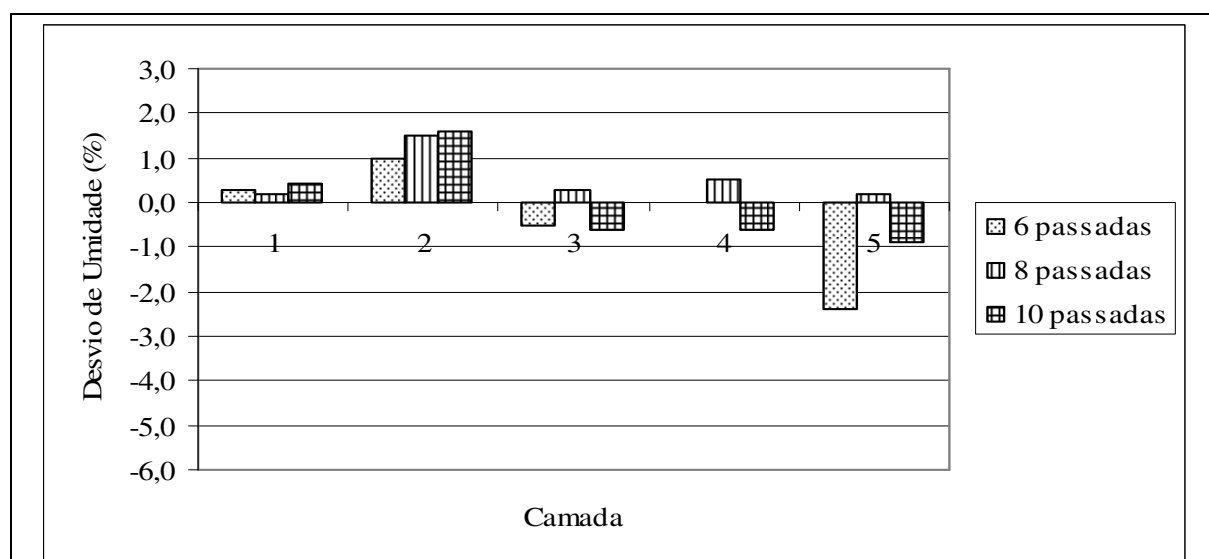


Figura 3.7a Desvio de umidade obtido na pista de 20 cm de material solto - P1

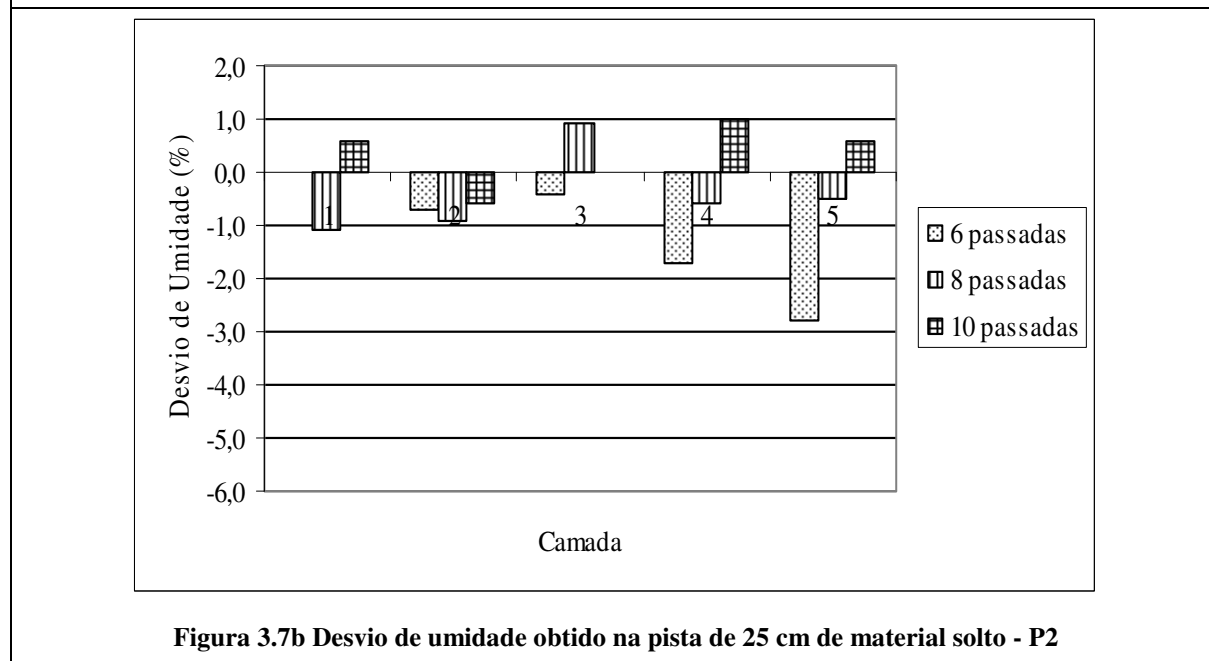


Figura 3.7b Desvio de umidade obtido na pista de 25 cm de material solto - P2

Figura 3.7 - Desvio de umidade vs. número de passadas por camada. Fonte: Furnas

3.2 ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

Os ensaios pressiométricos realizados para o desenvolvimento deste trabalho foram do tipo pré-furo, denominados ensaios pressiométricos de Ménard. Foram executados conforme os procedimentos da Norma NF P – 94 - 110 - 1 (2000) - Ensaio sem o ciclo de carregamento/descarregamento) e a Norma XP P 94- 110- 2 (1999) - Ensaio com o ciclo de carregamento/descarregamento).

Os ensaios de campo foram realizados em dois períodos: de 17/08/2009 a 21/08/2009 e de 20/08/2009 a 01/09/2009 no sítio de obras da UHE Batalha. Estas datas foram escolhidas em função da liberação dos aterros experimentais pela empresa executora.

A barragem para formação do reservatório da UHE Batalha será de solo compactado e terá altura máxima de 54,00 m (elevação 750 m na base e 804 m na crista) e 375 m de comprimento. Os volumes, somente da barragem, envolverão a escavação de 78.400 m³ de solo, 74.830 m³ de rocha alterada e o aterro total de materiais diversos de 1.161.207 m³.

3.2.1 Local dos ensaios e equipamentos utilizados

Os ensaios foram realizados em dois aterros compactados com material terroso. Estes aterros, nesta pesquisa denominados de aterro P1 e aterro P2, foram construídos na margem esquerda do rio São Marcos e nas proximidades do eixo do barramento, conforme mostra a Figura 3.8a, onde se vê, ao fundo, os taludes tratados com concreto projetado e os locais de instalação da Tomada d'Água e Vertedouro e em primeiro plano a sonda pressiométrica introduzida no furo executado a trado.

Os aterros foram construídos próximos à uma das áreas de empréstimo de material terroso a ser utilizado no barramento.

Na Figura 3.8b observa-se a sonda instalada na camada 4 e os equipamentos de leitura dispostos entre os dois aterros P1 P2 com dois Técnicos realizando as leituras. Na Figura 3.9 são apresentadas duas vistas gerais dos componentes do pressiômetro de Ménard: unidade de leitura, sonda pressiométrica, tubulação flexível e cilindro de gás.

As medições de pressões e volumes no equipamento utilizado são lidas por um operador na unidade de leitura, denominada controle de Pressão e Volume (CPV) e registradas em um boletim de campo para posterior tratamento.



Figura 3.8a Vista geral do local do aterro experimental. Estruturas de concreto ao fundo.



Figura 3.8b Vista geral da realização do ensaio e equipamentos utilizados.

Figura 3.8 - Local dos aterros e execução dos ensaios de campo.



Figura 3.9a Vista geral dos equipamentos.



Figura 3.9b Execução das leituras de campo.

Figura 3.9 – Pressiômetro de Ménard.

3.2.1.1 Sonda pressiométrica

A sonda pressiométrica possui proteção de revestimento flexível. É constituída por três células cilíndricas de seção circular transversal ao longo do mesmo eixo que agem simultaneamente nas paredes do furo durante o ensaio e seu diâmetro nominal tem 60 mm. Essa sonda é constituída pelos seguintes componentes:

- uma célula de medição central, com o diâmetro externo d_s e comprimento L_s . A mesma pode expandir radialmente no furo de diâmetro d_t e aplicar uma pressão uniforme nas paredes do mesmo. Essa célula é inflada por água deaerada admitida como incompressível.

- b) duas células guarda de diâmetro externo d_g e comprimento l_g localizadas acima e abaixo da célula central e projetada para aplicar nas paredes do furo uma pressão para fechamento da célula central. Estas células são infladas por gás inerte e admitido como incompressível;
- c) dois orifícios paralelos na parte superior, sendo um para a circulação da água de alimentação da célula central e outro para o gás das duas células guarda;
- d) um orifício de purga do circuito de água na parte inferior;
- e) uma rosca superior para o conector de ligação à coluna de hastes

Conforme representada na Figura 3.10, a sonda é construída com um núcleo de aço oco e tubos para injeção de fluidos próprios para inflar as células. É ajustada com uma membrana central e com um revestimento flexível. A superfície externa do núcleo de aço possui um sistema de linhas ranhuradas para distribuir uniformemente o líquido na célula central abaixo da membrana. Neste núcleo é fixada a membrana e o revestimento flexível. O topo do núcleo é rosqueado para ser conectado à coluna de hastes às quais são manejadas para colocação da sonda na profundidade desejada.

A tubulação é dupla para condução de água e gás (N_2) e faz a conexão entre as células da sonda com o cilindro de pressurização e a unidade de leitura CPV.

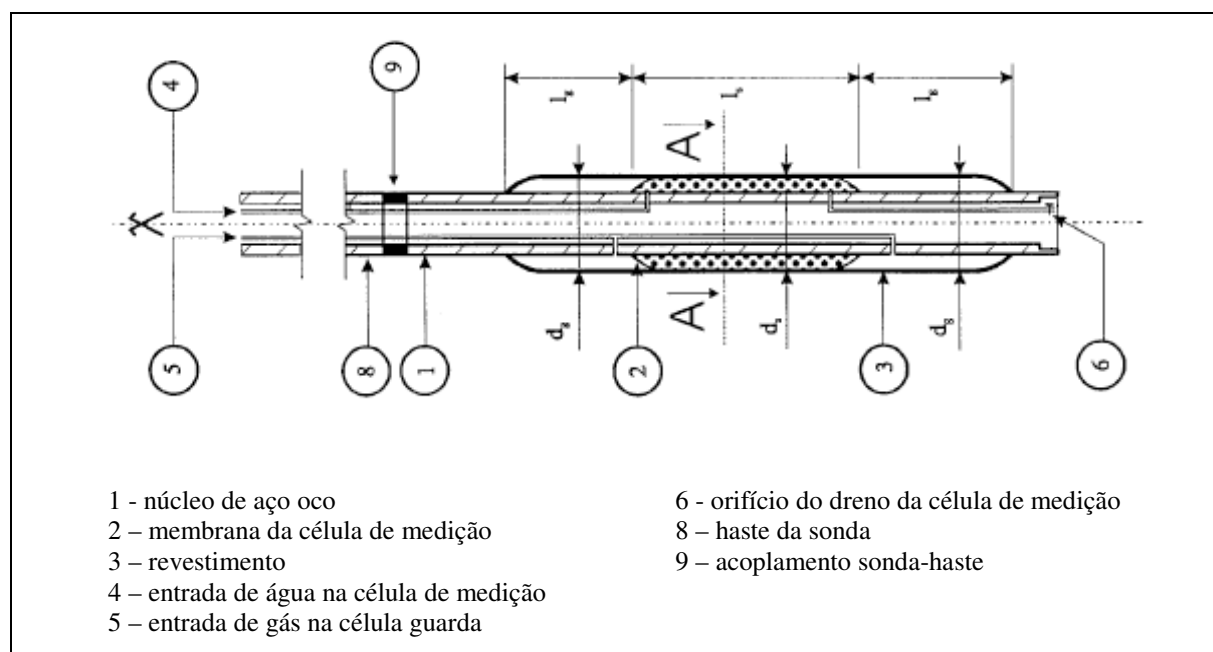


Figura 3.10 - Sonda pressiométrica tipo G. Fonte: NF P-110-94-1 (2000).

3.2.1.2 Hastes, tubulação e unidade de leitura (CPV)

O sistema de pressurização e a unidade de leitura permitem a expansão das células da sonda e as respectivas leituras, volumes em função do tempo, da água e do gás pressurizados contra as paredes do furo.

O dispositivo de pressurização permite:

- a) atingir a pressão pressiométrica limite (p_l) ou uma pressão de leitura qualquer (p_r) de até 5 MPa;
- b) manter constante cada nível de carregamento de pressão na célula de leitura e nas células guarda durante a realização do ensaio;
- c) aplicar um incremento de pressão de 0,5 MPa, medido na unidade de leitura CPV em menos de 20 segundos;
- d) continuidade da regularidade da pressão entre a célula de medição e as células guarda e injetar água na célula de leitura um volume de até 700 cm³.

As hastes rosqueáveis com diâmetro externo de 30 mm e diâmetro interno de 20 mm possuem 1,0 m comprimento. Ao se processar a conexão entre as hastes é possível se alcançar a profundidade desejada para a realização do ensaio.

Para que a sonda principal de medição e as duas sondas guardas sejam infladas simultaneamente, foi construída uma tubulação dupla (paralela) flexível para transmissão da água para inflar a célula de medição central e de gás para inflar as células guarda. Esta tubulação é conectada ao dispositivo de pressurização junto à unidade de leitura CPV e por sua vez conectada à sonda pressiométrica. A tubulação é utilizada para transmitir a água à célula central de medição e o gás às células guarda.

3.2.2 Furo para o ensaio pressiométrico

O furo para o ensaio pressiométrico, uma cavidade cilíndrica com a seção circular transversal perfurada no material a ser ensaiado, foi executado com trado cavadeira manual, do tipo concha, confeccionado exclusivamente pra esta finalidade com 63 mm de diâmetro. O espaço anular teórico produzido entre a sonda pressiométrica BX (60 mm de diâmetro) utilizada e a parede do furo foi de 3 mm (o máximo prescrito na Norma NF P 94 – 110-1 (2000) é de 9 mm). O furo foi inicialmente perfurado para permitir a introdução do meio da célula central de medição da sonda pressiométrica na metade da camada 4. Após a realização do ensaio,

nesta profundidade, o furo foi aprofundado até permitir que a metade da célula central de medição da sonda pressiométrica ficasse posicionada na metade da camada 2 do aterro experimental (perfis apresentados nas Figuras 3.2 e 3.3).

3.2.3 Calibração dos equipamentos

Os manômetros do tipo *bourbon* utilizados no CPV foram fornecidos já calibrados pelo fabricante APAGEO. Esta é a segunda obra em que o equipamento foi utilizado.

3.2.3.1 Pressão de resistência das membranas

A membrana da célula central de medição, das células guarda e o revestimento de proteção possuem características próprias e, por consequência, uma determinada pressão de resistência. Esta pressão de resistência é obtida em ensaios de calibração sob pressão atmosférica com injeção de água pressurizada na sonda pressiométrica até o volume máximo de 700 cm³ e obtenção de uma curva de calibração do tipo ($p_{el} = f(V^{60})$). O valor da pressão de resistência pode ser então previamente conhecido.

Abaixo está descrito o procedimento do ensaio de calibração para obtenção da pressão de resistência, sendo este realizado no início de cada série de ensaios.345678--095/

- a) Preliminarmente à execução do ensaio, a sonda pressiométrica foi mantida na vertical e após todo o gás remanescente da tubulação ter sido completamente evacuado a membrana da célula de medição central é preenchida com água por três vezes com 700 cm³.

Para esta operação o dispositivo de pressurização e a unidade de leitura CPV foram previamente preenchidos. O dispositivo de medida do volume injetado foi zerado para se tornar compatível com a elevação do centro da célula de medição com a elevação do centro da unidade de leitura CPV.

- b) O ensaio foi realizado com incrementos de pressão iguais a 25 kPa. Cada nível de pressão foi mantido constante por 60 segundos até que o volume máximo de 700 cm³ fosse injetado na célula central. O volume de água deaerada V^{60} medido aos 60 segundos é usado para plotar a curva de calibração, conforme Figuras 3.11 e 3.12.

A Figura 3.11 apresenta a curva pressão versus volume, utilizada para as correções das leituras obtidas nos ensaios do Aterro P1 e a Figura 3.12 apresenta a curva pressão versus volume utilizada para as correções das leituras do Aterro P2.

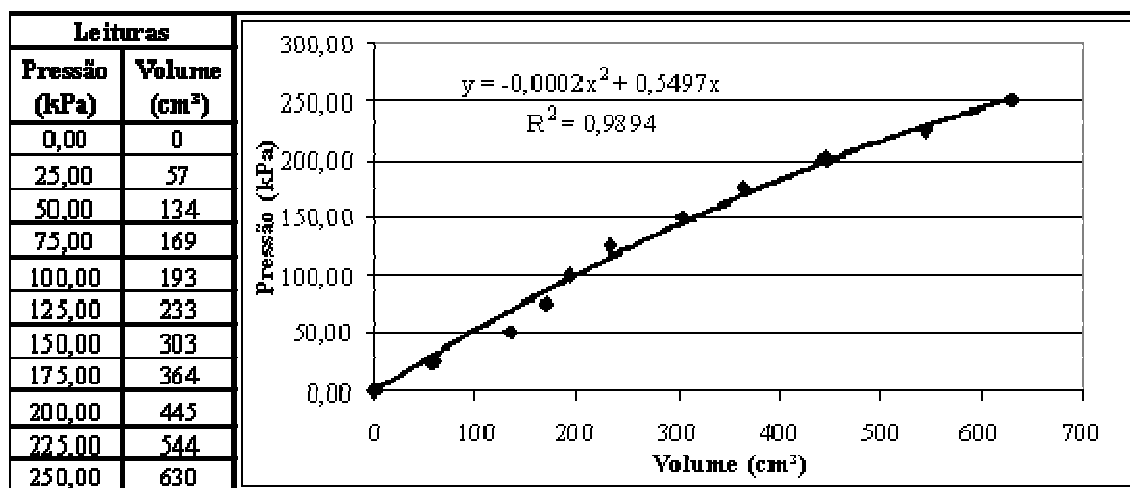


Figura 3.11 - Curva de calibração: resistência da sonda pressiométrica: Aterro P1.

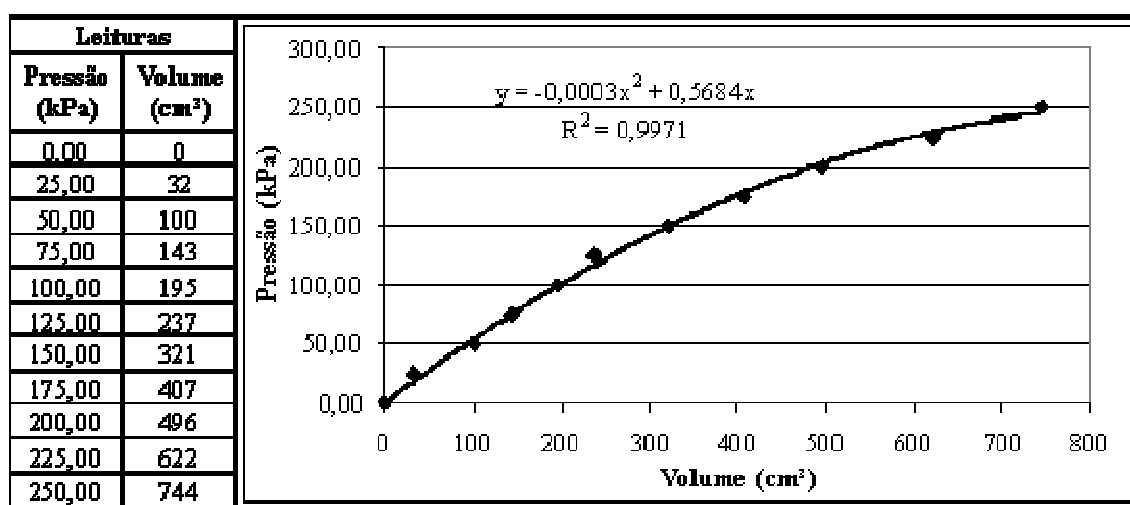


Figura 3.12 - Curva de calibração: resistência da sonda pressiométrica: Aterro P2.

3.2.3.2 Perda de volume devido à dilatação da tubulação

O volume devido à dilatação da tubulação dupla flexível de injeção de água, para inflar a sonda pressiométrica central de medição, foi calculado por intermédio do coeficiente (*a*) de dilatação do *conduíte* de injeção de água. Para cada pressão existe um volume de dilatação correspondente. O volume de gás não influi nos resultado uma vez que sua função é garantir a figura cilíndrica da célula central de medição.

O coeficiente de dilatação da tubulação (α) é o gradiente da linha reta para a curva $V_r=f(p_r)$ apresentada na Figura 3.13 e é calculado para calcular o volume corrigido (V) para uma determinada pressão de leitura. Segundo a norma NF P 94 110- 1 (2000) o valor de “ α ” deverá ser menor que $6 \text{ cm}^3/\text{MPa}$ quando a tubulação de injeção da água para inflar a sonda pressiométrica possuir até 50 metros de comprimento como é o caso do equipamento utilizado nesta pesquisa. O valor calculado do coeficiente de dilatação (α) para esta pesquisa foi de $5,8 \text{ cm}^3/\text{MPa}$ utilizando a equação 3.1.

A Figura 3.13 apresenta a curva de dilatação do ensaio de calibração descrito a seguir e foi utilizada para obtenção do volume inicial da célula central (V_s):

- A sonda é introduzida em um tubo de aço rígido especial projetado para o ensaio de calibração de perda de volume do líquido injetado na célula central de medição. Este tubo possui 1,05 m de comprimento, 65 mm de diâmetro interno (d_i) e 6 mm de espessura das paredes. A sonda foi pressurizada por incrementos de pressão Δp inicial de 25 kPa até a sonda atingir totalmente o contato com a parede interna do tubo de aço e, a partir daí, igual a 50 kPa. O volume injetado ao final de cada nível de pressão foi medido para plotar a curva de perda de volume $V_r = f(p_r)$.
- Convencionalmente o volume inicial da célula central (V_s) é obtido analisando a curva de expansão apresentada nas Figuras 3.11 e 3.12 e calculado pela equação 3.2.
- O coeficiente de dilatação da tubulação (α) é o gradiente da linha reta para a curva $V_r = f(p_r)$ conforme apresentado na Figura 3.13.

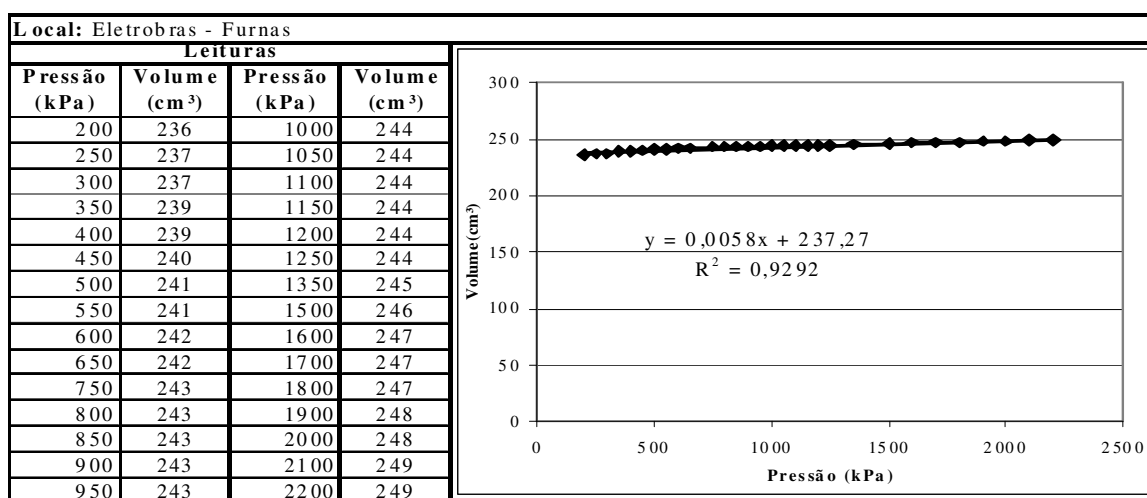


Figura 3.13 - Curva de calibração do coeficiente de dilatação (α) da tubulação.

$$a = \frac{\Delta V}{\Delta P} \quad (3.1)$$

$$V_s = 0,25 \times \pi \times L_s \times (d_i)^2 - V_c \quad (3.2)$$

onde:

- a) V_c - a intersecção no eixo das ordenadas da linha reta da curva de perda de volume após o contato da sonda na parede interior do tubo de aço. É calculada pela equação apresentada na Figura 3.13;
- b) l_s - é o comprimento medido da célula central quando a membrana da célula é fixada no núcleo de aço da sonda, como apresentado na Figura 2.2. O valor da sonda utilizada: neste trabalho é de 210 mm;
- c) d_i - é o diâmetro interno do tubo de aço especial utilizado no ensaio de perda de volume (65 mm).

3.2.4 Procedimento do ensaio pressiométrico

Os ensaios pressiométricos foram realizados conforme os procedimentos descritos a seguir.

3.2.4.1 Carregamento do ensaio

Preliminarmente ao início dos ensaios pressiométricos foram realizados testes para conhecimento da resistência do material a ser submetido às pressões de ensaio e evitar que durante a execução dos ensaios com carga e recarga, as pressões sejam elevadas suficientes para o rompimento do solo no primeiro ciclo de carregamento. Isto foi feito em furos experimentais e observou-se o valor da pressão de rompimento do solo compactado que foi de aproximadamente 1,5 MPa.

A pressão p_r lida no indicador de pressão do CPV, foi incrementada, a partir da pressão inicial de 25 kPa, por incrementos iguais de pressão Δp também de 25 kPa até a pressão de 200 kPa. A partir desta pressão os incrementos foram de 50 kPa até o final do ensaio. Depois de cada novo incremento, a pressão de carregamento foi mantida constante na célula de leitura central e nas células guarda por um tempo Δt de 60 segundos. O tempo para aplicar um novo incremento de pressão foi de 20 segundos.

Uma vez concluído o ensaio, o descarregamento foi feito progressivamente e sem interrupção, registrando-se as leituras decrescentes.

Os ensaios foram realizados com dois ciclos de carregamento: o primeiro até 50 a 60 % da pressão de ruptura e o segundo ciclo ou recarregamento até o rompimento do solo.

3.2.4.2 Leituras

A cada nível de pressão aplicada, o volume de líquido na sonda pressiométrica foi lido e registrado, com os seguintes tempos: 1 segundo, 15 segundos, 30 segundos e 60 segundos. O tempo inicial para cada nível de pressão é tomado como o final do incremento anterior.

Ao final de cada intervalo de pressão foram realizadas as leituras do volume injetado, em cm³, no intervalo de tempo entre o início do carregamento da pressão e os tempos decorridos de 1 segundo, 15 segundos, 30 segundos e 60 segundos, com três algarismos significativos;

A diferença entre as leituras de 30 e 60 segundos ($\Delta V^{30/60}$) foram calculadas para indicação da pressão de fluência (p_f).

O ensaio foi considerado concluído quando o volume de água injetado na célula central de medição atingia 600 a 650 cm³.

3.2.4.3 Registros dos dados de campo

Cada ensaio realizado foi devidamente identificado e as informações, descritas a seguir, registradas manualmente em boletim de campo.

- a) Nível de carregamento;
- b) Identificação do operador;
- c) Normalização do ensaio;
- d) Identificação da unidade de leitura (CPV);
- e) Informação para identificação do ensaio:
 - número da sondagem (furo);
 - data de realização do ensaio;
 - técnica de perfuração do furo de ensaio;
 - tipo de sonda pressiométrica;

Os valores das elevações consideradas no ensaio, representadas na Figura 3.14, definem a superfície do terreno (Z_N) como sendo o “zero” do ensaio e o centro da célula central (Z_s) como sendo a elevação do ensaio.

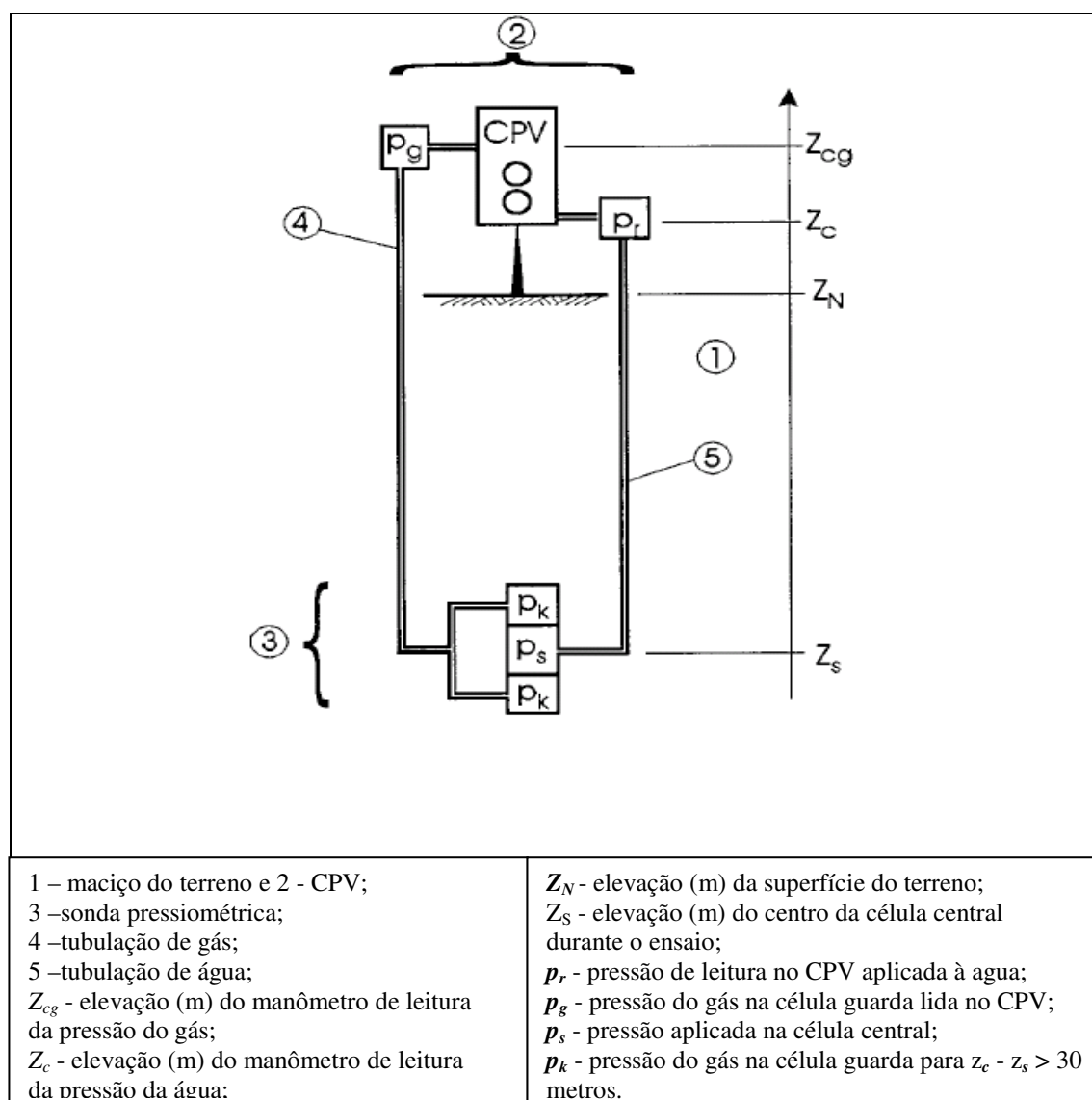


Figura 3.14 - Elevações em relação ao CPV. Fonte NF P 94-110-1 (2000).

3.2.5 Curva pressiométrica corrigida

Para obtenção de parâmetros geotécnicos, utilizando os resultados de ensaios pressiométricos, preliminarmente é necessário se executar as devidas correções das leituras realizadas, para a pressão hidráulica (p_h), pressão de resistência da membrana (perda de pressão da sonda), e perda de volume devido a dilatação da tubulação durante a pressurização.

3.2.5.1 Correção das leituras de campo

Durante a realização do ensaio pressiométrico em uma determinada elevação Z_s , a pressão no maciço do solo é igual a pressão lida na unidade de leitura CPV (p_r) somada à pressão hidráulica (p_h) entre a elevação do centro do CPV (Z_c) e o centro da sonda pressiométrica (Z_s), conforme ilustração apresentada na Figura 3.15 e subtraída a pressão de resistência das membranas (p_{el}) conforme descrito no item 3.2.4.1.

Outro fator de correção é a redução do volume medido no CPV devido à dilatação da tubulação ((a)) conforme descrito no item 3.2.4.2.

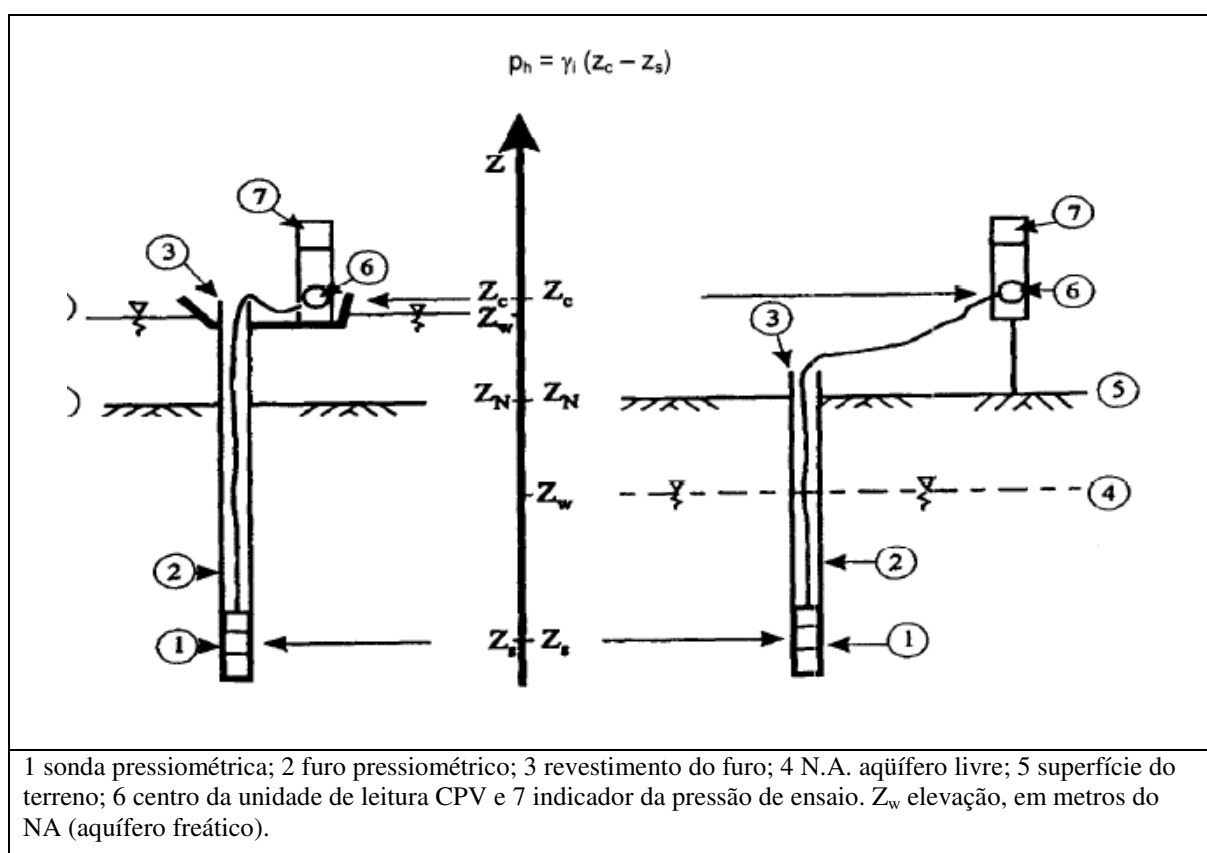


Figura 3.15 - Pressão hidráulica no ensaio PMT. Fonte NF-P 94 110 1 (2000).

3.2.5.2 Correção da curva pressiométrica

Os valores corrigidos de pressão (P) e de volume (V) a cada intervalo de pressão ao final do tempo de 60 segundos são obtidos pelas equações 3.3.e 3.4, respectivamente.

$$P = p_r + p_h - (p_{el} * V_r) \quad (3.3)$$

onde:

P é a pressão corrigida aplicada no solo submetido ao ensaio pressiométrico;

p_r é a pressão lida no CPV;

p_h é a pressão hidrostática entre o CPV e a célula central de medição ($Z_c - Z_s$);

p_{el} é a pressão de resistência específica da membrana e revestimento de proteção da célula central. É calculada pela equação apresentada na Figura 3.12 para o aterro P1 e na Figura 3.13 para o aterro P2;

V_r é o volume lido no CPV.

$$V = V_r - (a * p_r) \quad (3.4)$$

onde:

V é o volume corrigido de água injetado na célula central;

a é o coeficiente de dilatação da tubulação de ensaio calculado pela equação apresentada na Figura 3. 13.

Os volumes são dados em centímetros cúbicos e pressão em megapascal (MPa).

A curva pressiométrica é plotada com a pressão (P) no eixo horizontal (eixo das ordenadas) e o volume (V) no eixo vertical (eixo das abcissas).

Após a obtenção dos dados de campo devidamente corrigidos, conforme descrito acima, a curva pressiométrica corrigida foi construída sobre uma linha de ajuste contínuo que contém um gradiente m_i calculado pela equação 3.5.

$$m_i = (V_i - V_{i-1}) / (p_i - p_{i-1}) \quad (3.5)$$

onde:

m_i inclinação de cada segmento da curva pressiométrica corrigida;

p_i, V_i são as coordenadas no final do segmento i .

O menor valor de m_i , necessariamente positivo e determinado entre todos os segmentos considerados, é denominado m_E e as coordenadas na origem deste segmento são identificadas por (p_E, V_E) e no final do mesmo são denominadas (p'_E, V'_E) .

Na Figura 3.16 é apresentada uma curva pressiométrica corrigida típica. Observa-se que é possível obter pressões negativas durante a fase em que a sonda pressiona as paredes do furo para a sua posição original e restabelecer as condições de repouso.

As curvas obtidas nos vinte e quatro ensaios pressiométricos realizados estão apresentadas no Apêndice D.

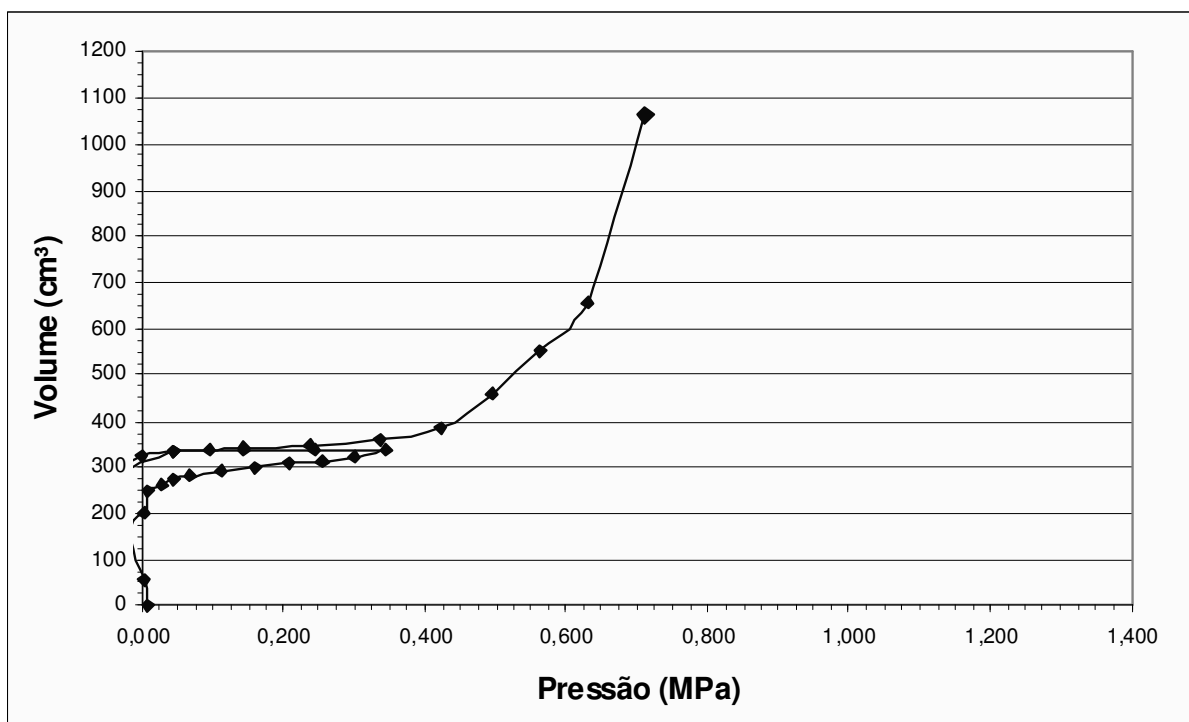


Figura 3.16 - Ciclos de carregamento e descarregamento da curva pressiométrica corrigida.

3.2.6 Módulo pressiométrico de Ménard

Por definição da Norma NF P-94- 110- 1 (2000), a faixa de variação da curva pressiométrica ao longo da qual é calculado o módulo pressiométrico (trecho reto), é obtida incluindo todos os segmentos sucessivos, os quais exibem um gradiente menor ou igual a β vezes o valor de m_E (valor mínimo da inclinação m_i). A faixa de variação se estende da origem do primeiro segmento envolvido até o último segmento da mesma. O valor convencional de β é calculado pela equação 3. 6.

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} * \frac{p'_E + p_E}{p'_E - p_E} + \frac{6}{V'_E - V_E} \quad (3.6)$$

onde:

p'_E é a pressão no final do segmento apresentado pela inclinação m_E ;

p_E é a pressão na origem do segmento apresentado pela inclinação m_E ;

V'_E é o volume no final do segmento apresentado pela inclinação m_E ;

V_E é o volume na origem do segmento apresentado pela inclinação m_E

Por convenção, segundo a Norma NF- P- 94- 110- 1 (2000) as coordenadas do início da faixa de variação do módulo pressiométrico são conhecidas (P_I , V_I) e no final são (P_2 , V_2). O módulo pressiométrico E_M é dado em megapascal (MPa) e é calculado pela equação 3.7. Na Figura 3.17 é apresentado um exemplo do módulo pressiométrico de Ménard calculado para esta pesquisa.

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[V_s + \left(\frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \left(\frac{p_2 - p_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (3.7)$$

onde:

E_M é o módulo pressiométrico de Ménard;

ν é o coeficiente de Poisson, admitido como 0,33;

V_s volume inicial (calculado) da célula central de medição;

V_I volume correspondente ao início do trecho reto da curva pressiométrica;

V_2 volume correspondente ao final do trecho reto da curva pressiométrica;

P_I pressão correspondente ao início do trecho reto da curva pressiométrica;

P_2 pressão correspondente ao final do trecho reto da curva pressiométrica.

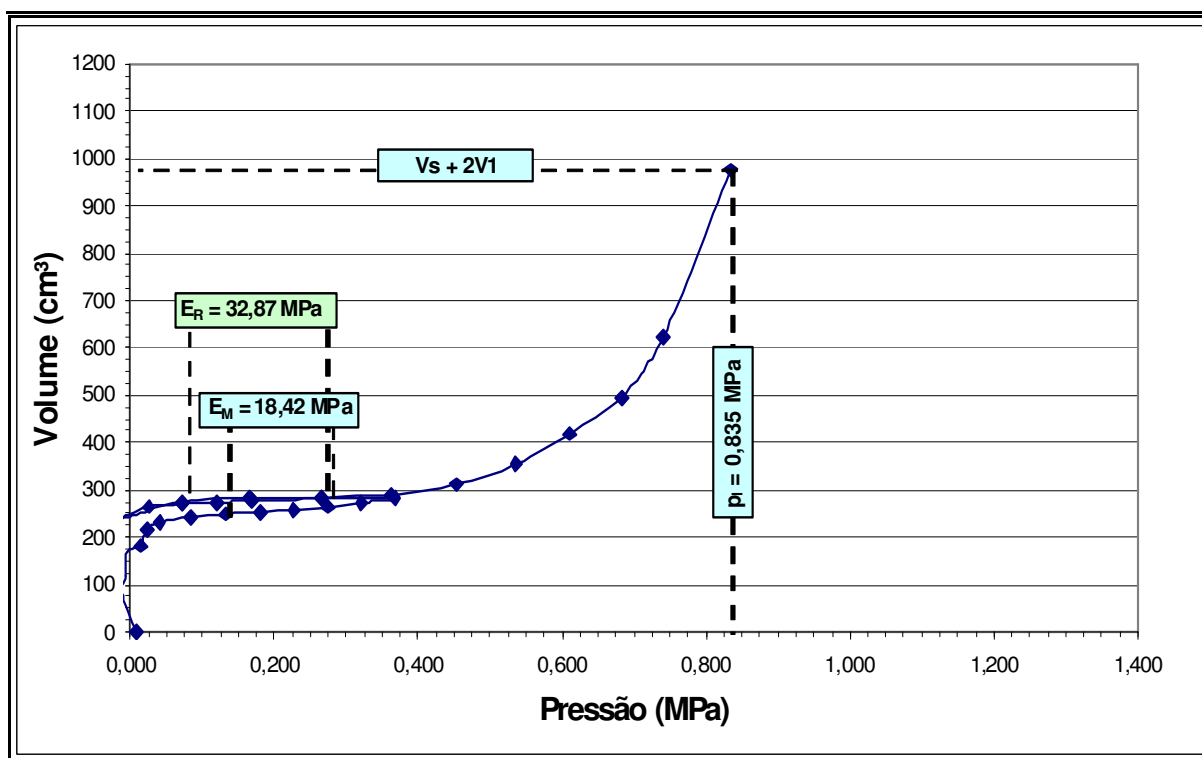


Figura 3.17 - Curva pressiométrica com E_M , E_R e p_i .

3.2.7 Resultados obtidos com a curva pressiométrica

A curva pressiométrica permite a determinação de outras características geotécnicas do solo, tais como a pressão última ou pressão limite (p_l) e a pressão de fluência (p_f), esta última relacionada à plastificação do solo.

3.2.7.1 Pressão limite

A pressão limite p_l é admitida, por convenção (NF P- 94- 110- 1, (2000) como sendo a pressão correspondente ao dobro do volume inicial do trecho reto somado ao volume inicial da sonda pressiométrica (V_s), dada pela equação 3.8.

$$V_l = V_s + 2V_1 \quad (3.8)$$

onde:

V_l é o volume correspondente à pressão limite (p_l)

A pressão limite pode ser calculada diretamente ou por extrapolação.

a) Solução direta:

Quando, durante um ensaio, o volume injetado na célula central torna-se semelhante ao volume da cavidade, é possível o cálculo da pressão limite (p_l) por interpolação direta do volume V_l . Este é dado pela equação 3.8.

b) Solução indireta

Método de extrapolação: quando, durante um ensaio pressiométrico, o volume do líquido injetado é insuficiente para usar o método direto, a pressão limite é então extrapolada.

Esta extrapolação é permitida quando o número de intervalos de pressão aplicados além da pressão p_r é maior ou igual a 3, cujo número geralmente é adequado para um volume injetado maior que 500 cm³. A curva pressiométrica é extrapolada obedecendo aos dois métodos descritos a seguir aplicados conjuntamente.

- Método da curva recíproca (p_{li}):

Este método consiste em transformar o par (P, V) em ($P, 1/V$) e aplicar regressão linear para todos os valores acima de P_2 .

Esta extrapolação é obtida pela transformação obtida pelas equações 3.9 e 3.10

$$Y = Ap + B \quad (3.9)$$

$$Y = V^{-1} \quad (3.10)$$

onde:

A e B são coeficientes obtidos pelo método dos mínimos quadrados melhor adequado para pressões (Y, p) além dos valores do ensaio: $p_2 : V_2$, inclusive estes.

A pressão limite é dada pela equação 3.11.

$$P_{li} = -\frac{B}{A} + \frac{1}{[A(V_s + 2V_l)]} \quad (3.11)$$

- Método da curva hiperbólica (p_{lh}):

A extrapolação é obtida com todas as leituras semelhantes $p > p_E$ pela transformação dada pelas equações 3.12, 3.13 e 3.14.

$$Y = CX - D \quad (3.12)$$

$$X = \frac{V^2 - V_E^2}{p - p_e} \quad (3.13)$$

$$Y = \frac{pV^2 - p_E V_E^2}{p - p_E} \quad (3.14)$$

onde:

C e D são coeficiente obtidos pelo método dos mínimos quadrados em relação com X , nos valores dos ensaio (X, Y).

A pressão limite é obtida através das equações 3.15 e 3.16.

$$V_l = V_s + 2V_1 \quad (3.15)$$

$$p_{lh} = [p_E (V_E^2 + D) + C(V_l^2 - V_E^2)] / (V_l^2 + D) \quad (3.16)$$

O valor da pressão limite a ser adotado será o menor valor encontrado entre p_{li} e p_{lh} . Estes ainda devem atender a seguinte condição: $\frac{|p_{li} - p_{lh}|}{p_{lh}} \geq 0,2$, caso esta condição não seja atendida, o ensaio não permite a determinação da pressão limite. Neste caso será admitida como pressão limite o último valor de pressão lida no ensaio (maior pressão).

3.2.7.2 Pressão de fluência (*creep*)

A pressão de fluência p_f (*creep*) é a pressão correspondente ao ponto p_2 , V_2 , isto é, ao ponto final do trecho reto da curva pressiométrica corrigida, localizado no fim da fase pseudo-elástica do material submetido ao ensaio pressiométrico.

A pressão de fluência (*creep*) p_f é obtida pela análise do gráfico do diagrama $(p, \Delta V^{60/30})$ sendo p_f a abscissa da intersecção de duas linhas retas escolhidas para representar o diagrama $(p, \Delta V^{60/30})$ como mostra o exemplo calculado para o ensaio E1 na Figura 3.18.

Este parâmetro não é usado diretamente como parâmetro geotécnico de projeto, porém permite validar o ensaio realizado e obter o módulo pressiométrico E_M .

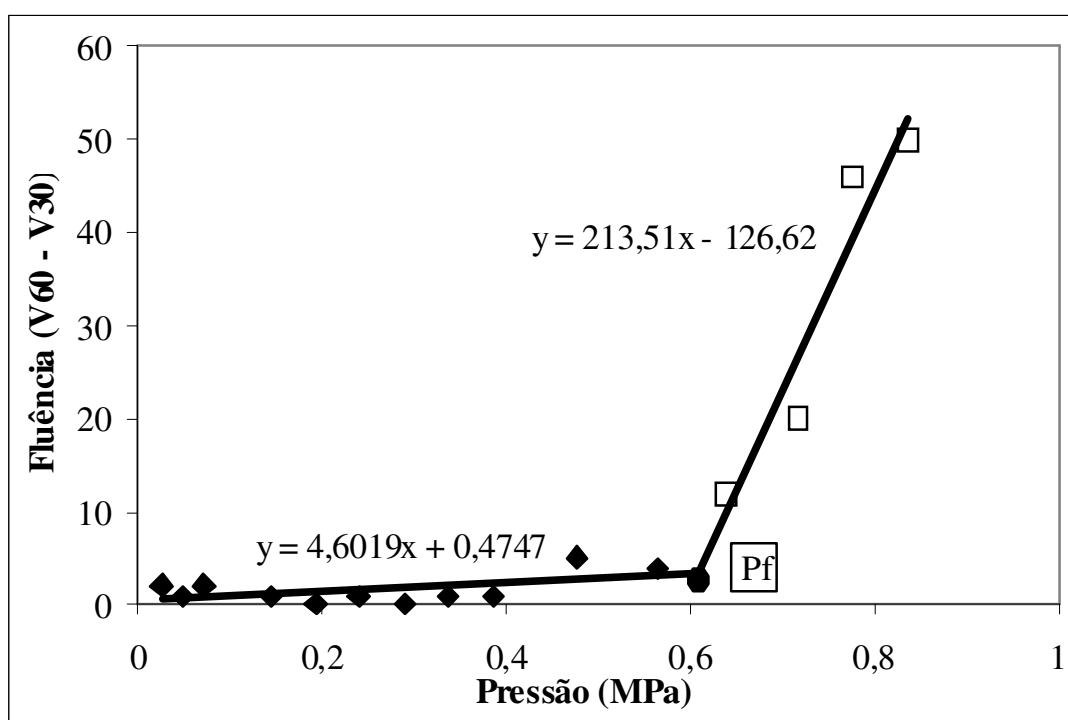


Figura 3.18 - Pressão de fluência calculada. Fonte: NF P 94 -110-1 (2000). Adaptada.

3.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios de caracterização e ensaios especiais de adensamento e triaxiais foram realizados no Laboratório de Solos da empresa Eletrobras Furnas, em Aparecida de Goiânia. Os ensaios de umidade das amostras coletadas simultaneamente à realização dos ensaios pressiométricos foram realizados no Laboratório de Solos e Concreto da obra da UHE Batalha.

As amostras indeformadas, para ensaios de laboratório, foram coletadas em trincheiras abertas transversalmente ao comprimento das pistas dos aterros. Como exemplo do local de amostragem no aterro foi apresentada a Figura 3.5b.

3.3.1 Ensaios de compressão triaxial

Foram realizados ensaios de compressão triaxial em corpos de prova consolidados, não drenados e não saturados (CUnat) que melhor representam as condições do solo compactado dos aterros experimentais.

Os corpos-de-prova das amostras indeformadas, coletadas nos aterros experimentais, foram moldados com aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Todos os corpos-de-prova foram moldados com o topo paralelo ao topo do bloco da amostra indeformada.

Os ensaios foram realizados com pressões confinantes de 49, 98, 196 e 392 kPa, sendo a ruptura dos corpos-de-prova efetuada com velocidade de deformação constante de 0,083 mm/min. No entanto, nesta pesquisa foi considerada apenas a pressão confinante de 49 kPa, haja vista que esta é a que mais se aproxima da tensão natural dos ensaios executados, pois estes foram realizados a uma profundidade de no máximo 1,10 m em material com γ de aproximadamente 19 kN/m³.

Todos os ensaios foram realizados segundo os procedimentos do Laboratório de Solos, que fazem parte do Sistema de Gestão da Qualidade da Superintendência de Geração da empresa Eletrobras Furnas.

3.3.2 Ensaios de adensamento

Os corpos-de-prova das amostras indeformadas foram moldados com o topo paralelo ao topo do bloco, com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 3 cm de altura.

Foram realizados ensaios sem inundação e com inundação. Nos ensaios com inundação o acréscimo de água foi realizado a partir da tensão de 12,5 kPa.

Os estágios de carregamento adotados foram de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa, enquanto o descarregamento foi feito para os estágios de 800, 200, 50, 12,5 e 0 kPa. Nos ensaios com inundação foi realizada a determinação da permeabilidade. Para a realização dos ensaios de permeabilidade foi imposto um gradiente hidráulico inicial igual a 10, sendo os

coeficientes de permeabilidade determinados nas tensões de 25, 50, 100 e 200 kPa, após a inundação dos corpos-de-prova na tensão de 12,5 kPa.

Nesta pesquisa foram utilizados os resultados dos ensaios sem inundação e com a tensão da faixa de 12,5 a 25 kPa, por ser a tensão mais próxima da tensão natural do aterro, onde os ensaios pressiométricos a serem comparados, foram executados com aproximadamente 1 m de profundidade, o que equivale a aproximadamente 19 kNm^3 . No entanto, como as camadas de aterro apresentaram tensão de pré-adensamento em torno de 45 MPa, e sob cargas baixas de 12,5 a 25 kPa ocorre apenas a recompressão da expansão ocorrida com a amostra, foram determinados também os valores do módulo oedométrico (E_{OED}) entre as tensões de 100 a 200 kPa e entre 400 a 800 kPa.

Para os cálculos do E_{OED} foi utilizada a equação 3.17.

$$E_{OED} = \frac{\Delta p}{\Delta e} * (1 + e) \quad (3.17)$$

onde:

E_{OED} é o módulo de elasticidade do ensaio oedométrico;

Δp é a variação de pressão no trecho considerado;

Δe é a variação do índice de vazios no trecho considerado;

e é o índice de vazios no início do trecho.

3.3.3 Ensaios de caracterização e compactação

As amostras foram submetidas aos ensaios de caracterização (peso específico real dos grãos, limites de consistência e granulometria completa com e sem defloculante) além de compactação.

Os ensaios de compactação foram realizados sob energia do Proctor normal, sem reutilização da amostra.

3.3.4 Ensaios de peso específico aparente

Os ensaios de peso específico aparente foram realizados com amostras indeformadas, de acordo com o pelo método da balança hidrostática.

3.4 ENSAIOS PENETROMÉTRICOS - SPT

Os ensaios penetrométricos, denominados Standard Penetration Test – SPT, foram realizados utilizando-se um penetrômetro bipartido, do tipo Raymond padronizado pela Norma NBR 6484 (2001) e o procedimento da execução da sondagem foi modificado para atender às peculiaridades do objetivo desta pesquisa.

Objetivando-se a queda livre do martelo para evitar o atrito entre a corda de içamento e a roldana do tripé de sondagem, utilizou-se um dispositivo disparador manual (disparador Furnas) que é acionado quando o martelo atinge a altura padronizada de 75 cm. Desta forma, é garantida a queda livre do martelo e a perda da energia de impacto transferida ao amostrador é pequena. Cada queda do martelo correspondeu a um golpe e foram aplicados tantos golpes quantos necessários para a perfuração do trecho correspondente à 4ª camada e à 2ª camada. A 3ª camada foi perfurada a trado manual e a 5ª camada não foi alcançada.

Foram anotados o número de golpes e a penetração (em centímetro) para cada golpe do amostrador. Para camadas onde a espessura era menor que 30 cm, o valor do Índice de Resistência à Penetração (N_{SPT}) foi obtido através da conversão da espessura da respectiva camada para este comprimento.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para os ensaios geotécnicos do solo compactado dos dois aterros experimentais foram coletados 24 (vinte e quatro) blocos de amostras indeformadas e as respectivas amostras deformadas para a caracterização. Foram realizados os ensaios especiais de adensamento e compressão triaxial no Laboratório da empresa Eletrobras Furnas, em Aparecida de Goiânia. Os ensaios de adensamento foram executados conforme a norma NBR 12.007 (1990) e os ensaios triaxiais (CUnat) em conformidade com a norma ASTM D4767 (2004).

As localizações das trincheiras escavadas para retirada dos blocos de amostras indeformadas são apresentadas na Figura 4.1 e os mesmos estão identificados e correlacionados aos respectivos ensaios na Tabela 4.1. Foram coletados no mesmo local 2 (dois) blocos para cada camada: um bloco para os ensaios de compressão triaxial e um bloco para ensaios de adensamento; portanto 4 (quatro) blocos por trincheira.

Nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3 e na Tabela 4.1 o termo "Faixa 1" refere-se à porção do aterro compactada com 6 passadas; o termo "Faixa 2" refere-se à porção compactada com 8 passadas e o termo "Faixa 3" refere-se à porção de cada aterro compactada com 10 passadas.

Na Figura 4.2 e 4.3, o termo 0,5 m refere-se à camada 4 e o termo 1,0 m refere-se a camada 2.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO COMPACTADO

Aqui estão descritas as características do solo já compactado quanto a granulometria, umidade e índices de consistência existentes no momento da retiradas dos blocos das amostras indeformadas.

Os ensaios de caracterização e compactação foram realizados conforme a NBR 6457 (1986), os ensaios de limite de plasticidade conforme a NBR 7180 (1984) e os ensaios granulométricos conforme a NBR 7181 (1984).

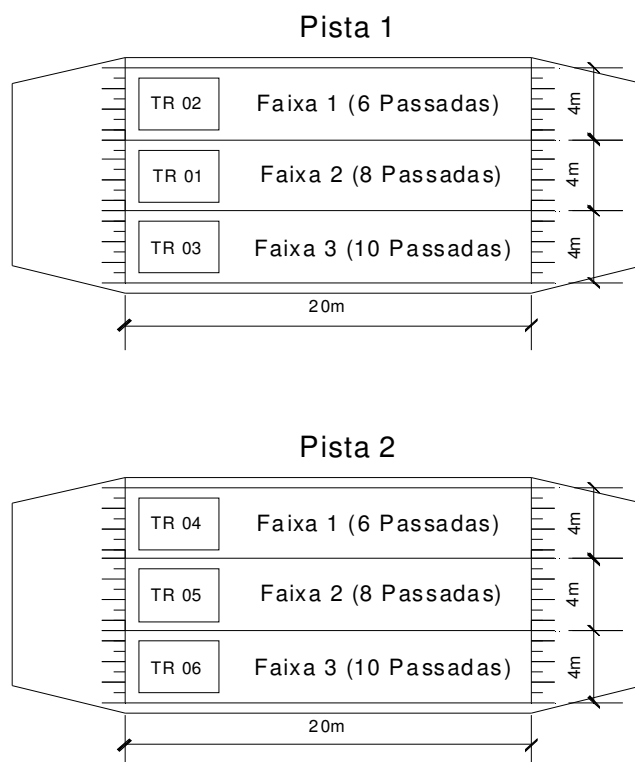


Figura 4.1 - Localização das trincheiras de coleta de amostras indeformadas.

Tabela 4.1 - Identificação dos blocos de amostras indeformadas.

Cota topo bloco (m)	Localização	Camada	Trincheira (TR)	Identificação do bloco ¹
766,607	Aterro P1 - Faixa 1	4	TR-02	1 e 2
766,219		2	TR-02	3 e 4
766,617	Aterro P1 - Faixa 2	4	TR-01	7 e 8
766,191		2	TR-01	5 e 6
766,627	Pista 1 - Faixa 3	4	TR-03	11 e 12
766,179		2	TR-03	9 e 10
765,857	Aterro P2 - Faixa 1	4	TR-04	15 e 16
765,391		2	TR-04	13 e 14
765,877	Aterro P2 - Faixa 2	4	TR-05	19 e 20
765,313		2	TR-05	17 e 18
765,857	Aterro P2 - Faixa 3	4	TR-06	23 e 24
765,326		2	TR-06	21 e 22

4.1.1 Granulometria

Os ensaios granulométricos foram realizados em amostras retiradas das aparas da preparação dos corpos de prova dos ensaios especiais. Na Tabela 4.2 são apresentados os resultados granulométricos do solo compactado nos dois aterros experimentais P1 e P2 e nas Figuras 4.2 e 4.3 são apresentadas as curvas granulométricas com e sem defloculante para o aterro P1. As curvas granulométricas do aterro P2 estão apresentadas no Apêndice A.

Tabela 4.2 – Granulometria do solo compactado, Norma NBR 7181 (1984).

Trincheira	Camada	Uso de defloculante	Composição da amostra (%)			
			Pedregulho	Areia	Silte	Argila
TR 01 (Aterro P1)	4 ^a	SIM	4	14	29	53
		NÃO	4	32	64	00
	2 ^a	SIM	4	14	26	56
		NÃO	4	28	68	00
TR 02 (Aterro P1)	4 ^a	SIM	4	21	27	48
		NÃO	4	18	78	00
	2 ^a	SIM	4	14	26	56
		NÃO	4	28	68	00
TR 03 (Aterro P1)	4 ^a	SIM	4	20	23	53
		NÃO	4	46	50	00
	2 ^a	SIM	4	20	26	50
		NÃO	4	24	72	00
TR 4 (Aterro P2)	4 ^a	SIM	3	13	32	52
		NÃO	3	37	60	00
	2 ^a	SIM	5	15	28	52
		NÃO	5	43	52	00
TR 5 (Aterro P2)	4 ^a	SIM	3	17	26	54
		NÃO	3	15	82	00
	2 ^a	SIM	5	15	28	52
		NÃO	5	47	48	00
TR 06 (Aterro P2)	4 ^a	SIM	3	15	28	54
		NÃO	3	49	48	00
	2 ^a	SIM	3	15	28	54
		NÃO	3	21	76	00

Nota: Pedregulho ($4,76 \text{ mm} \geq D > 2 \text{ mm}$); Areia ($2 \text{ mm} \geq D > 0,06 \text{ mm}$); Silte ($0,06 \text{ mm} \geq D > 0,002 \text{ mm}$); Argila ($D \leq 0,002 \text{ mm}$).

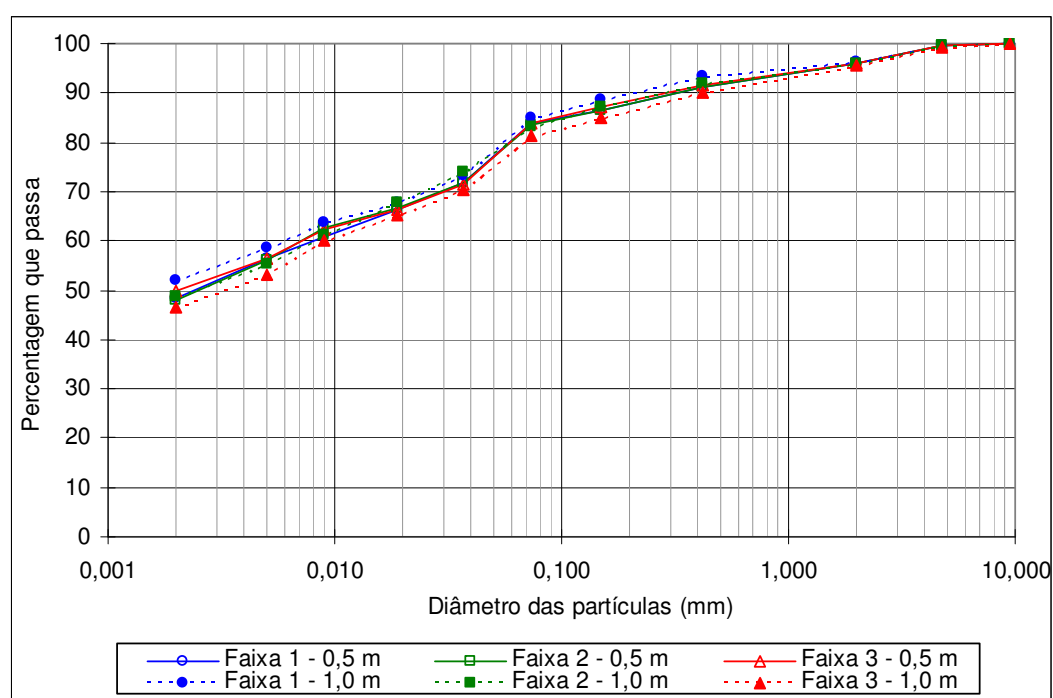


Figura 4.2 - Curvas granulométricas do Aterro P1. Com uso de defloculante.

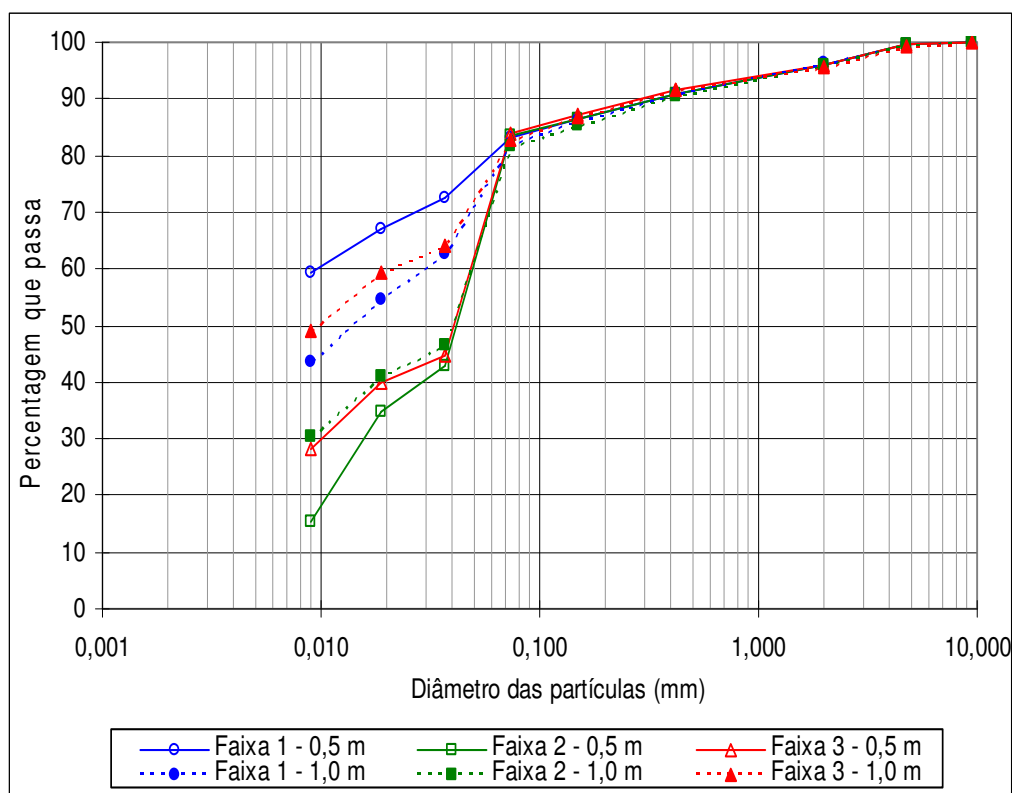


Figura 4.3 - Curvas granulométricas do Aterro P1. Sem uso de defloculante.

A análise granulométrica realizada com defloculante apresentou uma relevante diferença quando realizada sem defloculante. Essa diferença é causada pelos agregados de partículas constituintes estáveis o suficiente para não se desfazerem com a adição somente de água, necessitando de dispersor químico para sua separação, no caso foi utilizado hexametáfosfato de sódio.

Granulometricamente o solo estudado possui duas curvas distintas: com o uso de defloculante a fração argila é da ordem de 52 % (argila siltosa) e sem defloculante o predomínio passa a ser da fração silte (silte arenoso) com ausência de material argiloso. Como geralmente a presença do mineral argila interfere muito no comportamento do solo, mesmo presente em pequenas quantidades, pode-se admitir um comportamento coesivo ao solo estudado. Sendo considerado, nesta pesquisa, o valor do teor de argila com defloculante.

4.1.2 Índices de consistência e umidade

Os ensaios para determinação dos índices de consistência e umidade foram realizados em amostras retiradas simultaneamente às amostras indeformadas do solo compactado. Na Tabela 4.3 são apresentados os valores dos índices de consistência e umidade do solo compactado.

Tabela 4.3 - Índices de consistência e umidade do solo compactado – Aterros P1 e P2.

Local	Camada	¹ Teor argila (%)	w_{ot} (%)	Parâmetros			
				w_L (%)	w_P (%)	I_P (%)	I_a
TR 01	4	52	23,4	48	33	15	0,29
	2	53	23,6	49	34	15	0,28
TR 02	4	48	23,4	48	34	14	0,29
	2	56	24,1	48	34	14	0,25
TR 03	4	53	23,0	48	35	13	0,25
	2	50	23,6	48	34	14	0,28
TR 04	4	52	23,4	45	34	11	0,21
	2	52	23,7	48	34	14	0,27
TR 05	4	54	23,6	46	36	10	0,19
	2	52	23,7	48	36	12	0,23
TR 06	4	54	23,5	46	35	11	0,20
	2	54	23,9	47	35	12	0,22
Média		52	23,6	47,4	34,5	12,9	0,25

¹O teor de argila é referente ao ensaio com defloculante.

O limite de liquidez w_L variou entre 45 a 49%, enquanto que o limite de plasticidade w_P variou entre 33 a 36% e o índice de plasticidade I_P variou entre 11 a 15. Consequentemente, o índice de atividade apresentou uma pequena variação, entre 0,19 a 0,29, indicando que o solo trabalhado é pouco reativo.

Foram realizadas três etapas de ensaios para determinação da umidade do material estudado:

- Durante o processo de compactação: conforme Figura 3.7 o desvio da umidade ótima variou entre -3,0% a +1,5% da w_{ot} determinada pela equipe da obra com a utilização do método "da frigideira".
- Durante a realização dos ensaios pressiométricos: estes resultados são apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.3 (item 5.1.1), cujos valores variaram entre 20,5 a 25,7%.
- Para caracterização do material, foram coletadas amostras deformadas, simultaneamente às amostras indeformadas. Nessas amostras foram realizados ensaios de compactação e determinada a umidade ótima, cujos valores variaram entre 23,0 a 24,1% conforme apresentado na Tabela 4.3.
- Durante a realização dos ensaios especiais em laboratório: na Tabela 4.4 são apresentados, juntamente com os demais índices físicos. Os valores da umidade no momento de retirada dos blocos de amostras indeformadas variaram entre 20,8 a 24,4%.

Observa-se que a variação de umidade durante todo o processo de ensaios, envolvendo a compactação, realização de ensaios pressiométricos e a realização de ensaios especiais de laboratório, foi pequena: entre 20,5 a 25,7% e se manteve perto da umidade ótima.

Para materiais finos evoluídos e com o grau de saturação (S) $\geq 80\%$, isto é, próximos ao grau de compactação, os ensaios geralmente são pouco influenciados pela sucção (ANGELIM; CUNHA; SALES, 2010).

Utilizando a carta de plasticidade para classificação de solos finos do Sistema Unificado de Classificação de Solos, os índices físicos obtidos anteriormente apresentados (IP 13% e LL 47%) indicam que se trata de um solo silto argiloso pouco orgânico e pouco plástico (OL). A característica orgânica do solo pode ser devida à forma de ocorrência coluvionar formando um depósito sedimentar às margens do rio.

4.2 ENSAIOS TRIAXIAIS

As amostras indeformadas foram coletadas em blocos 30 x 30 x 20 cm, alinhados em relação às trincheiras abertas por retro escavadeira tipo concha, transversalmente ao comprimento do aterro experimental, conforme mostradas na Figura 4.1. A identificação das mesmas é descrita na Tabela 4.1 e os valores encontrados para os índices físicos do solo, após o processo de compactação, são apresentados na Tabela 4.4.

Foram calculados os módulos tangentes e módulos secantes, a 50% e a 25% da pressão de ruptura de cada ensaio de compressão triaxial. Nas Figuras 4.4 e 4.5 estão ilustrados a metodologia para calcular os valores dos módulos secantes e tangentes, respectivamente.

Após determinada a pressão de ruptura, foi encontrado na curva tensão/deformação o ponto mais próximo a 50% e 25% deste valor e a correspondente deformação para o módulo secante. Para o módulo tangente foram encontrados dois pontos próximos. Os valores calculados estão apresentados nas Tabelas 4.5 e 4.6.

Os valores dos módulos tangentes a 50% da tensão de ruptura se mostraram mais representativos e são comparados com o número de passadas, conforme apresentado nas Figuras 4.6 e 4.7.

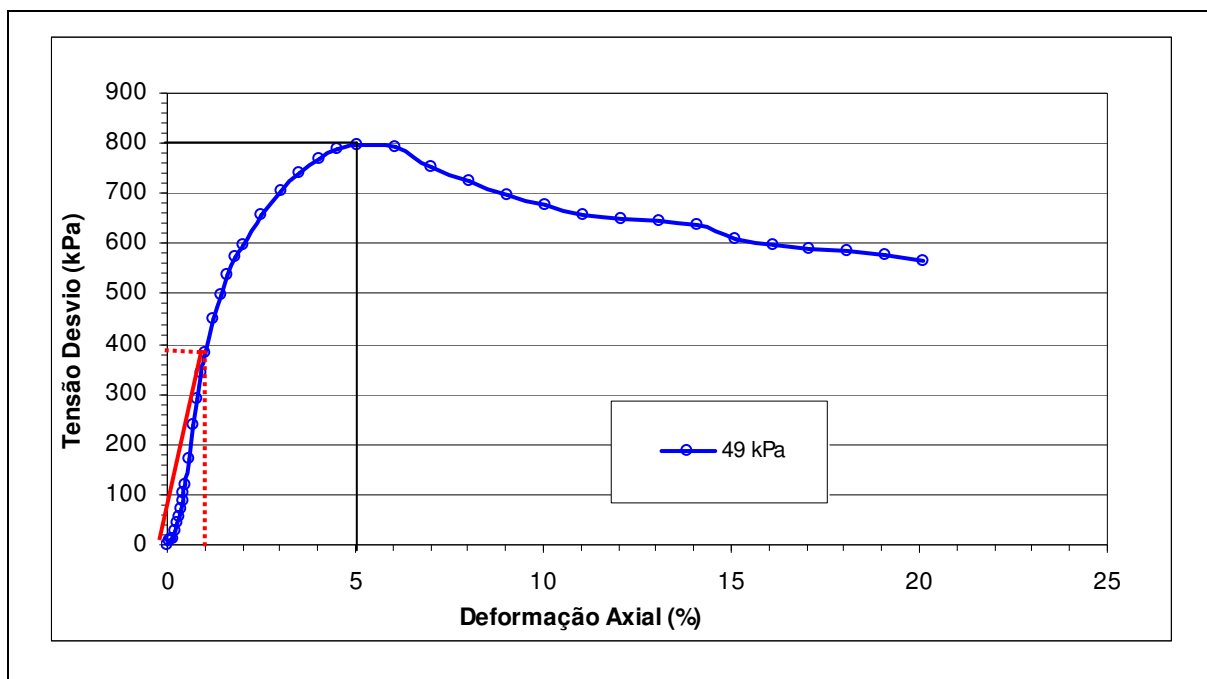


Figura 4.4 - Ilustração do cálculo do módulo de elasticidade secante.

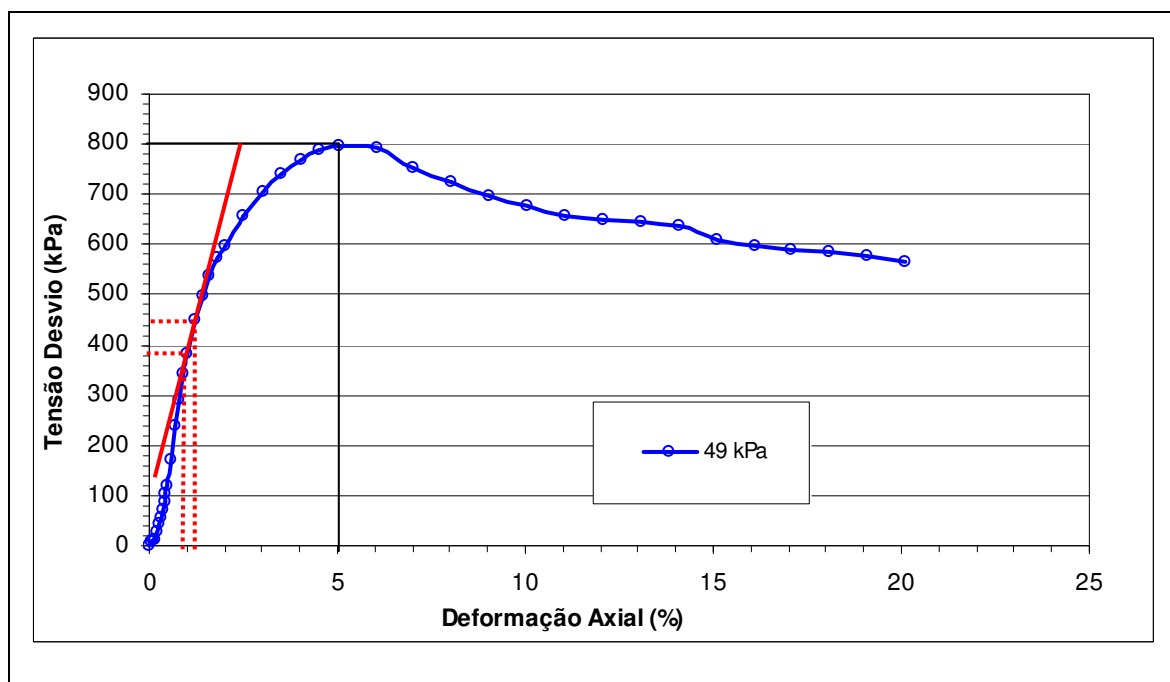


Figura 4.5 - Ilustração do cálculo do módulo de elasticidade tangente.

Tabela 4.4 - Índices físicos do solo utilizado nos aterros experimentais P1 e P2.

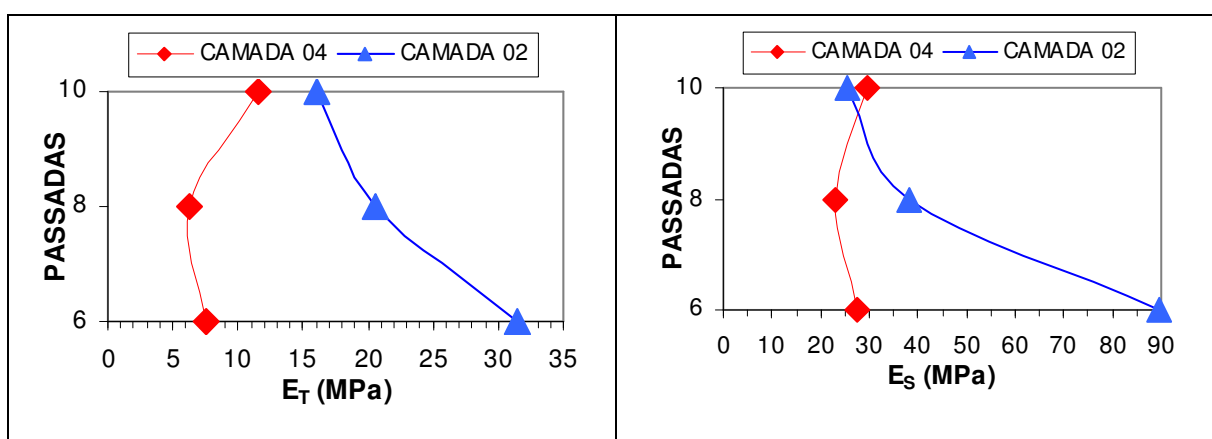
Trincheira/ Camada	Blocos	Cota (m)	Prof. (m)	Parâmetros							
				bloco	γ (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	e	n (%)	S (%)
1 / 4	7 e 8	766,71	0,41	Topo	19,40	21,0	16,04	27,31	0,703	41,3	81,6
		766,51	0,505	Meio	19,35	22,6	15,78		0,731	42,2	84,5
		766,41	0,60	Base	16,59	22,5	13,54		1,017	50,4	60,4
1 / 2	5 e 6	766,22	0,79	Topo	19,29	22,0	15,68	27,25	0,738	42,5	81,2
		766,13	0,88	Meio	17,76	24,4	14,27		0,910	47,6	73,1
		766,04	0,98	Base	16,44	23,9	13,27		1,054	51,3	61,8
2 / 4	1 e 2	766,62	0,32	Topo	19,50	22,1	15,97	27,36	0,713	41,6	84,8
		766,45	0,45	Meio	18,89	23,3	15,32		0,786	44,0	81,1
		766,36	0,58	Base	16,82	23,5	13,62		1,009	50,2	63,7
2 / 2	3 e 4	766,19	0,75	Topo	18,15	23,2	14,73	27,16	0,844	45,8	74,7
		766,12	0,82	Meio	17,25	23,9	13,92		0,951	48,7	68,2
		766,04	0,89	Base	17,49	22,4	14,29		0,901	47,4	67,6
3 / 4	11 e 12	766,63	0,31	Topo	19,73	21,7	16,21	27,26	0,682	40,5	86,8
		766,50	0,44	Meio	18,95	22,4	15,48		0,761	43,2	80,2
		766,37	0,57	Base	16,89	22,9	13,75		0,983	49,6	63,5
3 / 2	9 e 10	766,18	0,76	Topo	18,84	23,6	15,24	27,10	0,778	43,8	82,2
		766,10	0,84	Meio	16,96	24,3	13,65		0,985	49,6	66,8
		766,02	0,92	Base	15,78	23,6	12,77		1,122	52,9	57,0
4 / 4	15 e 16	765,86	0,34	Topo	19,32	20,8	15,99	27,37	0,712	41,6	80,0
		765,76	0,44	Meio	19,64	21,9	16,11		0,699	41,1	85,8
		765,66	0,54	Base	17,26	22,7	14,06		0,947	48,6	65,6
4 / 2	13 e 14	765,39	0,80	Topo	19,50	21,3	16,08	27,27	0,696	41,0	83,5
		765,23	0,96	Meio	17,84	21,9	14,64		0,863	46,3	69,2
		765,08	1,12	Base	16,61	22,3	13,58		1,008	50,2	60,3
5 / 4	19 e 20	765,88	0,39	Topo	19,58	22,7	15,96	26,54	0,663	39,9	90,9
		765,62	0,65	Meio	19,10	22,7	15,57		0,705	41,3	85,5
		765,37	0,90	Base	19,35	23,3	15,69		0,692	40,9	89,4
5 / 2	17 e 18	765,31	0,96	Topo	19,43	22,6	15,85	27,32	0,724	42,0	85,3
		765,15	1,13	Meio	18,90	23,4	15,32		0,783	43,9	81,6
		764,98	1,29	Base	16,11	23,7	13,02		1,098	52,3	59,0
6 / 4	23 e 24	765,86	0,34	Topo	19,06	23,2	15,47	27,28	0,763	43,3	82,9
		765,74	0,46	Meio	19,41	23,7	15,69		0,739	42,5	87,5
		765,63	0,57	Base	17,32	23,6	14,02		0,946	48,6	68,1
6 / 2	21 e 22	765,33	0,87	Topo	19,59	22,4	16,01	27,40	0,711	41,6	86,3
		765,19	1,00	Meio	17,94	23,4	14,54		0,884	46,9	72,5
		765,06	1,14	Base	15,98	23,1	12,98		1,111	52,6	57,0

Observa-se que as camadas de base apresentam índices de vazios (e) maiores, provavelmente devido a estarem sujeitas a menor energia de compactação uma vez que a diferença de umidade, entre as camadas, não é suficiente para o aumento do índice de vazios.

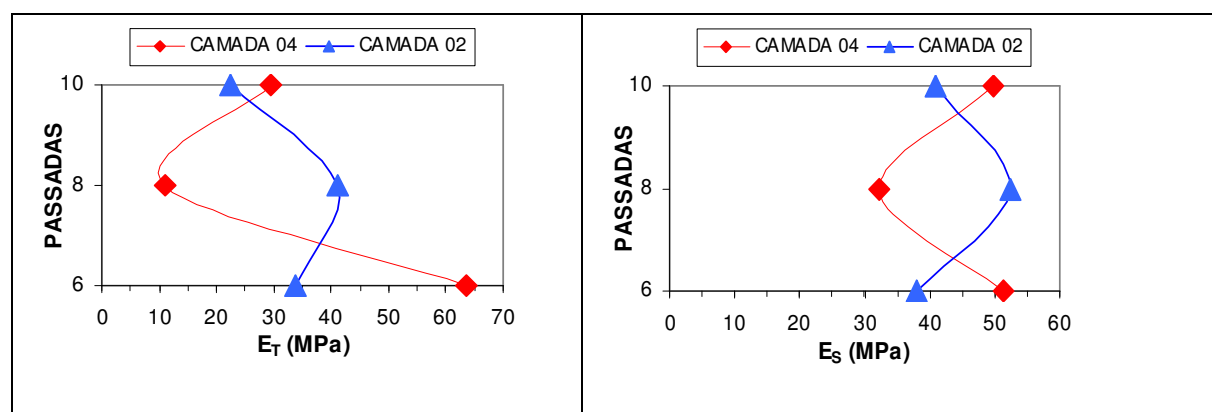
No aterro P1 as camadas 2 e 4 apresentaram média de valores em torno de 15,6 MPa para o módulo E_T . No aterro P2 a média dos valores são maiores: 33,6 MPa.. A grande variação de valores sugere que o solo compactado pesquisado, por sua natureza experimental, apresentou grande heterogeneidade de resistência do solo compactado.

Tabela 4.5 - Módulos E_T e E_S do Aterro P1.

Faixa/ Passadas	Camada	Prof. (m)	Bloco (amostra)	E_T 150 % (MPa)	E_S 150 % (MPa)	E_T 225 % (MPa)	E_S 225 % (MPa)
1	4	0,46	1 e 2	7,6	27,5	19,9	397,2
	2	0,83	3 e 4	31,5	89,4	70,9	330,7
2	4	0,51	7 e 8	6,3	23,2	28,7	74,0
	2	0,89	5 e 6	20,6	38,1	50,9	51,4
3	4	0,46	11 e 12	11,6	29,5	74,2	71,7
	2	0,86	9 e 10	16,0	25,5	13,4	37,9

Figura 4.6 - E_T (50%) E_S (50%) versus número de passadas – Aterro P1.Tabela 4.6 - Módulos E_T E_S do Aterro P2.

Faixa/ Passadas	Camada	Prof. (m)	Bloco (amostra)	E_T 150 % (MPa)	E_S 150 % (MPa)	E_T 225 % (MPa)	E_S 225 % (MPa)
1	4	0,44	15 e 16	63,5	51,3	36,2	55,5
	2	0,97	13 e 14	33,7	37,9	68,9	28,4
2	4	0,51	19 e 20	11,0	32,1	104,2	56,2
	2	1,12	17 e 18	41,2	52,5	50,7	66,3
3	4	0,44	23 e 24	29,5	49,9	35,7	57,8
	2	0,99	21 e 22	22,5	40,9	28,3	43,5

Figura 4.7 - E_T (50%) e E_S (50%) versus número de passadas – Aterro P2.

4.3 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os ensaios de adensamento foram executados com as oito tensões usuais, isto é, 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa na etapa de carregamento e quatro na etapa de descarregamento (800, 200, 50 e 12,5 kPa).

Utilizando o método Pacheco Silva para estimar a tensão de pre-adensamento foi encontrado um valor aproximado de 480 kPa.

Nesta pesquisa, inicialmente, foram consideradas apenas as tensões iniciais de 12,5 a 25 kPa, para os cálculos do módulo oedométrico, haja vista que esta faixa de tensões é a que mais se aproxima da tensão natural dos ensaios pressiométricos executados. Estes ensaios, como já descrito anteriormente, foram realizados a uma profundidade de no máximo 1,10 m.

Como estas tensões são muito baixas e pouco representativas, foram calculados também os módulos oedométricos para o trecho da curva correspondente à faixa de tensões de 100 a 200 kPa e de 400 a 800 kPa.

Nas Tabelas 4.7 e 4.8 são apresentados os valores dos módulos oedométricos (E_{OED}) e, para as comparações pretendidas nesta pesquisa, são calculados os respectivos módulos elásticos unidimensionais (E) por intermédio da Equação 4.1.

$$E_{OED} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (4.1)$$

onde ν é o coeficiente de Poisson (adotado nesta pesquisa como igual a 0,33).

Nas Figuras 4.8, 4.9 e 4.10 são apresentadas as curvas de comparações dos resultados dos módulos (E) encontrados nos aterros P1 e P2 versus quantidade do número de passadas.

Os resultados dos ensaios de adensamento apresentaram valores de módulos de elasticidade com grande dispersão, confirmando a heterogeneidade do aterro de solo compactado.

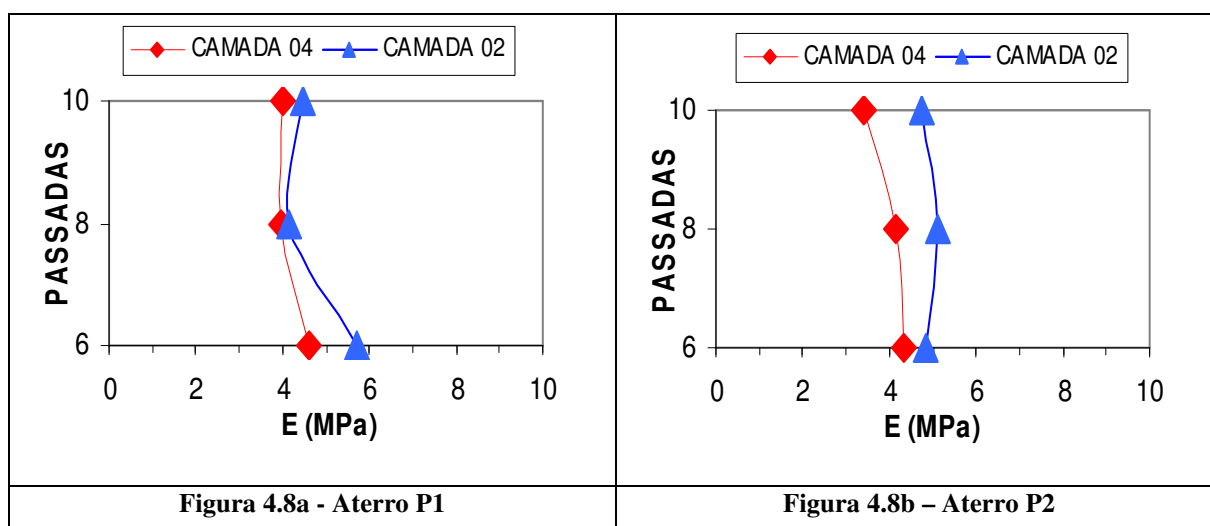
Foi observado um aumento do valor do módulo oedométrico proporcional ao aumento das tensões de ensaios e com a mesma ordem de grandeza dos ensaios de compressão triaxial, notadamente com o módulo tangente.

Tabela 4.7 - Módulos E_{OED} e módulo E - Aterro P1.

Faixa/ Passadas	Camada	Prof. (m)	Bloco	Faixa de tensões (kPa)					
				12,5 / 25,0		100 / 200		400 / 800	
				E_{OED}	E	E_{OED}	E	E_{OED}	E
1/6	4ª	0,46	1 e 2	6,8	4,6	18,8	12,7	31,6	21,3
	2ª	0,83	3 e 4	8,5	5,7	24,4	16,5	30,5	20,6
2/8	4ª	0,51	7 e 8	5,9	3,9	14,2	9,6	18,9	12,8
	2ª	0,89	5 e 6	6,2	4,2	14,1	9,5	29,3	19,8
3/10	4ª	0,46	11 e 12	5,9	4,0	24,1	16,3	31,8	21,5
	2ª	0,86	9 e 10	6,6	4,5	20,6	13,9	18,6	12,6

Tabela 4.8 - Módulos E_{OED} e módulo E - Aterro P2.

Faixa/ Passadas	Camada	Prof. (m)	Bloco	Faixa de tensões (kPa)					
				12,5 / 25,0		100 / 200		400 / 800	
				E_{OED}	E	E_{OED}	E	E_{OED}	E
1/6	4ª	0,44	15 e 16	6,4	4,3	18,8	12,7	22,1	14,9
	2ª	0,97	13 e 14	7,2	4,8	22,1	14,9	26,7	18,0
2/8	4ª	0,51	19 e 20	6,1	4,1	19,0	12,8	20,0	13,5
	2ª	1,12	17 e 18	7,6	5,1	18,4	12,4	26,1	17,6
3/10	4ª	0,44	23 e 24	5,1	3,4	19,3	13,0	22,9	15,5
	2ª	0,99	21 e 22	7,0	4,7	18,1	12,2	24,5	16,5

Figura 4.8 - Módulos E para faixa de tensões de 12,5 a 25 kPa versus número de passadas.

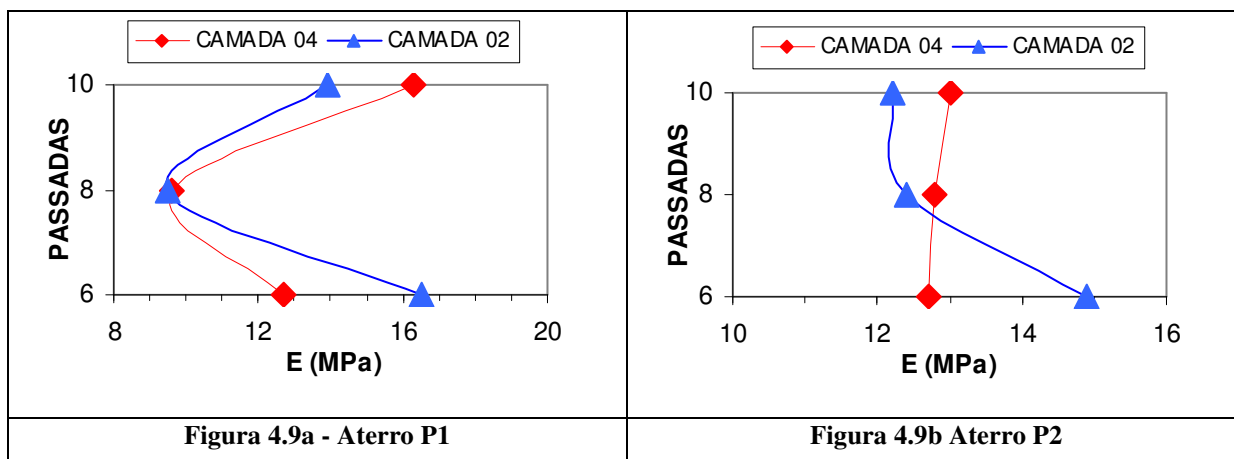


Figura 4.9 - Módulos E p/ faixa de tensões de 100 a 200 kPa versus número de passadas.

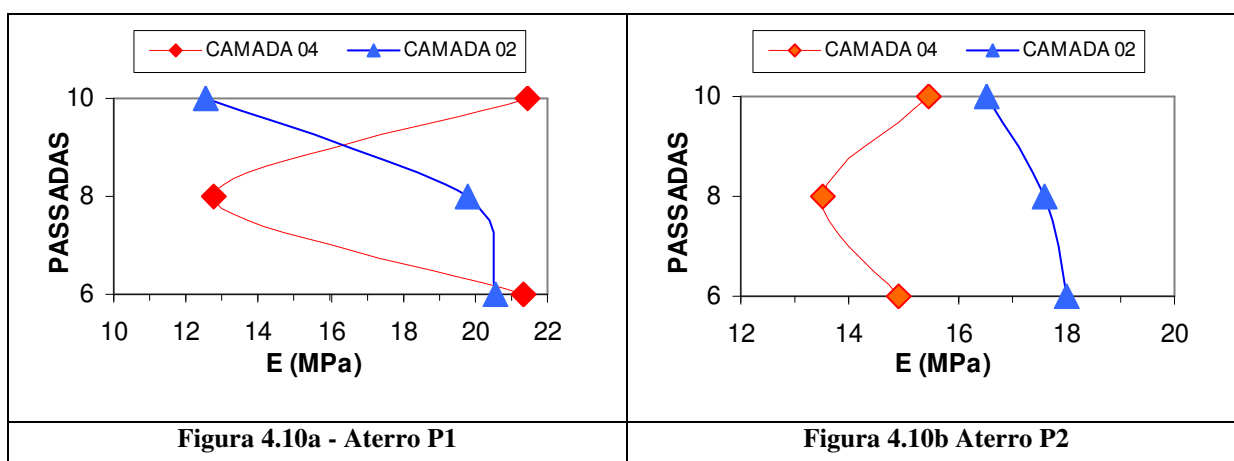


Figura 4.10 - Módulos E p/ faixa de tensões de 400 a 800 kPa versus número de passadas.

CAPÍTULO 5

ENSAIOS DE CAMPO

Neste capítulo são apresentados e comentados os resultados obtidos nos ensaios de campo constituídos por ensaios pressiométricos de Ménard e ensaios penetrométricos SPT.

Foram realizados vinte e quatro ensaios pressiométricos utilizando o pressiómetro de Ménard, em furos previamente executados com trado do tipo cavadeira especialmente construído para este fim, conforme descrito no item 3.1. Os furos foram executados nos locais dos aterros experimentais apresentados em planta e perfil nas Figuras 3.2 e 3.3 e a identificação sequencial são apresentadas na Figura 5.1.

A sequência de execução dos ensaios foi descendente, isto é, primeiro foram realizados os ensaios na 4ª camada e depois na 2ª camada, lembrando que a numeração das camadas segue a sequência de compactação: a 1ª camada é a camada de contato com a fundação do aterro.

Inicialmente foram realizados os 12 (doze) ensaios pressiométricos no aterro P1, que receberam a identificação E1 a E12, e na sequência foram realizados os 12 (doze) ensaios do aterro P2 com a identificação E13 a E24. A numeração ímpar identifica a 4ª camada e, obviamente, a numeração par identifica a 2ª camada.

Para cada ensaio pressiométrico PMT foi coletada uma amostra deformada na elevação do respectivo ensaio, durante a execução do furo com trado manual, para determinação da umidade no tempo de realização do mesmo. Foi também executado um ensaio penetrométrico SPT correspondente a cada ensaio PMT distante horizontalmente cerca de 50 cm.

Os ensaios pressiométricos foram executados em 12 (doze) furos distantes 5 m da extremidade de cada pista e 10 m distantes entre si, com 2 (dois) ensaios em cada furo (2ª e 4ª camadas). Os ensaios de compressão triaxial e de adensamento foram realizados em amostras retiradas de trincheiras abertas nos locais dos ensaios pressiométricos E1 a E6 e E13 a E18. Portanto, as correlações foram feitas entre estes ensaios e os ensaios de compressão triaxial e de adensamento. Os demais ensaios pressiométricos serão correlacionados com os ensaios penetrométricos.

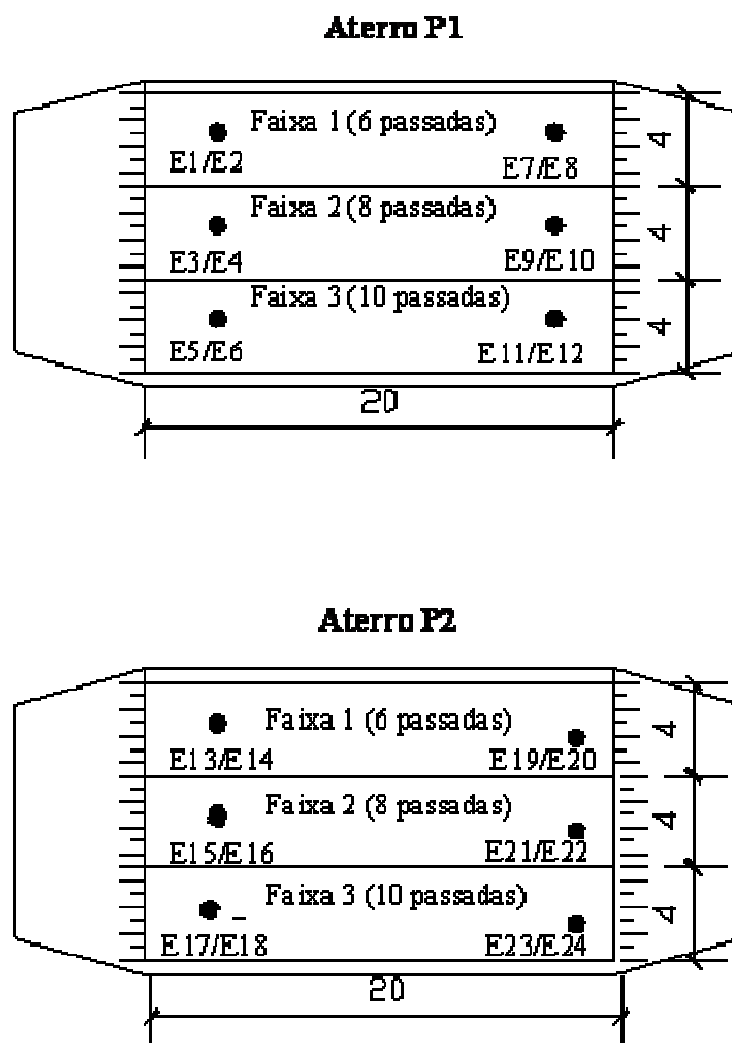


Figura 5.1 - Localização e identificação dos ensaios pressiométricos.

5.1 ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS

Os ensaios pressiométricos foram realizados objetivando, principalmente, a obtenção dos módulos de elasticidade de Ménard, E_M e E_R , para possíveis correlações destes parâmetros com resultados obtidos em ensaios de laboratório. Os parâmetros pressão limite (p_l) e pressão de fluência (p_f) também foram calculados. Os resultados do primeiro foram comparados com outros sítios de pesquisas e o segundo apenas como banco de dados para eventuais futuras comparações.

5.1.1 Módulos pressiométricos de Ménard: E_M e E_R

Os módulos pressiométricos de deformabilidade de Ménard de carregamento E_M e recarregamento E_R foram calculados individualmente para todos os ensaios realizados. Os resultados estão apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

A dispersão dos valores dos resultados dos módulos pressiométricos, assim como ocorrido com os resultados obtidos para os módulos tangentes dos ensaios de compressão triaxial e módulo oedométrico, pode ser devido a grande heterogeneidade dos dois aterros compactados.

O controle de umidade durante a realização dos ensaios pressiométricos foi feito por intermédio de amostras deformadas coletadas durante a perfuração nos locais da realização dos ensaios pressiométricos. Os ensaios foram realizados pelo método de estufa no Laboratório de Campo construído no sítio de obras pela empresa Eletrobras Furnas e estão apresentados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Nas Figuras 5.2 e 5.3 são apresentadas as comparações dos valores médios, isto é, a média dos valores encontrados em uma mesma camada, em relação às três faixas de energia de compactação utilizadas nos aterros: 6, 8 e 10 passadas com o rolo compactador de patas modelo CA 25.

Tabela 5.1 - Módulos pressiométricos de Ménard E_M e E_R – Aterro P1.

Faixa	Passadas	w (%)	Camada	Prof. (m)	Ensaio	E_M (MPa)	E_R (MPa)
1	6	24,4	4 ^a	0,46	E 1	14,53	25,00
		23,3	2 ^a	0,83	E 2	27,75	42,05
		22,8	4 ^a	0,38	E 7	27,26	41,37
		24,0	2 ^a	0,65	E 8	18,92	37,03
2	8	25,3	4 ^a	0,51	E 3	19,49	28,75
		-	2 ^a	0,89	E 4	16,78	30,39
		23,1	4 ^a	0,44	E 9	18,42	32,87
		24,7	2 ^a	0,81	E 10	21,80	37,76
3	10	24,9	4 ^a	0,46	E 5	15,78	24,84
		25,7	2 ^a	0,86	E 6	16,55	26,17
		22,1	4 ^a	0,41	E 11	17,67	31,52
		24,5	2 ^a	0,82	E 12	22,69	42,45

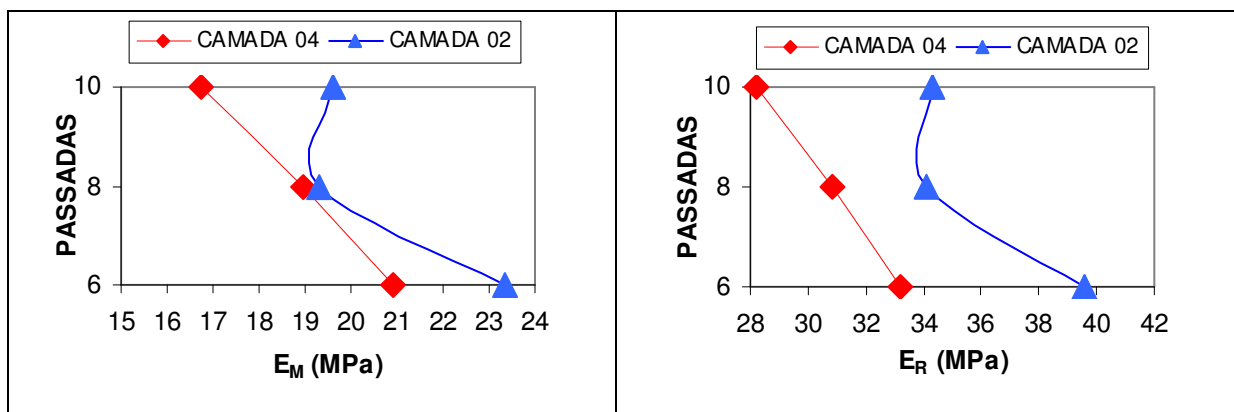


Figura 5.2 - Valores do E_M por camada vs. número de passadas – Aterro P1.

Tabela 5.2. Módulos pressiométricos de Ménard E_M e E_R Aterro P2

Faixa	Passadas	w (%)	Camada	Prof. (m)	Ensaio	E_M (MPa)	E_R (MPa)
1	6	23,2	4 ^a	0,44	E 13	30,49	55,64
		23,0	2 ^a	0,97	E 14	26,98	44,25
		22,8	4 ^a	0,39	E 19	20,05	34,18
		20,5	2 ^a	0,93	E 20	27,23	44,11
2	8	23,5	4 ^a	0,51	E 15	26,24	42,45
		23,1	2 ^a	1,12	E 16	27,17	39,15
		23,4	4 ^a	0,50	E 21	15,69	29,98
		23,0	2 ^a	1,03	E 22	25,75	38,17
3	10	23,9	4 ^a	0,44	E 17	19,35	35,16
		23,0	2 ^a	0,99	E 18	20,03	31,26
		24,0	4 ^a	0,44	E 23	21,10	38,71
		-	2 ^a	0,97	E 24	26,84	34,83

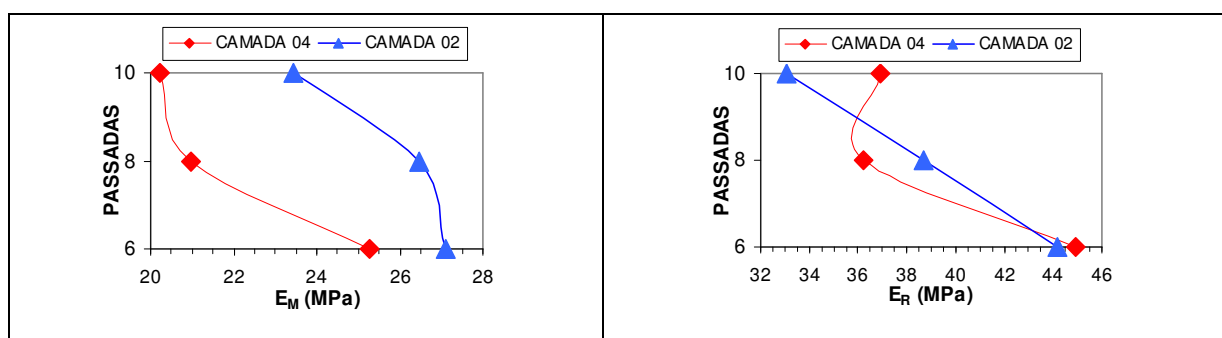


Figura 5.3 - Valores do E_M por camada vs. número de passadas – Aterro P2

Observa-se nas Figuras 5.2 e 5.3, elaboradas com os valores médios dos dois módulos de deformabilidade de Ménard obtidos para uma mesma camada, que estes diminuem proporcionalmente ao aumento do número de passadas, teoricamente com o aumento da do

número de passadas. A camada 4 (superior) apresenta valores menores que a camada 2 (inferior) com exceção do valor de E_R para 10 passadas.

No aterro P2, construído com as acamadas mais espessas (25 cm de material lançado), os valores dos módulos pressiométricos são maiores que o aterro P1 (20 cm de material lançado).

5.1.2. Pressão limite

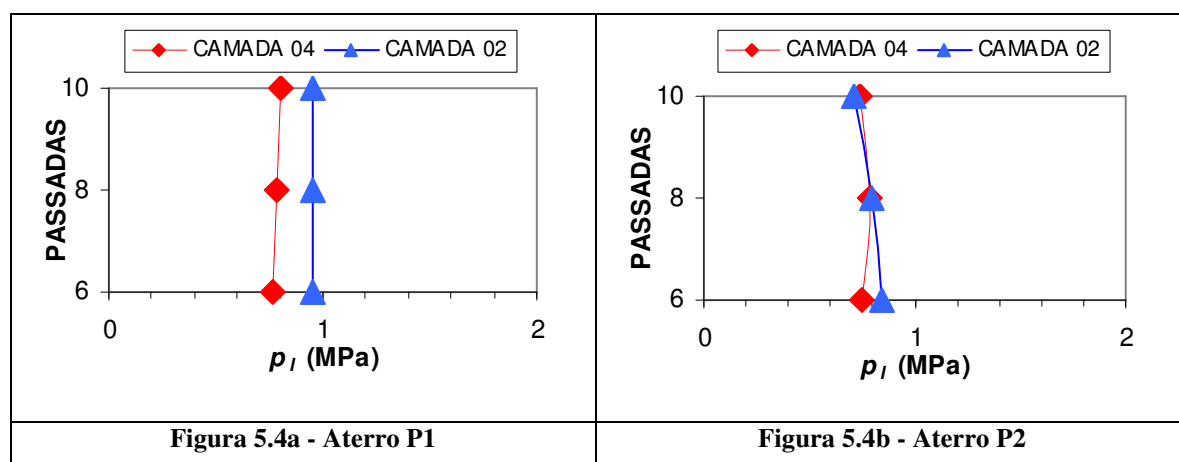
A pressão limite p_l admitida por convenção em um ensaio pressiométrico é a pressão correspondente ao dobro do volume inicial do trecho reto somado ao volume inicial da sonda pressiométrica (V_s). Pode ser calculada diretamente por intermédio do volume final (V_f), com auxílio da equação 3.8. Porém, nesta pesquisa a pressão limite foi calculada pelos métodos da curva recíproca denominada de p_{li} e da curva hiperbólica denominada p_{lh} , conforme descrito no item 3.2.7.1. Nas Tabelas 5.3 e 5.4 são apresentados os dois valores encontrados para a pressão limite dos ensaios pressiométricos realizados nos aterros experimentais. A Norma NF P 94-110-1 (2000) preconiza que deverá ser considerado o menor valor encontrado entre p_{lh} e p_{li} . Na Figura 5.4 são correlacionadas as médias dos resultados encontrados com as faixas de energia de compactação de 6, 8 e 10 passadas.

Tabela 5.3 - Ensaio pressiométrico de Ménard –Pressão limite - Aterro P1

Faixa	Passadas	Camada	Prof. (m)	Local Pista	Ensaio	p_l (MPa)	
						p_{li}	p_{lh}
1	6	4ª	0,46	A	E 1	0,71	0,65
		2ª	0,83		E 2	1,07	0,96
		4ª	0,38	B	E 7	0,91	0,87
		2ª	0,65		E 8	1,03	0,94
2	8	4ª	0,51	A	E 3	0,88	0,79
		2ª	0,89		E 4	0,93	0,90
		4ª	0,44	B	E 9	0,83	0,77
		2ª	0,81		E 10	1,11	0,97
3	10	4ª	0,46	A	E 5	0,91	0,77
		2ª	0,86		E 6	1,38	0,75
		4ª	0,41	B	E 11	1,09	0,83
		2ª	0,82		E 12	0,91	0,90

Tabela 5.4 - Ensaio pressiométrico de Ménard –Pressão limite – Aterro P2.

Faixa	Passadas	Camada	Prof. (m)	Local Pista	Ensaio	p_l (MPa)	
						p_{li}	p_{lh}
1	6	4 ^a	0,44	A	E 13	0,91	0,85
		2 ^a	0,97		E 14	0,93	0,88
		4 ^a	0,39	B	E 19	0,86	0,65
		2 ^a	0,93		E 20	0,93	0,81
2	8	4 ^a	0,51	A	E 15	0,94	0,85
		2 ^a	1,12		E 16	0,79	0,76
		4 ^a	0,50	B	E 21	0,86	0,72
		2 ^a	1,03		E 22	0,85	0,82
3	10	4 ^a	0,44	A	E 17	0,82	0,72
		2 ^a	0,99		E 18	0,91	0,76
		4 ^a	0,44	B	E 23	0,80	0,75
		2 ^a	0,97		E 24	0,71	0,65

Figura 5.4 - Valores da pressão limite (p_l) por camada vs. número de passadas.

Observa-se que os valores de p_l variam entre 0,65 a 0,97 MPa e independem da energia de compactação e da profundidade das camadas.

O aumento teórico da energia de compactação não alterou o limite de ruptura do solo compactado. A Figura 5.4, elaborada com as médias dos resultados encontrados com as faixas de energia de compactação de 6, 8 e 10 passadas para as camadas 2 e 4, mostra que a pressão de ruptura do solo compactado é praticamente constante, tanto no Aterro P1 como no Aterro P2, em torno dos valores de 0,8 a 0,9 MPa com leve aumento da resistência na camada 2 (inferior). Na camada 2 do aterro P1 os valores maiores correspondem a menores espessuras.

5.1.3. Pressão de fluência (*creep*)

Os resultados para a pressão de fluência (*creep*) p_f obtidos pela análise do gráfico do diagrama ($p, \Delta V^{60/30}$) conforme descrito no item 3.2.7.2 estão apresentados nas Tabelas 5.5 e 5.6 e correlacionados na Figura 5.5.

Tabela 5.5 - Ensaio pressiométrico de Ménard – Pressão de fluência – Aterro P1.

ATERRO P 1							
Faixa	Passadas	Camada	Prof. (m)	Local Pista	Ensaio	P_f (MPa)	Obs.
1	6	4ª	0,46	A	E 1	0,325	-
		2ª	0,83		E 2	0,523	-
		4ª	0,38	B	E 7	0,554	-
		2ª	0,65		E 8	0,541	-
2	8	4ª	0,51	A	E 3	0,454	-
		2ª	0,89		E 4	0,540	-
		4ª	0,44	B	E 9	0,490	-
		2ª	0,81		E 10	0,647	-
3	10	4ª	0,46	A	E 5	0,472	-
		2ª	0,86		E 6	0,347	-
		4ª	0,41	B	E 11	0,566	-
		2ª	0,82		E 12	0,417	-

Tabela 5.6 - Ensaio pressiométrico de Ménard – Pressão de fluência – Aterro P2.

ATERRO P 2							
Faixa	Passadas	Camada	Prof. (m)	Local Pista	Ensaio	P_f (MPa)	Obs.
1	6	4ª	0,44	A	E 13	0,608	-
		2ª	0,97		E 14	0,543	-
		4ª	0,39	B	E 19	0,518	-
		2ª	0,93		E 20	0,567	-
2	8	4ª	0,51	A	E 15	0,581	-
		2ª	1,12		E 16	0,437	-
		4ª	0,50	B	E 21	0,483	-
		2ª	1,03		E 22	0,559	-
3	10	4ª	0,44	A	E 17	0,470	-
		2ª	0,99		E 18	0,324	-
		4ª	0,44	B	E 23	0,434	-
		2ª	0,97		E 24	0,403	-

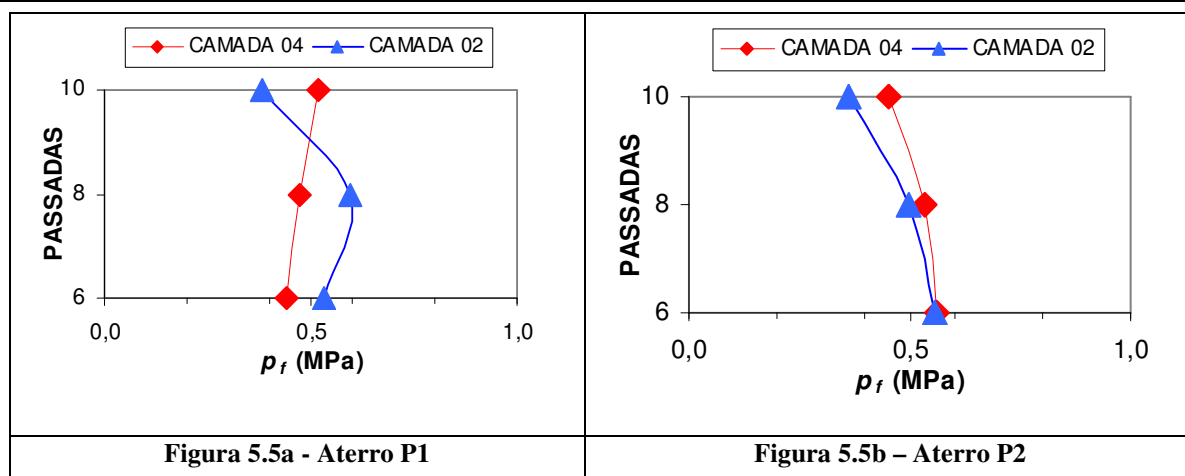


Figura 5.5 - Valores da pressão de fluência (p_f) por camada vs. número de passadas.

O aumento teórico da energia de compactação não alterou o ponto final do trecho reto da curva pressiométrica corrigida, ou seja, o final da fase pseudo-elástica do solo compactado. A Figura 5.5, elaborada com as médias dos resultados encontrados com as faixas de energia de compactação de 6, 8 e 10 passadas para as camadas 2 e 4, mostra que a pressão de fluência se manteve constante em torno do valor de 0,5 MPa. Isto pode ter sido devido às pequenas variações de espessura e energia de compactação entre as camadas e aterros compactados P1 e P2 não foram suficientes para alterar o limite de fluência entre os solos compactados.

5.2 ENSAIOS PENETROMÉTRICOS SPT

Os ensaios penetrométricos (SPT), realizados conforme metodologia descrita no item 3.4, foram executados a cerca de 50 cm do local de realização de cada ensaio pressiométrico (PMT) correspondente e após a execução destes. Os resultados obtidos são apresentados nas Tabelas 5.7 e 5.8. Na Figura 5.6 são apresentadas correlações entre o valor de N_{SPT} e as faixas de energia de compactação dadas pelo número de passadas com o rolo compactador de patas modelo CA 25.

São recomendados valores de N_{SPT} dividido por p_l (valor em kPa) variando entre 2 a $5 \cdot 10^2$ para areias. Os valores encontrados para argilas não são relacionados por que foram obtidos valores de N_{SPT} com grande dispersão (³WASCHOSWSKI, (1974) *apud* BAGUELIN; JÉZÉQUEL; SHIELDS, (1978)).

³ WASCHKOWSKI, E. "Pénétrètres dynamiques " - Comptes rendus des Journées des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Saint -Brieuc, 19-21 Novembre, pp. 1-37. 1974.

Tabela 5.7 - Valores do N_{SPT} Aterro P1.

Ensaio SPT	Faixa	Passadas	Camada	Prof. (m)	Ensaio PMT	N _{SPT}
01	1	6	4ª	0,46	E 1	6
02			2ª	0,83	E 2	8
03			4ª	0,38	E 7	7
04			2ª	0,65	E 8	8
05	2	8	4ª	0,51	E 3	4
06			2ª	0,89	E 4	7
07			4ª	0,44	E 9	5
08			2ª	0,81	E 10	8
09	3	10	4ª	0,46	E 5	5
10			2ª	0,86	E 6	5
11			4ª	0,41	E 11	6
12			2ª	0,82	E 12	4
Média						6

Tabela 5.8 - Valores do N_{SPT} - Aterro P2.

Ensaio SPT	Faixa	Passadas	Camada	Prof. (m)	Ensaio PMT	N _{SPT}
13	1	6	4ª	0,44	E 13	7
14			2ª	0,97	E 14	8
15			4ª	0,39	E 19	7
16			2ª	0,93	E 20	8
17	2	8	4ª	0,51	E 15	7
18			2ª	1,12	E 16	7
19			4ª	0,5	E 21	7
20			2ª	1,03	E 22	8
21	3	10	4ª	0,44	E 17	6
22			2ª	0,99	E 18	8
23			4ª	0,44	E 23	8
24			2ª	0,97	E 24	9
Média						7

Os valores encontrados estão abaixo dos valores acima e não poderão ser correlacionados por tratar-se de materiais muito diferentes. Observa-se, no entanto, que o aterro P1 apresenta valores de N_{SPT} menores e com maior dispersão que o aterro P2, provavelmente por que o primeiro foi compactado com espessura menor (20 cm de material solto) que o segundo (25 cm de material solto).

Angelim (2011) apresenta valores de N_{SPT} para solo fino compactado de barragem com cerca de 8 metros de espessura, onde provavelmente a energia de compactação foi maior, da ordem de 12 a 15 golpes.

A relação E_M/N_{SPT} entre 2 a 4 está dentro da faixa adotada na área de fundações (Décourt, (1989); Poulos, (1989); Magalhães e Sales (2006)).

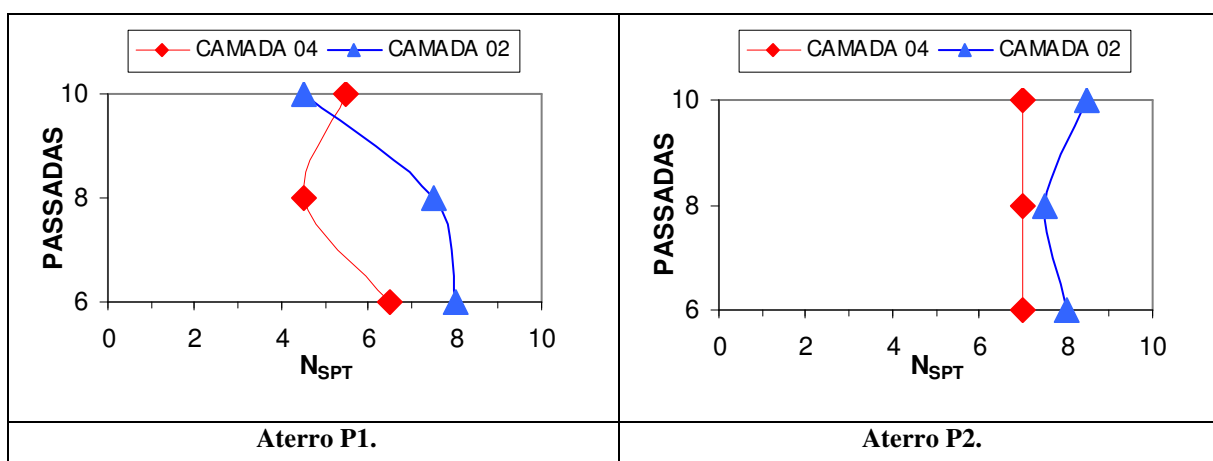


Figura 5.6 - Valores de N_{SPT} versus número de passadas.

CAPÍTULO 6

ANÁLISES DOS RESULTADOS

Este trabalho de pesquisa foi desenvolvido para testar a operacionalidade do pressiômetro de Ménard em aterros compactados com material terroso e, conseqüentemente, avaliar os valores dos módulos de elasticidade do material destes maciços terrosos.

Os resultados obtidos de campo foram analisados e comparados com os valores obtidos em ensaios especiais de laboratório. Os módulos tangente (E_T) de compressão triaxial calculados com tensão equivalente a 50% da tensão de ruptura com tensão confinante de 49 kPa. Esta tensão é a que mais aproxima das condições naturais dos aterros compactados: aproximadamente 1,0 m de espessura, γ_d 20 kN e tensão octaédrica aproximada de 50 kPa.

Os valores do módulo de Young (E) obtido a partir do módulo oedométrico calculado para faixas de tensões de 12,5-25,0; 100-200 e 400-800 kPa é correlacionado com o módulo pressiométrico.

Para isto, foram obtidos os módulos de deformação de Ménard de carregamento (E_M) e recarregamento (E_R), além da pressão limite (p_l) e a pressão de fluência (p_f), utilizando a metodologia preconizada na norma francesa NF P-94 110-1 (2000) e XP P-94 110 - 2 (1999).

Foi inferido ainda o valor do N_{SPT} para cada camada onde foi realizado o respectivo ensaio pressiométrico, o qual foi calculado utilizando-se de uma adaptação da metodologia indicada pela ABGE para ensaios penetrométricos fundamentada na norma NBR 6484 (2001) e correlacionado com o módulo pressiométrico.

Na Tabela 6.1 são apresentados os valores dos parâmetros geotécnicos obtidos nesta pesquisa, e na Tabela 6.2 é apresentado o tratamento estatístico destes valores.

Outros sítios de pesquisas desenvolvidas por estudiosos de diversas instituições também são aqui mencionados e comparados.

Tabela 6.1 - Valores dos parâmetros geotécnicos obtidos.

Ensaio PMT	Bloco (AI)	E_M (MPa)	E_R (MPa)	P_l (MPa)	P_f (MPa)	E_s (MPa)	E_T (MPa)	E (MPa)			N_{SPT}
								12,5 a 25 (kPa)	100 a 200 (kPa)	400 a 800 (kPa)	
E 1	1 e 2	14,5	25,0	0,6	0,3	27,5	7,6	4,6	12,7	21,3	6
E 2	3 e 4	27,8	42,0	0,9	0,5	89,4	31,5	5,7	16,5	20,6	8
E 7	-	27,3	41,4	0,9	0,5	-	-	-	-	-	7
E 8	-	18,9	37,0	0,9	0,5	-	-	-	-	-	8
E 3	7 e 8	19,5	28,7	0,8	0,4	23,2	6,3	3,9	9,6	12,8	4
E 4	5 e 6	16,8	30,4	0,9	0,5	38,1	20,6	4,2	9,5	19,8	7
E 9	-	18,4	32,9	0,8	0,5	-	-	-	-	-	5
E 10	-	21,8	37,8	1,0	0,6	-	-	-	-	-	8
E 5	11 e 12	15,8	24,8	0,8	0,5	29,5	11,6	4,0	16,3	21,5	5
E 6	9 e 10	16,5	26,2	0,7	0,3	25,5	16,0	4,5	13,9	12,6	5
E 11	-	17,7	31,5	0,8	0,6	-	-	-	-	-	6
E 12	-	22,7	42,4	0,9	0,4	-	-	-	-	-	4
E 13	15 e 16	30,5	55,6	0,8	0,6	51,3	63,5	4,3	12,7	14,9	7
E 14	13 e 14	26,9	44,2	0,9	0,5	37,9	33,7	4,8	14,9	18,0	8
E 19	-	20,0	34,2	0,6	0,5	-	-	-	-	-	7
E 20	-	27,2	44,1	0,8	0,6	-	-	-	-	-	8
E 15	19 e 20	26,2	42,4	0,8	0,6	32,1	41,7	4,1	12,8	13,5	7
E 16	17 e 18	27,2	39,1	0,8	0,4	52,5	11,0	5,1	12,4	17,6	7
E 21	-	15,7	29,9	0,7	0,5	-	-	-	-	-	7
E 22	-	25,7	38,2	0,8	0,5	-	-	-	-	-	8
E 17	23 e 24	19,3	35,2	0,7	0,5	49,9	29,5	3,4	13,0	15,5	6
E 18	21 e 22	20,0	31,2	0,8	0,3	40,9	22,5	4,7	12,2	16,5	8
E 23	-	21,1	38,7	0,7	0,4	-	-	-	-	-	8
E 24	-	26,8	34,8	0,6	0,4	-	-	-	-	-	9

Tabela 6.2 - Tratamento estatístico dos valores dos parâmetros geotécnicos obtidos

VARIÁVEL ESTATÍSTICA	E_M (MPa)	E_R (MPa)	p_l (MPa)	p_f (MPa)	E_s (MPa)	E_T (MPa)	E (MPa)			N_{SPT}
							12,5 a 25 (kPa)	100 a 200 (kPa)	400 a 800 (kPa)	
Desvio Padrão P1+P2	4,8	7,3	0,1	0,1	18,0	16,0	0,60	2,19	3,26	1,4
Desvio Padrão P1	4,3	6,6	0,1	0,1	25,0	09,0	0,65	3,09	4,23	1,5
Desvio Padrão P2	4,4	7,0	0,1	0,1	8,0	18,0	0,61	0,97	1,70	0,8
Media P1 + P2	21,9	36,2	0,8	0,5	41,5	24,6	4,44	13,04	17,05	6,8
Media P1	19,8	33,3	0,8	0,5	38,8	15,6	4,48	13,08	18,10	6,1
Media P2	23,9	39,0	0,8	0,5	44,1	33,6	4,40	13,00	16,00	7,5
Coef. Variação P1+P2	22%	20%	12%	18%	44	67%	14%	17%	19%	20%
Coef. Variação P1	22%	20%	12%	19%	65	60%	14%	24%	23%	25%
Coef. Variação P2	19%	18%	10%	17%	19	53%	14%	7%	11%	11%

6.1 MÓDULO TANGENTE (E_T)

Os valores obtidos nos ensaios de compressão triaxial, na faixa de tensão de 49 kPa, para os módulos tangente (E_T) calculados segundo a metodologia apresentada no item 3.3.1, cujos resultados estão apresentados no item 4.2 – Tabelas 4.5 e 4.6, Figuras 4.4 e 4.5 e Tabelas 6.1 e 6.2, apresentaram valores que indicam um solo compactado bastante heterogêneo. Entretanto, os resultados mostraram-se coerentes, haja vista que se observam maiores valores no aterro P2, provavelmente devido a maior espessura de suas camadas. O módulo tangente passa de 15,6 MPa no aterro P1 para 33,6 MPa no aterro P2.

6.2 MÓDULO ELÁSTICO UNIDIMENSIONAL - E

Os valores do módulo elástico unidimensional (E) foram obtidos a partir da conversão dos módulos oedométricos (E_{OED}) calculados por intermédio dos ensaios de adensamento, conforme metodologia apresentada no item 3.3.2 e planilhas de resultados apresentadas no Apêndice C.

Foram calculados os valores para a faixa de tensões de 12,5 a 25, 100 a 200 e 400 a 800 kPa. Os valores apresentados nas tabelas 6.1 e 6.2 possuem desvio padrão abaixo de 3,2 MPa e coeficiente de variação média de 17% para pressões entre 100 a 200 kPa. Os valores encontrados do módulo E para as faixas de tensões de 12,5 a 25 e de 400 a 800 kPa apresentaram grande dispersão e não foram analisados neste trabalho.

6.3 PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS - PMT

Sobre os valores obtidos em campo, para os parâmetros geotécnicos dos aterros experimentais de solo compactado na UHE Batalha, são feitas algumas análises, sem, contemplar todas as possíveis. Alguns resultados obtidos em outros sítios de pesquisas e apresentados pelos estudiosos em trabalhos de Congressos e Simpósios são também, transcritos e quando possível comparados.

Os valores dos principais parâmetros geotécnicos obtidos com os 24 (vinte e quatro) ensaios pressiométricos, a saber, módulo de deformidade ou módulo de Ménard de carregamento e recarregamento pressão limite e pressão de fluência estão apresentados nas Tabelas 6.1 e 6.2.

6.3.1 Módulo de elasticidade de Ménard de carregamento - E_M

O valor médio (aterros P1 e P2) encontrado de 21,9 MPa com variação entre 14,5 a 30,5 apresenta um desvio padrão de 4,8 MPa e coeficiente de variação de 22%.

O aterro P1, com espessura de 20 cm de material solto, apresentou módulos com valores entre 14,0 a 27,8 MPa, média de 19,8 MPa, desvio padrão de 4,3 e coeficiente de variação de 22%.

O aterro P2, com espessura de 25 cm de material solto, apresentou valores para o módulo E_M variando entre 15,7 a 30,5 MPa, com média 20% maior que o aterro P1: 23,9 MPa, desvio padrão de 4,4 MPa e coeficiente de variação de 19%.

Os valores bastante aproximados para o módulo de deformabilidade de Ménard E_M nos dois aterros podem ser creditados à homogeneidade granulométrica e às condições análogas de compactação, uma vez que a variação de 6 a 10 passadas e a diferença de 20 para 25 cm de material solto lançado foi pouco relevante. Como se observa nas Figuras 3.2 e 3.3, as espessuras finais das camadas apresentam grande variabilidade, provavelmente, consequência mais da quantidade de material solto por camada do que da influência da energia de compactação.

Comparações com valores obtidos em outros sítios de pesquisas, apresentados anteriormente e comentados a seguir, validam a afirmativa acima.

Soares (1997) apresenta para as argilas moles da cidade de Porto Alegre valores de 1,5 a 3,0 MPa.

Baguelin, Jézequel e Shields, (1978) apresentam valores para argila rija a muito rija entre 3,5 a 32,0 MPa.

Angelim, Cunha e Sales (2010) apresentam valores para os trechos de solo compactado, constituído por argila arenosa, da Barragem do rio João Leite, valores de E_M variando de 11,6 a 25,69 MPa.

6.3.2 Módulo de elasticidade de Ménard de recarregamento - E_R .

O valor médio encontrado para o módulo de deformidade de Ménard de recarregamento (E_R) de 36,2 MPa é maior em cerca de 65% em relação ao E_M . Foram encontrados valores entre 24,8 a 55,6 MPa com desvio padrão de 7,3 MPa e coeficiente de variação de 20%.

Em relação ao desvio padrão, os valores do E_R apresentaram maior dispersão em cerca de 52% a maior que E_M , devido, provavelmente, à maior sensibilidade da metodologia de ensaio quando se o solo compactado foi submetido a maiores pressões com a curva pressiométrica corrigida mais estabilizada na horizontal (valores de pressão nas abcissas).

O aterro P1, com espessura de 20 cm de material solto, apresentou módulos com valores entre 24,8 a 42,4, média de 33,3 MPa, desvio padrão de 6,6 MPa e coeficiente de variação de 20%.

O aterro P2, com espessura de 25 cm de material solto, apresentou valores para o módulo E_R variando entre 34,2 a 55,6 MPa, média 17% maior de 39 MPa, desvio padrão de 7 MPa e coeficiente de variação de 18%. Na Figura 6.4 estão representados os valores encontrados para todos os ensaios realizados.

Os valores semelhantes para os dois aterros podem ser atribuídos aos mesmos fatores já comentados no item anterior.

Infelizmente, foram encontradas poucas referências de valores obtidos em outros sítios de pesquisas.

Soares (1997) apresenta para as argilas moles da cidade de Porto Alegre valores de E_R entre 3,0 a 6,0 MPa, isto é, o dobro do E_M .

Angelim, Cunha e Sales (2010) apresentam valores de dois furos para profundidade de 0,5 a 7,5 m de solo compactado, constituído por argila arenosa da Barragem do rio João Leite. Os valores apresentados de E_R variam de 43,8 a 70,3 MPa. Para a profundidade de 1,5 m, os valores são de 50,3 MPa e 43,8 MPa, próximos aos valores encontrados nesta pesquisa. 1,68 no aterro P1 e 1,63 no aterro P2.

6.3.3 Pressão limite p_l .

Os valores apresentados na Tabela 6.1 para a pressão limite p_l indicam que a dispersão é pequena. O desvio padrão 1,0 MPa com coeficiente de variação de 12% para todos os resultados (aterros P1 e P2) mostram a similaridade dos resultados dos ensaios pressiométricos realizados e que foram pouco sensíveis às pequenas variações executivas.

6.3.4 Relação entre módulo pressiométrico E_M e pressão limite p_l .

Os valores do coeficiente $\frac{E_M}{p_l}$ calculados para E_M e p_l dos ensaios pressiométricos desta pesquisa resultaram em valores entre 18,6 a 36,3 (média de 27,3) com desvio padrão de 5,9 e coeficiente de variação de 22%. No aterro P1 o valor médio encontrado foi 23,57 e no aterro P2 foi 30,5.

Nesta pesquisa foi observado que o valor da relação $\frac{E_M}{p_l}$ independe do valor, maior ou menor, do módulo de elasticidade de Ménard E_M ou da pressão limite p_l .

No aterro P1 foi encontrado o valor médio 19,8 para o E_M e 0,84 para o valor de p_l enquanto que no aterro P2 foi encontrado o valor de 23,2 para E_M e 0,76 para p_l .

Baguelin, Jézequel e Shields (1978) apresentam, valores de E / p_l , para material constituído de turfa, argila mole a argila média, entre 8 a 10. Para argila rija a muito rija apresentam valores entre 10 a 20. O valor médio de 27,3 MPa obtido para a relação E_M / p_l em argila compactada indica que os resultados desta pesquisa estão compatíveis com os valores encontrados na literatura, haja vista que esperava-se que o solo silto-argiloso compactado deveria apresentar valores do módulos de elasticidade maiores.

Angelim, Cunha e Sales (2010) apresentam valores para os trechos de solo compactado, constituído por argila arenosa, da Barragem do rio João Leite, valores de E_M / p_l variando de 8,7 a 17,50.

6.3.5 Pressão de fluência p_f .

A pressão de fluência p_f , conforme descrito no item 3.2.7.2, foi calculada individualmente para cada ensaio, pela análise dos gráficos do diagrama $(p, \Delta V^{60/30})$ sendo p_f a abcissa da intersecção de duas linhas retas escolhidas para representar o diagrama $(p, \Delta V^{60/30})$ como mostra o exemplo calculado para o ensaio E₁ da Figura 3.18.

Na Figura 5.5 estão correlacionados os valores da p_f com a energia de compactação aplicada nas três faixas de compactação. Observa-se que os valores são de aproximadamente 0,5 MPa

e não apresentaram dependência clara com a energia de compactação e da profundidade das camadas.

Os valores apresentados na Tabela 6.1 para a pressão de fluência p_f indicam que a dispersão é pequena. O desvio padrão 0,1 com coeficiente de variação de 18% para todos os resultados (aterro P1 e P2), da mesma forma que a p_l , mostram similaridade dos resultados dos ensaios pressiométricos.

6.4 COMPARAÇÕES ENTRE MÓDULOS " E " E " PMT "

As observações dos valores apresentados nos itens anteriores indicaram a possibilidade de correlações entre os módulos de elasticidade unidimensional e os módulos de elasticidade pressiométrico de Ménard (Figuras 6.1, 6.2 e 6.3), devendo-se, no entanto, considerar os seguintes aspectos:

- O ensaio de adensamento não indicou o mesmo percentual de diferença entre os aterros P1 e P2 e por isso as correlações foram diferentes;
- No ensaio de adensamento o módulo oedométrico aumentam com a com a tensão de adensamento e assim nunca haverá uma correlação única entre E/E_M ;
- Considerando que os valores de E_M foram obtidos com feixes de tensões entre 100 a 300 kPa na grande maioria dos ensaios, acredita-se que as correlações apresentadas na Figura 6.2 sejam as de melhor significado físico;
- Os módulos obtidos no ensaio de adensamento foram 75% de E_M no aterro P1 e 55% no aterro P2, com uma variabilidade ainda considerável.

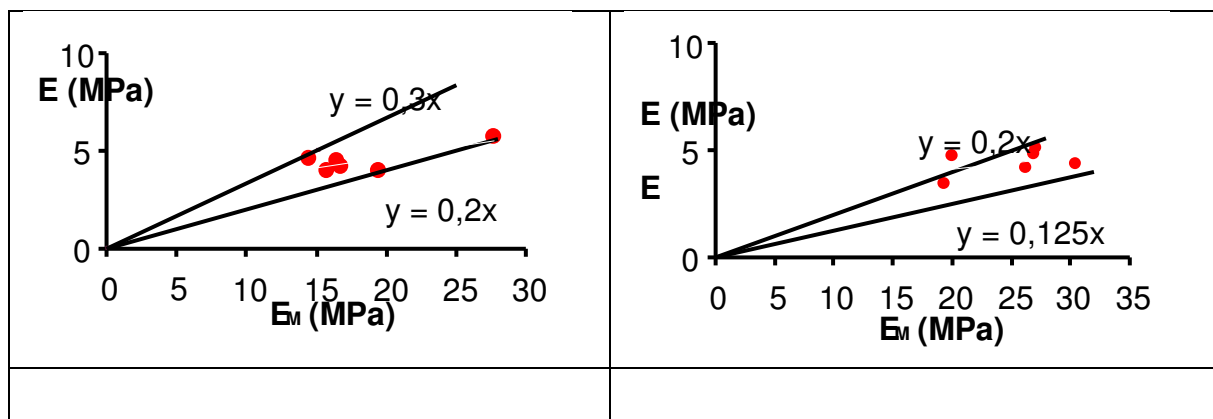


Figura 6.1 - Valores do módulo unidimensional (E) vs. E_M . Tensões de 12,5 a 25 kPa.

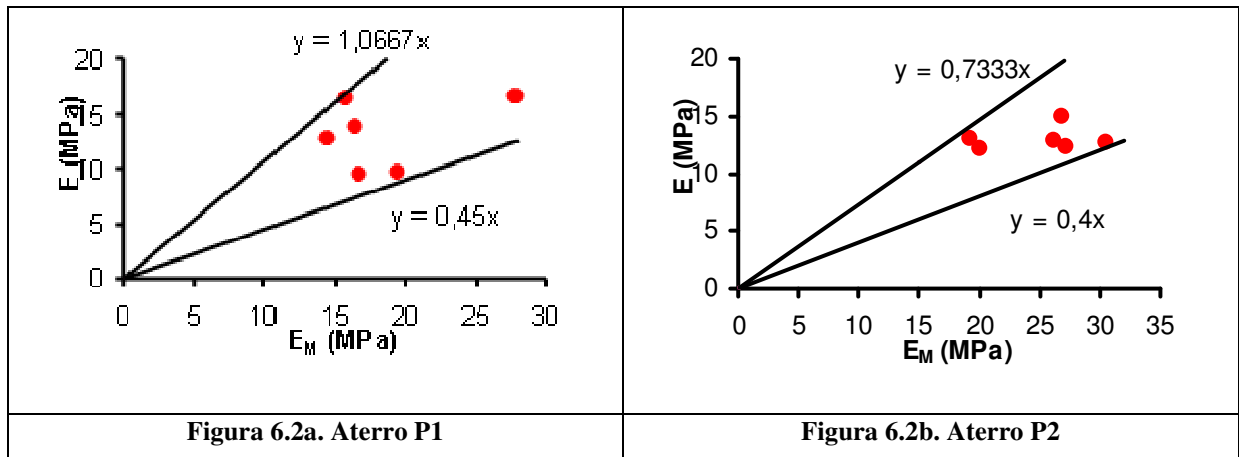


Figura 6.2 - Valores do módulo unidimensional (E) vs. E_M . Tensões de 100 a 200 kPa.

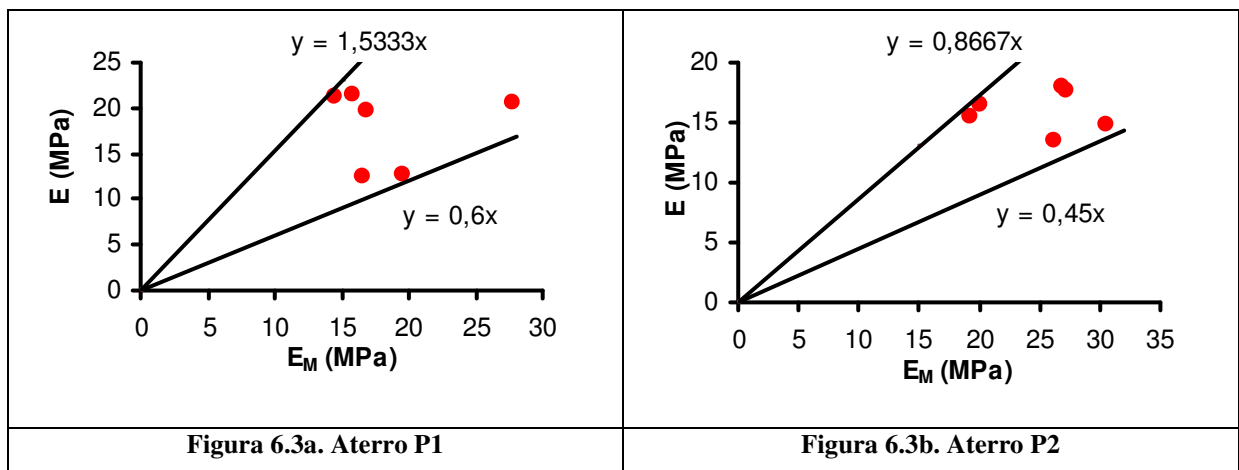


Figura 6.3 - Valores do módulo unidimensional (E) vs. E_M . Tensões de 400 a 800 kPa

6.5 ÍNDICE PENETROMÉTRICO N_{SPT}

Baguelin, Jézequel e Shields (1978) recomendam o valor de N_{SPT} dividido pela pressão limite p_l de 0,02 (valores de p_l em kPa) para areias. Segundo os autores, este valor não foi recomendado para argila, por que este material apresentou grande dispersão de valores para o N_{SPT} .

Analisando os valores de N_{SPT} desta pesquisa, verifica-se que os mesmos apresentam desvio padrão de 1,0 e coeficiente de variação de 12%. Estes valores permitem estabelecer algumas correlações entre N_{SPT} e os parâmetros pressiométricos E_M e p_l .

Na Figura 6.4a estão apresentados os 24 (vinte e quatro) valores do índice de resistência do solo no ensaio SPT (N_{SPT}) versus valores da pressão limite p_l . Observa-se que os valores do N_{SPT} variam entre 6 a 11 vezes o valor da p_l .

Na Figura 6.4b estão correlacionados os 24 (vinte e quatro) valores do N_{SPT} encontrados nos ensaios penetrométricos dos aterros P1 e P2 versus os valores do módulo pressiométrico E_M . Observa-se que os valores do N_{SPT} variam entre 0,25 a 0,45 vezes o valor de E_M .

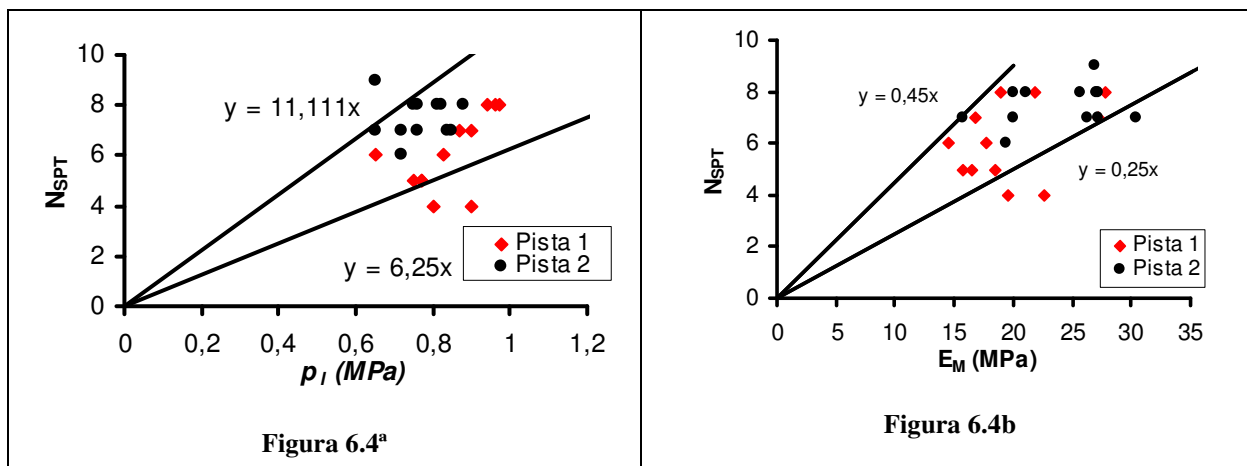


Figura 6.4 - Valores de N_{SPT} e os parâmetros pressiométricos p_I e E_M .

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O objetivo principal para esta pesquisa foi o de obter e analisar resultados de ensaios de campo, por intermédio da realização de ensaios pressiométricos, utilizando o pressiômetro de Ménard com a sonda pressiométrica do tipo G. Para tal, foram realizados vinte e quatro ensaios pressiométricos, vinte e quatro ensaios penetrométricos do tipo SPT e vinte e quatro ensaios de laboratório, sendo doze do tipo triaxial CUnat e doze de adensamento. Além destes, foram realizados os ensaios de caracterização e de umidade do maciço compactado pesquisado e a obtenção dos registros do controle de compactação e desvio de umidade.

A granulometria do solo utilizado para construção dos aterros compactados é bastante distinta quanto ao uso de defloculante. Com seu uso o solo pode ser considerado argiloso (cerca de 56% da fração argila) e sem defloculante o mesmo passa a ser siltooso e com ausência da fração argila.

Os ensaios pressiométricos realizados nesta pesquisa apresentaram resultados animadores quanto à sua utilização para determinação de parâmetros geotécnicos de campo voltados para a avaliação da deformabilidade do solo compactado. Os valores médios obtidos foram compatíveis com os valores dos ensaios de compressão triaxial e de adensamento, porém com menor variabilidade.

O aumento da energia de compactação, passando de 6 para 8 e para 10 passadas com rolo compactador CA 25, não correspondeu, de forma sistemática, ao aumento do módulo de elasticidade do material, provavelmente pela pequena altura do aterro.

O processo de compactação dos aterros experimentais permitiu uma grande heterogeneidade dos mesmos dificultando as comparações numéricas entre os ensaios realizados.

Os valores do índice de resistência do solo obtidos com o ensaio penetrométrico (N_{SPT}) para estes aterros foram da ordem de 6 a 11 vezes a pressão limite dos ensaios pressiométricos

(medido em MPa). A quantidade ainda limitada de ensaios não permite uma generalização desta relação.

No Brasil a existência de dezenas de barramentos de solo compactado com espessuras e idades de construção variadas indicam boas oportunidades para o desenvolvimento de futuros trabalhos de pesquisas e experimentos de campo utilizando o pressiômetro de Ménard para obtenção dos módulos elásticos em função de sua menor variabilidade em relação aos ensaios de laboratório e maior facilidade de execução.

Como sugestão para pesquisas futuras, recomenda-se a realização de ensaios pressiométricos em solo compactado saturado de barragens em operação.

Em solos compactados não saturados poderão ser realizados ensaios pressiométricos medindo-se a sucção ao lado do furo executado para realização dos ensaios ou no próprio intervalo de inserção da sonda pressiométrica.

REFERÊNCIAS

- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 7180**: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984, 3 p
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984, 3 p
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 7182**: Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986, 10 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 7185**: Solo - Determinação da massa específica aparente, "in situ", com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro, 1986, 7 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986, 9 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS **NBR 12.007**: Solo - ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990, 15 p.
- ABNT: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6484**: Solo - sondagens de simples reconhecimento com SPT - método de ensaio. R.de Janeiro, 2001, 17 p.
- AFNOR: *Association Française de Normalisation*. **NF P-94 110 - 1**: Sols : reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. Partie 1 : essai sans cycle. Paris, 2000, 42 p.
- AFNOR: *Association Française de Normalisation*. **XP P-94 110 - 2**: Sols : reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. Partie 2 : essai avec cycle. Paris, 1999, 8 p.
- AMAR, S. & JEZEQUEL F. **Essais en place et en laboratoire sur sols cohérents comparaisons des résultats**, Bulletin de Liaison de LCPC, Paris, 1972, n° 58, pp. 97-107.
- ANGELIM, R.R., CUNHA, R.P., SALES, M.M. **Resultados de ensaios pressiométricos em aterro compactado de barragem**. In XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 2010. Gramado.

ASTM - American Society for Testing and Materials. **Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils**. Designation D 4767. 2004.

ASTM - American Society for Testing and Materials. Designation **Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Rubber Balloon Method**. Designation D 2167. 2008.

BAGUELIN, F.; JÉZÉQUEL, J.F.; SHIELDS, D.H. **The pressuremeter and foundation engineering**. 1. ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publications, 1978. 617 p.

BOSCH, D.; MÁNTARAS F.M.; SCHNAID F. **Previsão de parâmetros geotécnicos em solos coesivo-friccionais através do ensaio pressiométrico**. Revista Solos e Rochas, São Paulo. v. 20 (1), pp. 25-36, 1997.

BRIAUD, J. L.; NOUBANI A.; KILGORE J. ; TUCKER, L. M. **Correlation between pressuremeter data and other parameters**. Research Report Civil Engineering. 1985. Texas A&M University.

CARTER J.P., BOOKER J.R. ; YEUNG S.K. **Cavity expansion in frictional cohesive soils**. Géotechnique, n°. 36, v 3, pp. 349-358.

CAVALCANTE, E.H.; BEZERRA R. L.; COUTINHO R. Q. **Estimativa da tensão horizontal no repouso (P_0) e S_u com o pressômetro de Ménard**. In Congresso Nacional de Geotecnia, 2000. Porto, Portugal.

CAVALCANTE, E. H. **Investigação teórico-experimental sobre o SPT**. 2002. 410 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

COMBARIEU, O. **Estimer l' angle de frottement d'un sol pulvérulent à partir de l'essai pressiométrique**. In: ISP5 – PRESSIO 2005, 2005, Paris, França. *Proceedings ... Symposium International – 50 ans de Pressiometres*, 2005. v.1, p. 197-203

CONCIANI, W.; MEDEIROS J. L. G.; BEZERRA R. L. **Comparação entre os resultados de ensaios pressiométricos e de placa helicoidal em areias marinhas.** In VII Congresso Nacional de Geotecnia, 2000. Porto, Portugal. P. 93-100.

CONCIANI, W.; FUTAI M.M.; PAIVA W.; BEZERRA R. L. **Ensaios pressiométricos em solos não saturados.** In VII Congresso Nacional de Geotecnia, 2000. Porto, Portugal.

CRANSAC, D.; . **Lateral stress evaluation of an unstable slope in salledes, France.** In: ISP5 – PRESSIO 2005, 2005, Paris, França. *Proceedings ...* Symposium International – 50 ans de Pressiometres, 2005. v.1, p. 217-226

CUNHA, R. P. Investigações de campo. **Apostila do Curso de Mestrado em Geotecnia.** Universidade de Brasília, 305 p. 1996.

CUNHA, R.P.; CAMPANELLA, R. **The influence of the steel sheath and dimensional fhafft differences on testing valuesof the pressuremeter test .** In: ISP5 – PRESSIO 2005, 2005, Paris, França. *Proceedings ...* Symposium International – 50 ans de Pressiometres, 2005. v.1, p. 227-235.

CUNHA R.P.; COSTA A.F.; PASTORE E. L. **Ensaios pressiométricos em ardósia alterada para o estudo do prolongamento do metrô em Brasília – DF.** Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 23 (1): 57-67, 2000.

CUNHA R. P.; SALES M.M.; PINTO C. S.; SAMPAIO JÚNIOR J.L.C. **Ensaios pioneiros de pressiômetro auto-perfurante em solos da cidade de Goiânia.** In V Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, 1994. São Paulo. v. 1, pp. 521- 532.

CUSTODIO, G.S. **Investigação e análise de parâmetros geotécnicos obtidos com ensaios de laboratório e ensaios in situ: DMT, PMT, SPT, PDM.** 2003. 234 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Viçosa, MG, 2003.

DA SILVA, E. M. J. **O ensaio pressiométrico: metodologia de ensaio e calibração do equipamento.** Sapientia Repositório Institucional Universidade de Algarve, 2001. (sapientia.ualg.pt.EST1.artigos).

DAS, B. M. **Fundamentos de engenharia geotécnica.** 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 2007. 561 pp. ISBN 85-221-0548-0.

DÉCOURT, L. **Ultima bearing capacity of large bored piles in a hard Sao Paulo clay.** De Mello volume, Edgard Blucher Ltda., São Paulo, SP. Pp. 89-120,1989.

KOMESU, I. **Controle de compactação uma nova abordagem do método de Hilf.** 2001. 127 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Departamento de Engenharia de estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2001.

KRATZ DE OLIVEIRA L. A.; SCHNAID F.; GEHLING W. Y. Y. **Uso do ensaio pressiométrico na previsão do potencial de colapso de solos.** Revista Solos e Rochas, São Paulo, v. 22 (3), pp. 143-165, 1999.

LAMBE, T. W. **The engineering behavior of compacted clay.** J. Soil Mech. Found. Eng., ASCE (May). [Also in Trans. ASCE, vol. 125, (Part 1), p. 718 (1960)], 1958.

MAGALHÃES, P.H.L., CUNHA, R.P., SALES, M.M. **Comparação de recalque de estacas hélice-contínua monitorada via estudo de banco de dados de provas de carga.** In XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRANSEG, 2006. Curitiba, v. 2, pp. 867-872

OLIVEIRA, P. A. S. **Análise e interpretação dos ensaios pressiométricos realizados em solo residual de gnaiss e em depósitos sedimentares granulares da cidade do Rio de Janeiro.** 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro - RJ, 1990.

ORTIGÃO, J.A.R.; ALVES L. S. **Análise de ensaios pressiométricos na argila porosa de Brasília.** In X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1994. Foz do Iguaçu. v. 2, pp. 335-342.

PINTO, C. S.; ABRAMENTO M. **O pressiômetro de auto-furação de Cambridge (Camkometer) – metodologia de ensaio e exemplo de aplicação a solo residual de gnaiss.** In : Seminário Estudos Avançados de Campo, 1995. São Paulo – Instituto de Engenharia. v. 1. p. 1-82.

POULOS, H.G. **Pile behaviour - theory and application.** Geotechnique, 39 (3), 1989. pp. 365-415.

POWELL, J. J. M. **A comparasion of four different pressuremeters aons their metthods of interpretation in s stiff heavily overconsolidated clay.** Proc. 3rd Int. Symp. Pressuremeters. 1990, Oxford. pp. 287-298.

PROCTOR, R.R. **Design and cosntruction of rolled earth dams.** Engineering News Record, V. 3. 1933.

RODRIGUEZ A.R.; CASTILLO C. **La ingenieria de suelos en las vias terrestres: carretereeas, frrocarriles y aeropistas.** 1. ed. México: Editorial Limusa, 1976. v.1. 459 p.

SAYÃO A. S. F. J.; SIEIRA A. C. C. F.; SARÉ A. R.; FONTES A. E. B. **Ensaios pressiométricos e dilatométricos em solo residual compactado.** In Simpósio Brasileiro de Investigação de Campo, 2004.São Paulo. v.1 pp.397-408.

SCHNAID, F.; ROCHA FILHO, P. **Experiência de aplicação do ensaio pressiométrico em solos estruturados parcialmente estruturados.** In X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, 1994. Foz do Iguaçu. v. 2, pp. 475-4822.

SCHNAID, F.; CONSOLI N.C.; MÁNTARAS F.M. Uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados. **Revista Solos e Rochas**, São Paulo, v. 18 (3), pp. 129-137, 1995.

SCHNAID, F. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 189.

SOARES, J.M.D. **Estudo do comportamento geotécnico do depósito de argila mole da grande Porto Alegre.** 1997. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul – Porto Alegre - RS, 1997.

SOARES, J.M. **Emprego do SPT-T e pressiômetro Ménard em um depósito arenoso da região litorânea de João Pessoa.** 98 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande - PB, 1999.

TOLEDO FILHO, R.D. **Determinação das características de compressibilidade de solo residual utilizando ensaios em estacas instrumentadas e pressiométricos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica - Rio de Janeiro, 1985.

APÊNDICE A - CURVAS GRANULOMÉTRICAS

As Figuras A1 e A2 mostram as curvas granulométricas do Aterro P1 com uso e sem uso de defloculante respectivamente. Faixa 1 refere-se à compactação com 6 passadas, Faixa 2 com 8 passadas e Faixa 3 com 10 passadas. A 4ª de camada de compactação é representada por 0,5 m e a 2ª camada por 1,0 m.

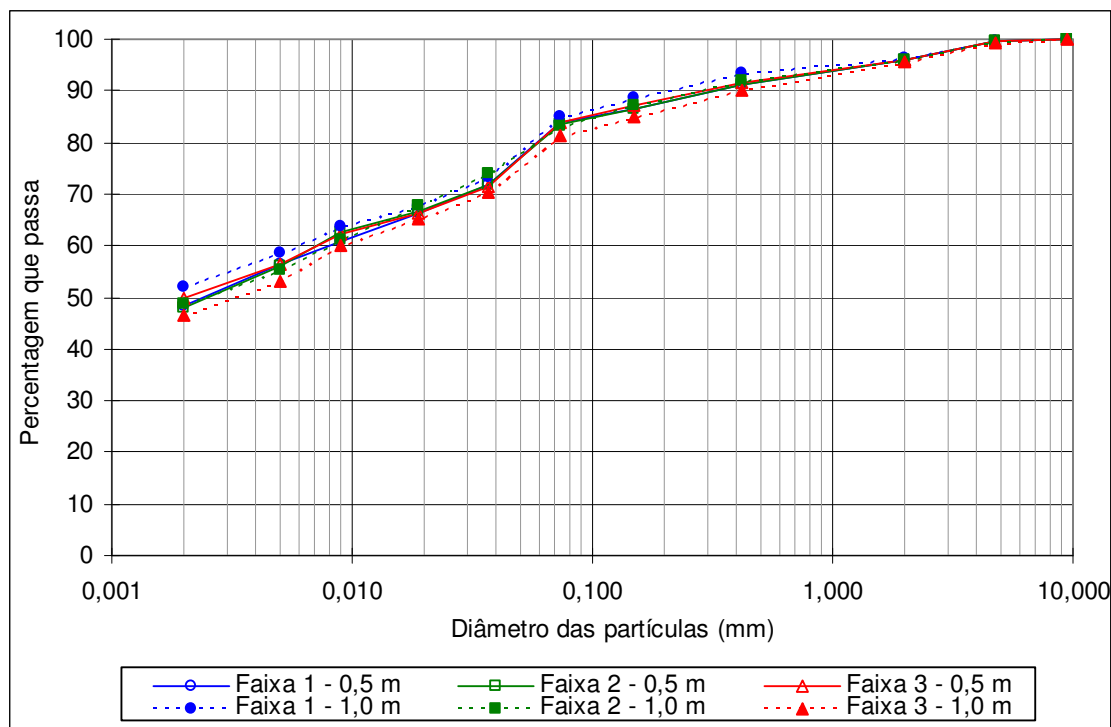


Figura A1 - Curva granulométrica com defloculante - Aterro P1

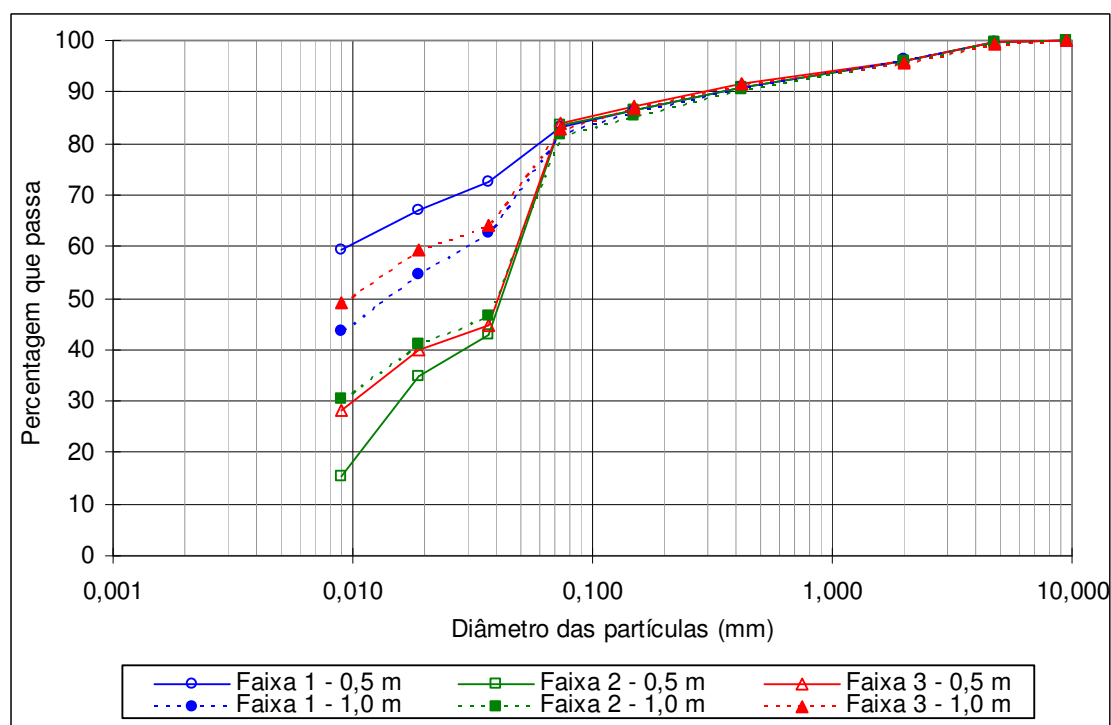


Figura A2 - Curva granulométrica sem defloculante - Aterro P1

As Figuras A3 e A4 mostram as curvas granulométricas do Aterro P2 com uso e sem uso de defloculante respectivamente. Faixa 1 refere-se à compactação com 6 passadas, Faixa 2 com 8 passadas e Faixa 3 com 10 passadas. A 4ª camada de compactação é representada por 0,5 m e a 2ª camada por 1,0 m.

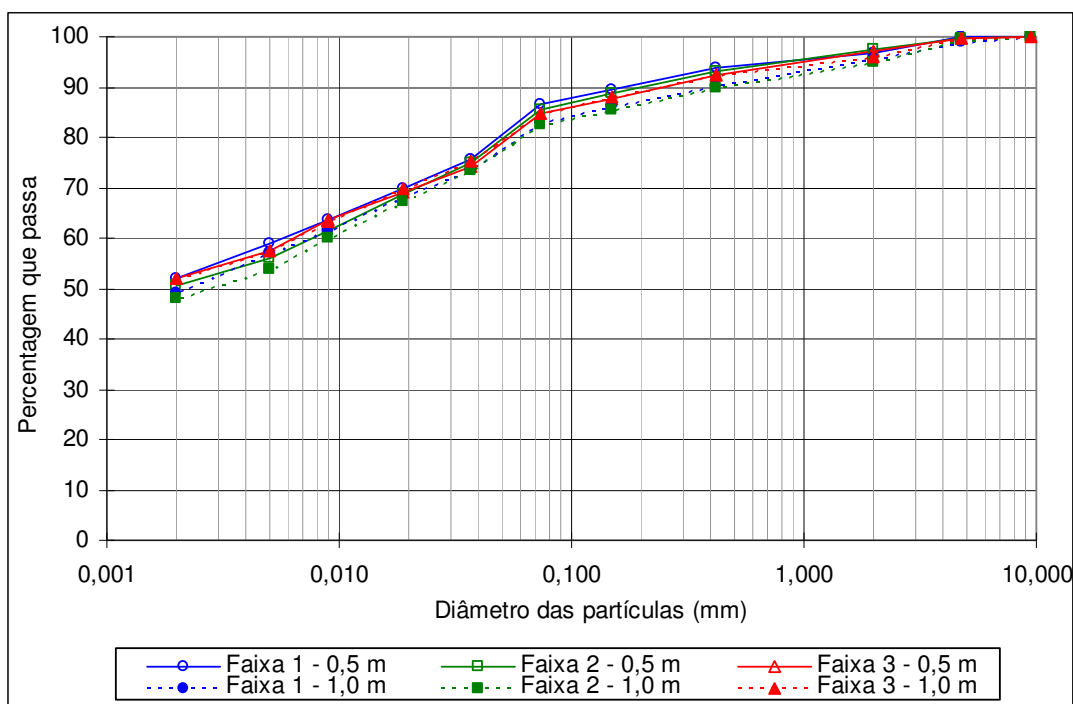


Figura A3 - Curva granulométrica com defloculante - Aterro P2

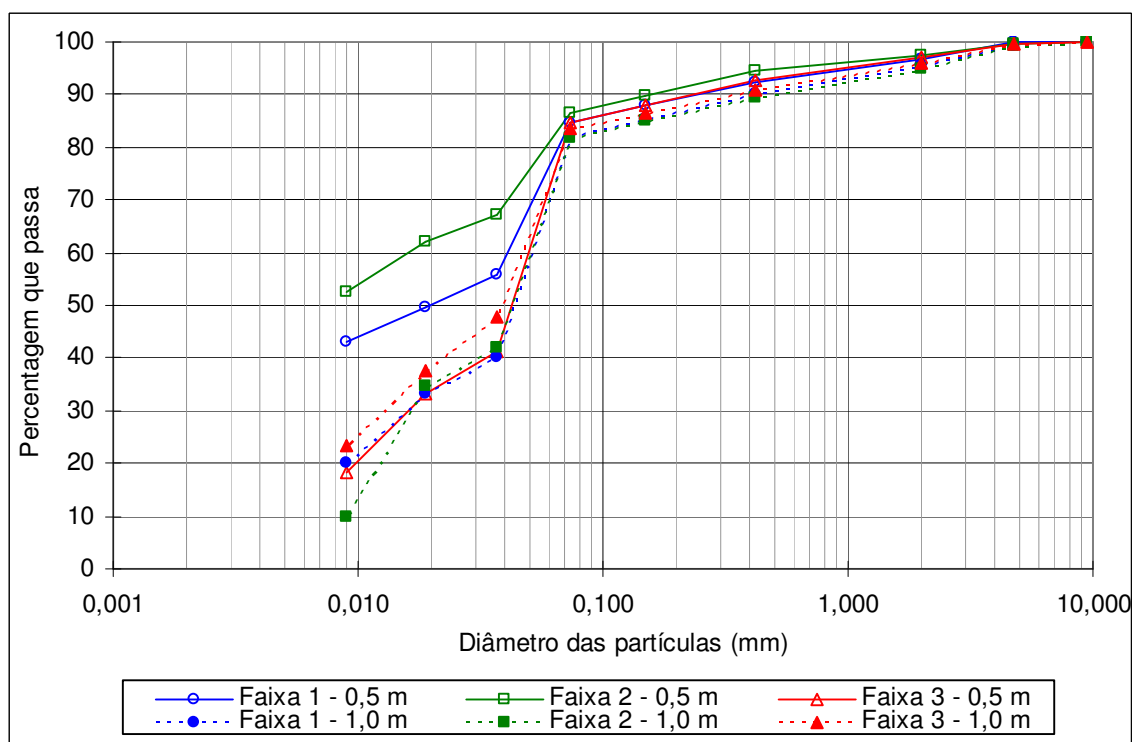


Figura A4 - Curva granulométrica sem defloculante - Aterro P2

APÊNDICE B - PLANHAS DO ENSAIOS DE COMPRESSÃO TRIAXIAL



FURNAS

CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.

SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE

SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO

FR.DCT.MS.095 - Ref. IT.DCT.MS.029

		Registro nº	02.0557.09	Data	05/11/2009	
Projeto	P&D - Ensaios In Situ		Furo	TR 02	Prof.(m)	C 4 - 0,20
Local	UHE Batalha - Pista 1		Amostra	01 e 02		Folha
Tipo Ensaio	CUNat	Velocidade do ensaio:		0,083 mm/min		
Tipo C. P.	Indeformado	Eng.	Renato Cabral			

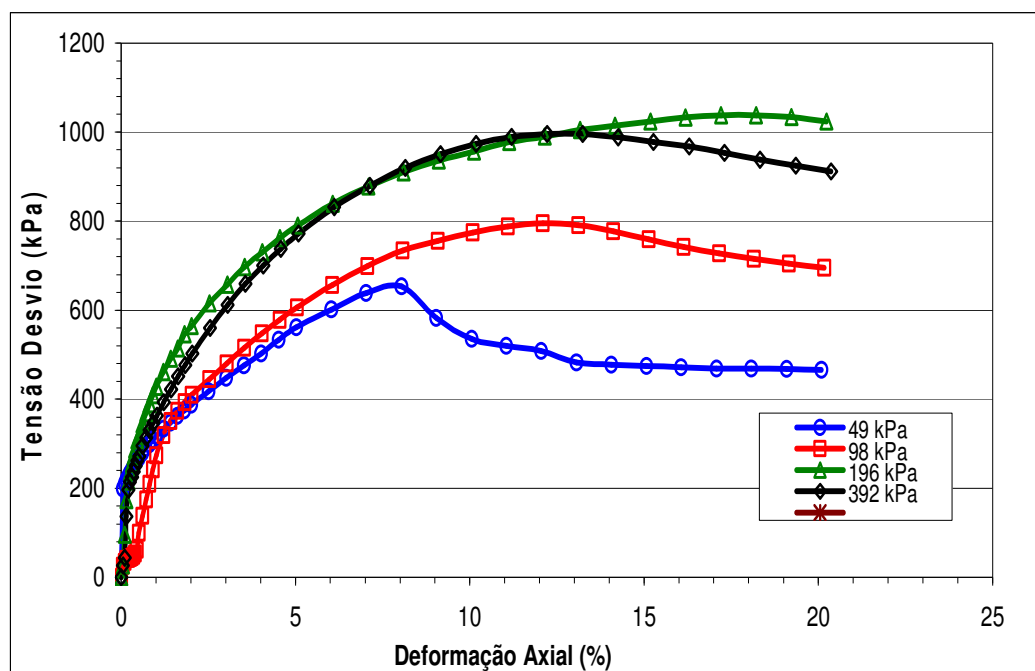
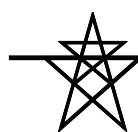
Tensão Desvio vs Deformação Axial:

Figura B-1 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 1 - Aterro P1



FURNAS

CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.

SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE

SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO
FR.DCT.MS.095 - Ref. IT.DCT.MS.029

Registro nº		02.0559.09	Data	
Projeto	P&D Ensaios In Situ	Furo	TR 2	Prof.(m) C 2 - 0,60
Local	UHE Batalha - Pista 1	Amostra	03 e 04	Folha
Tipo Ensaio	CUNat	Velocidade do ensaio: 0,083 mm/min		
Tipo C. P.	Indeformado	Eng.	Renato Cabral	

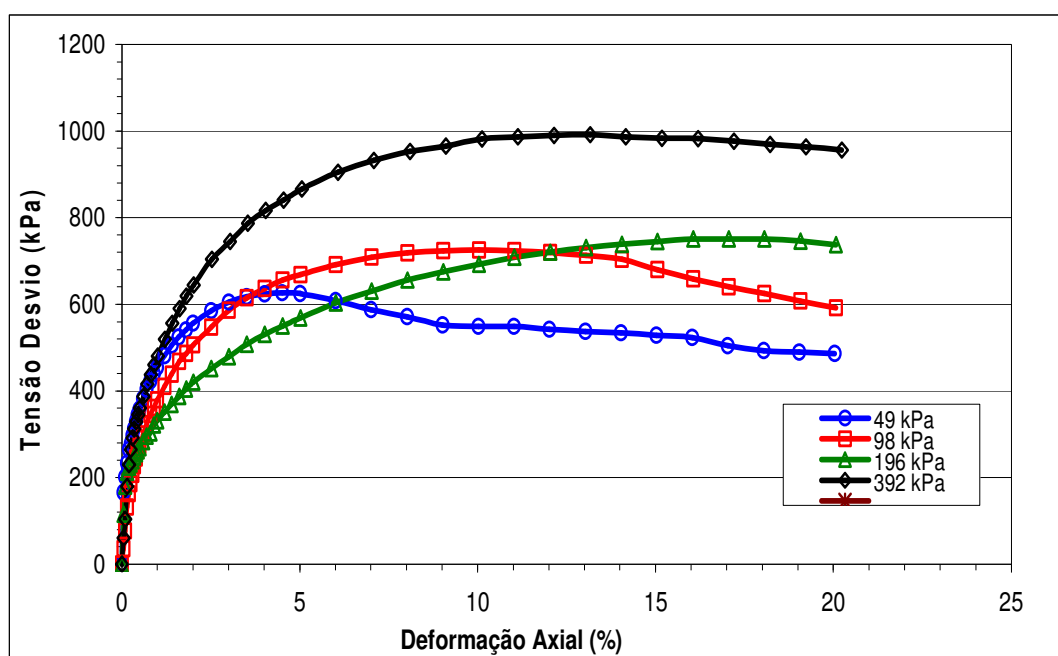
Tensão Desvio vs Deformação Axial:

Figura B-2 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 1 - Aterro P1

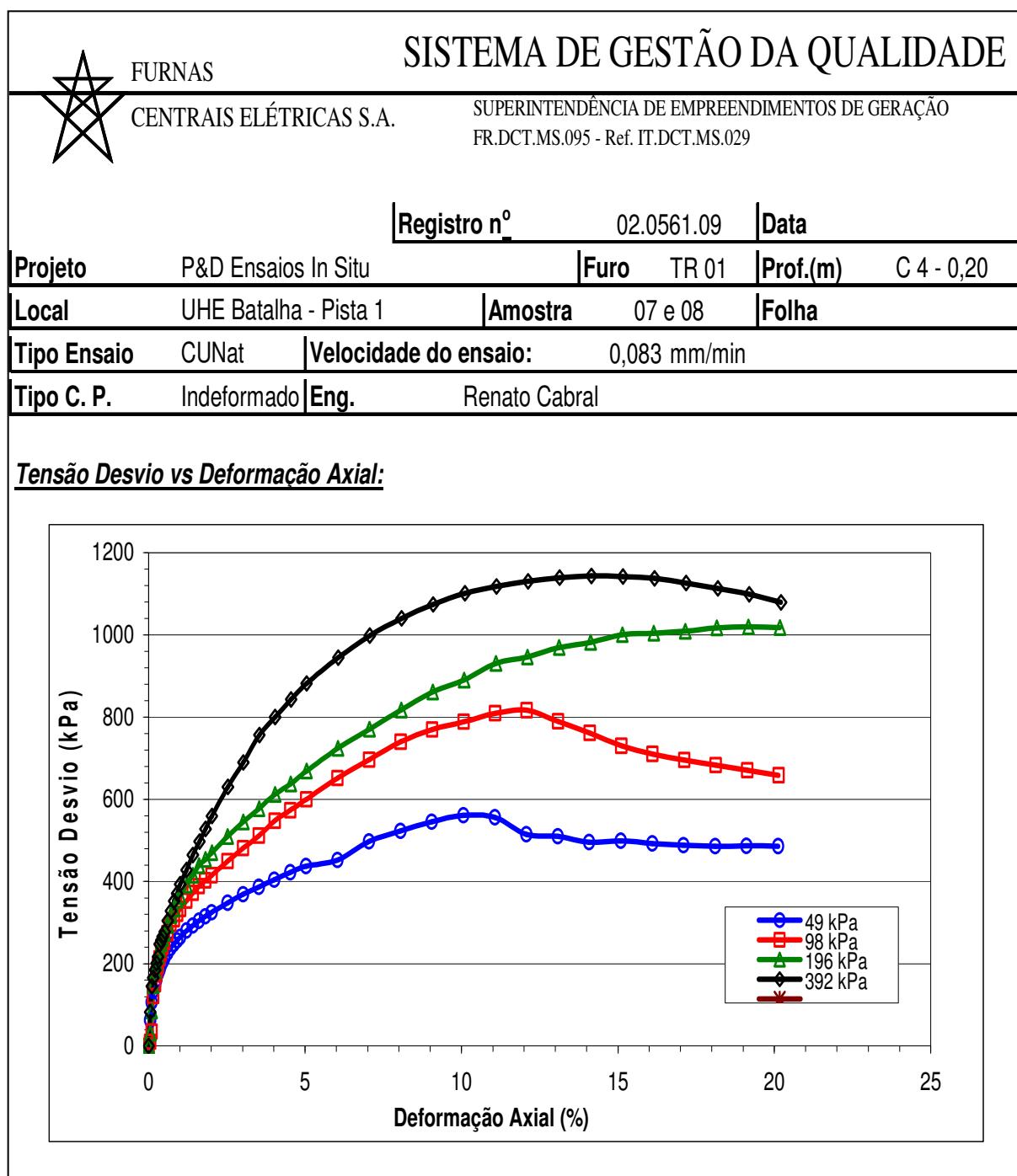


Figura B-3 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 2 - Aterro P1

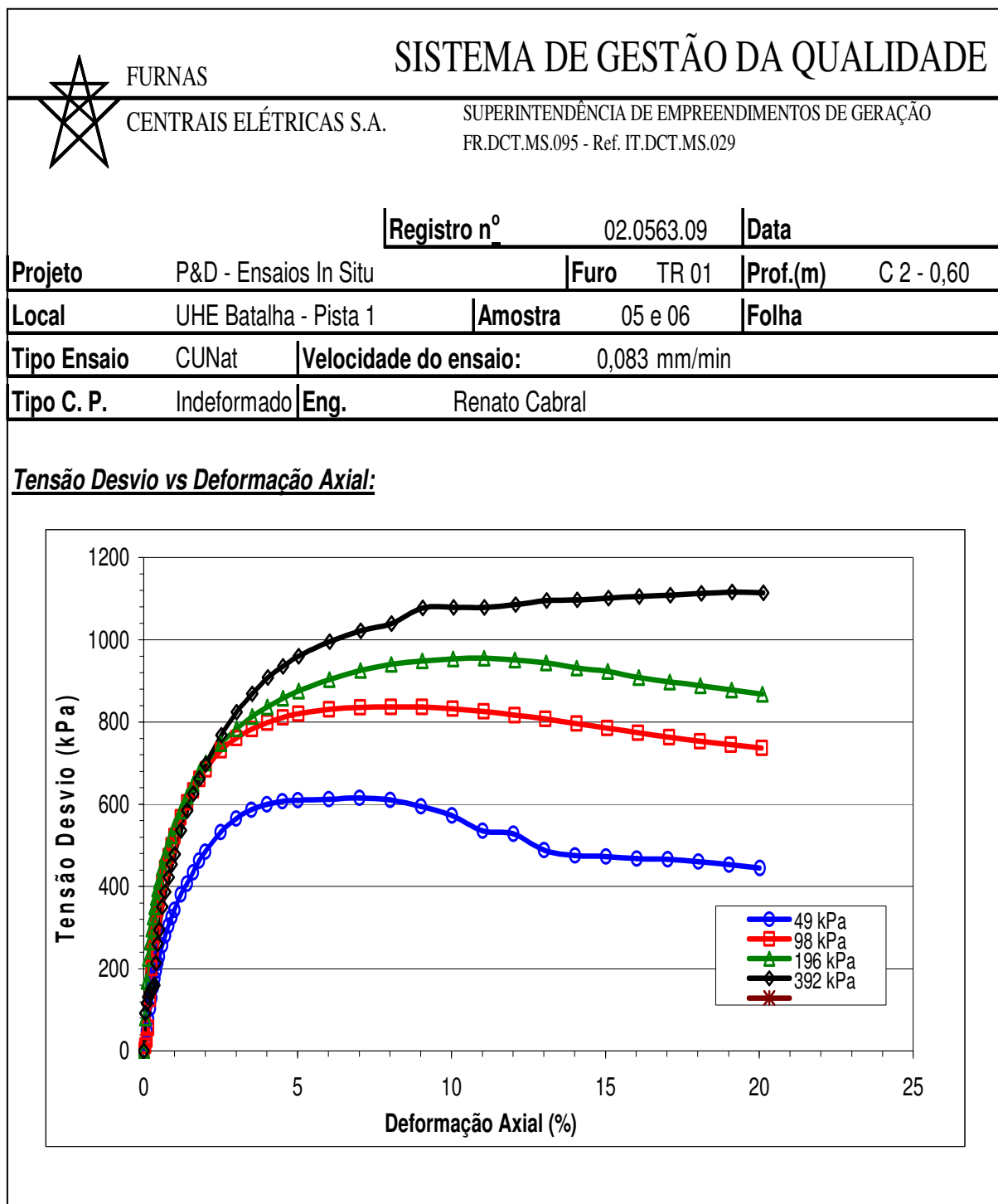
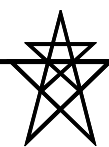


Figura B-4 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 2 - Aterro P1



FURNAS

CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.

SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE

SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO
FR.DCT.MS.095 - Ref. IT.DCT.MS.029

Registro nº		02.0565.09	Data	
Projeto	P&D - Ensaios In Situ	Furo	TR 03	Prof.(m) C 4 - 0,20
Local	UHE Batalha - Pista 1	Amostra	11 e 12	Folha
Tipo Ensaio	CUNat	Velocidade do ensaio: 0,083 mm/min		
Tipo C. P.	Indeformado	Eng. Renato Cabral		

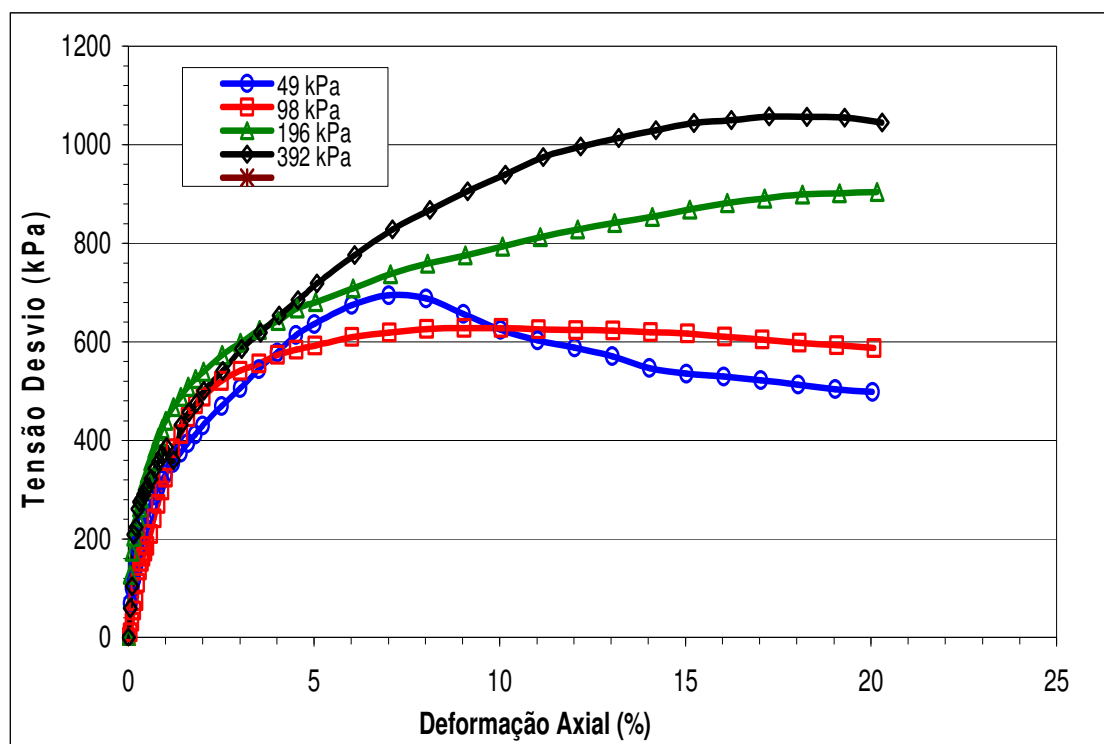
Tensão Desvio vs Deformação Axial:

Figura B-5 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 3 - Aterro P1

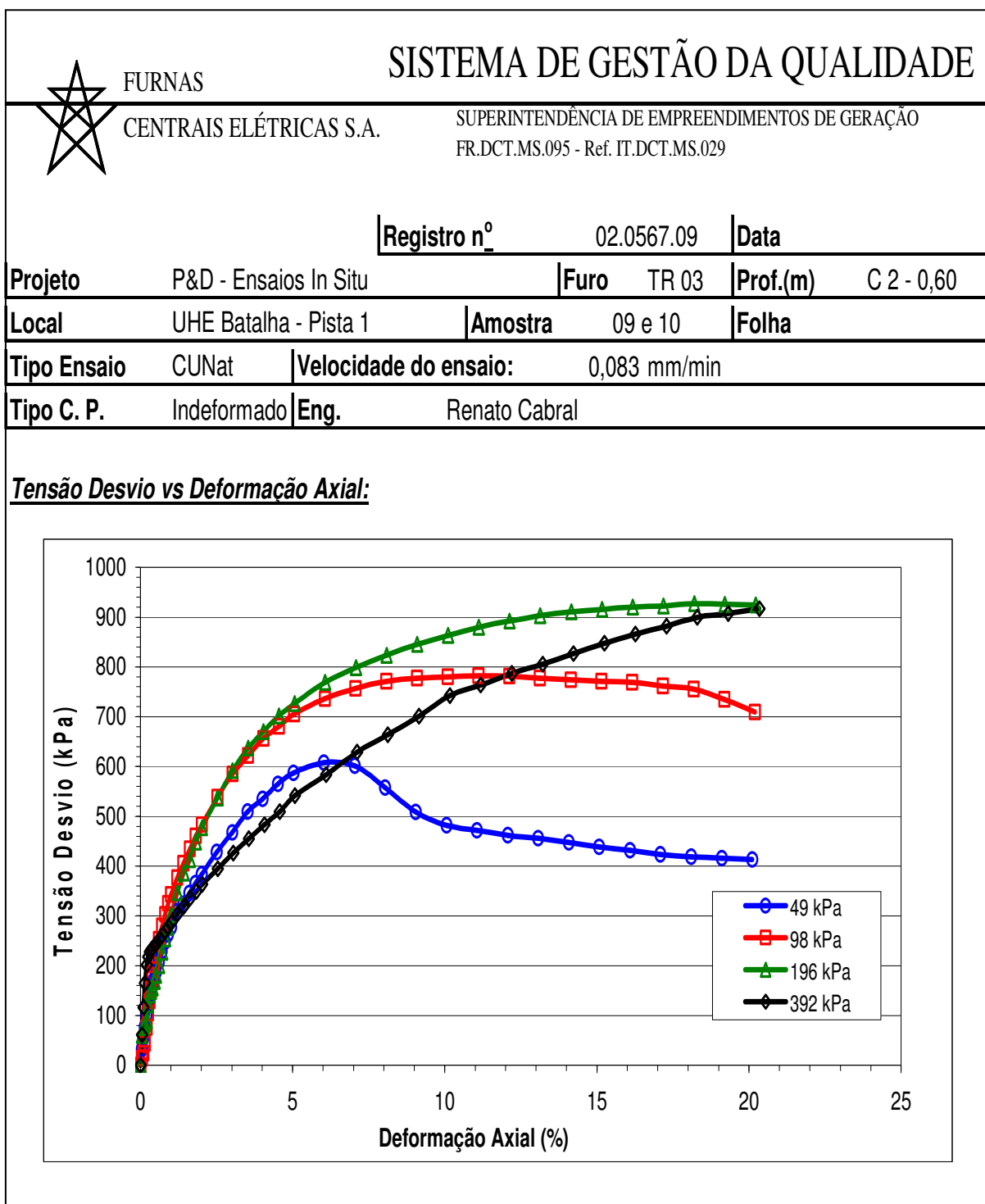


Figura B-6 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 3 - Aterro P1



FURNAS

CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.

SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE

SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO
FR.DCT.MS.095 - Ref. IT.DCT.MS.029

Registro nº		02.0569.09	Data	
Projeto	P&D - Ensaios In Situ	Furo	TR 04	Prof.(m) C 4 - 0,25
Local	UHE Batalha - Pista 2	Amostra	15 e 16	Folha
Tipo Ensaio	CUNat	Velocidade do ensaio: 0,083 mm/min		
Tipo C. P.	Indeformado	Eng. Renato Cabral		

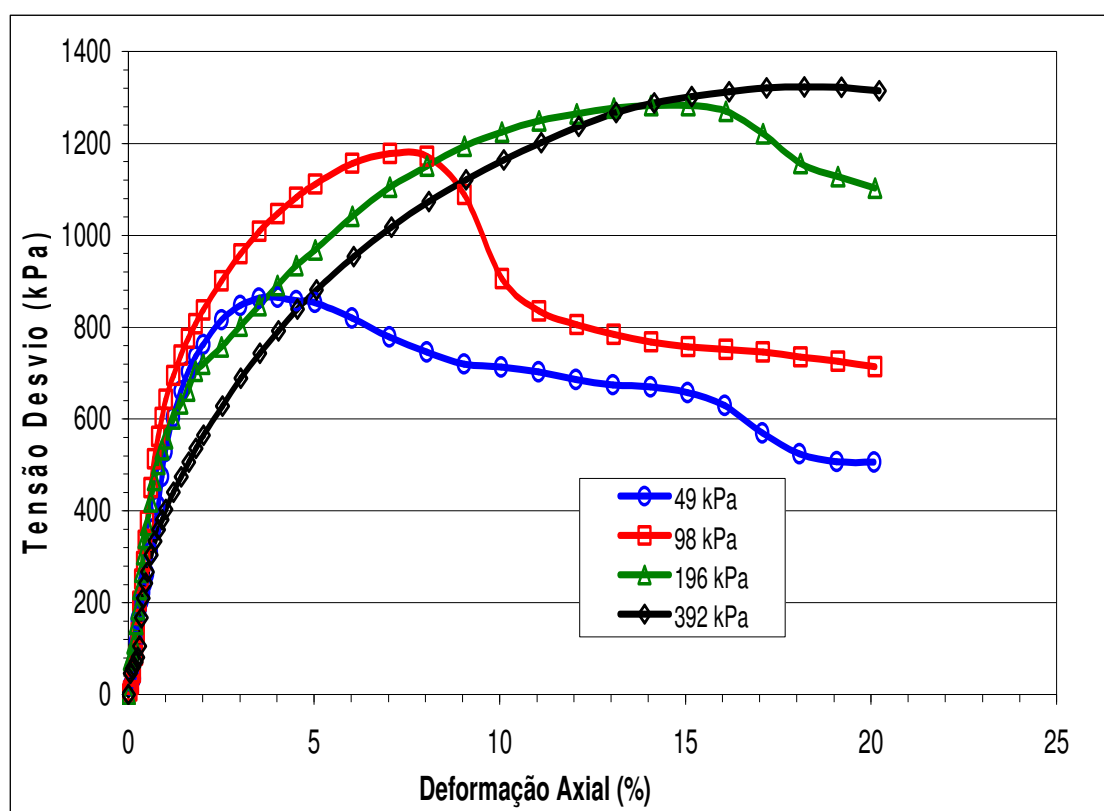
Tensão Desvio vs Deformação Axial:

Figura B-7 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 1 - Aterro P2

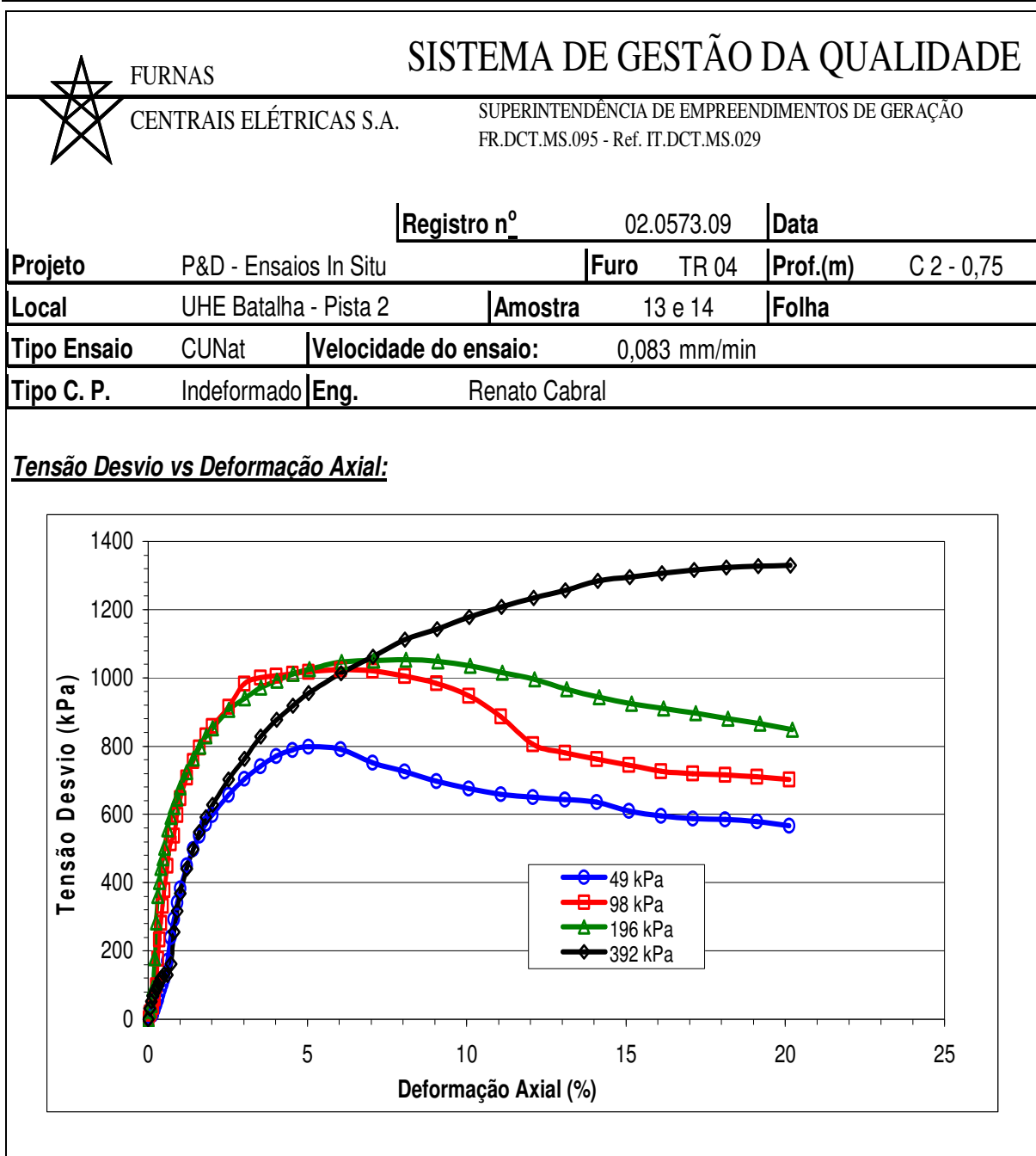


Figura B-8 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 1 - Aterro P2



FURNAS

CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.

SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE

SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO
FR.DCT.MS.095 - Ref. IT.DCT.MS.029

Registro nº		02.0575.09	Data	
Projeto	P&D - Ensaios In Situ	Furo	TR 05	Prof.(m) C 4 - 0,25
Local	UHE Batalha - Pista 2	Amostra	19 e 20	Folha
Tipo Ensaio	CUNat	Velocidade do ensaio:	0,083 mm/min	
Tipo C. P.	Indeformado	Eng.	Renato Cabral	

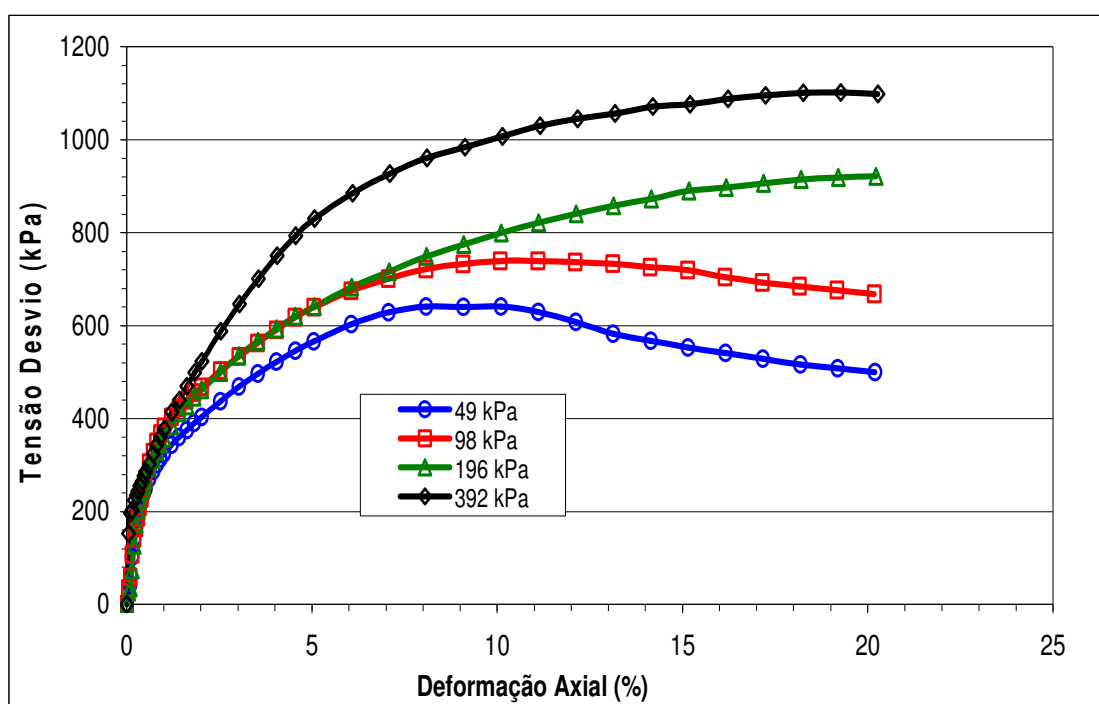
Tensão Desvio vs Deformação Axial:

Figura B-9 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 2 - Aterro P2



FURNAS

CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.

SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE

SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO
FR.DCT.MS.095 - Ref. IT.DCT.MS.029

Registro nº		02.0571.09	Data
Projeto	P&D - Ensaios In Situ	Furo	TR 05
Local	UHE Batalha - Pista 2	Amostra	17 e 18
Tipo Ensaio	CUNat	Velocidade do ensaio:	0,083 mm/min
Tipo C. P.	Indeformado	Eng.	Renato Cabral
Prof.(m)		C 2 - 0,75	
Folha			

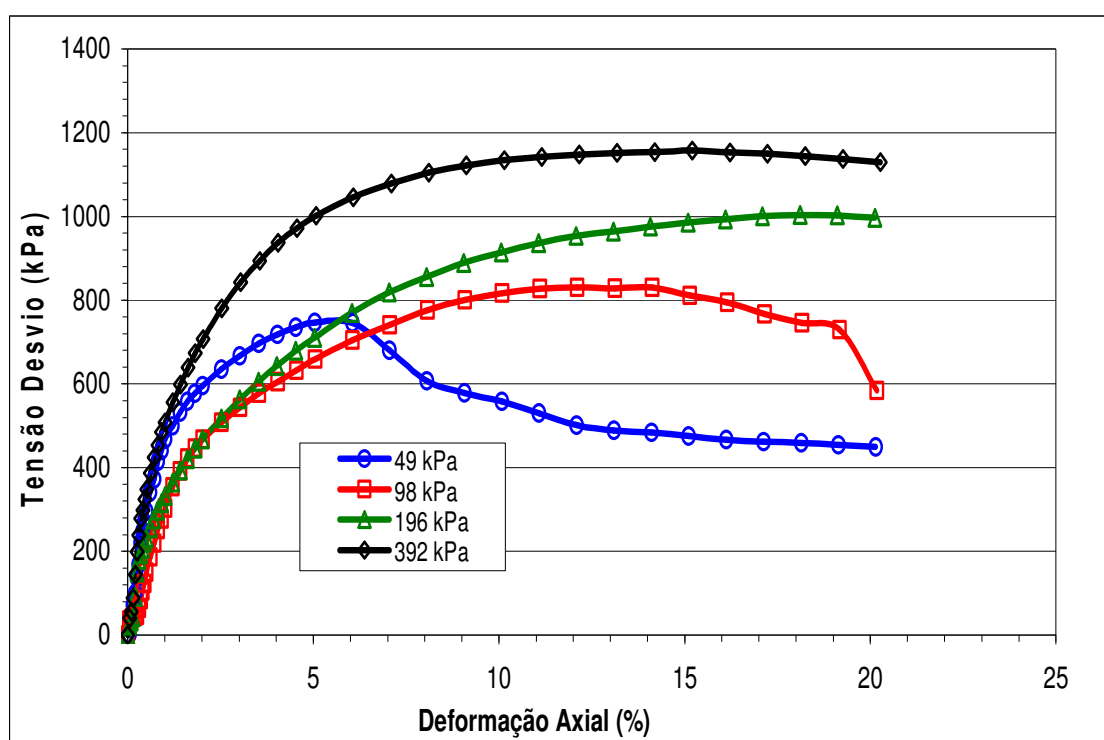
Tensão Desvio vs Deformação Axial:

Figura B-10 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 2 - Aterro P2



FURNAS

CENTRAIS ELÉTRICAS S.A.

SISTEMA DE GESTÃO DA QUALIDADE

SUPERINTENDÊNCIA DE EMPREENDIMENTOS DE GERAÇÃO
FR.DCT.MS.095 - Ref. IT.DCT.MS.029

Registro nº		02.0577.09	Data	
Projeto	P&D - Ensaios In Situ	Furo	TR 06	Prof.(m) C 4 - 0,25
Local	UHE Batalha - Pista 2	Amostra	23 e 24	Folha
Tipo Ensaio	CUNat	Velocidade do ensaio: 0,083 mm/min		
Tipo C. P.	Indeformado	Eng. Renato Cabral		

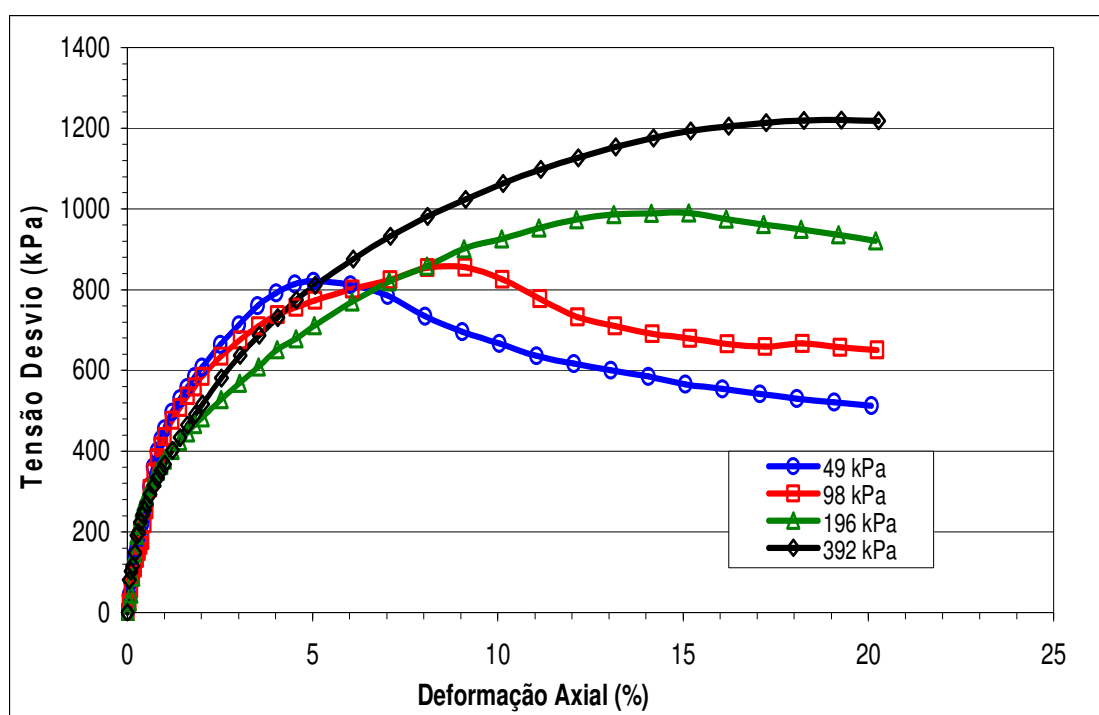
Tensão Desvio vs Deformação Axial:

Figura B-11 - Ensaio triaxial: Camada 4 - Faixa 3 - Aterro P2

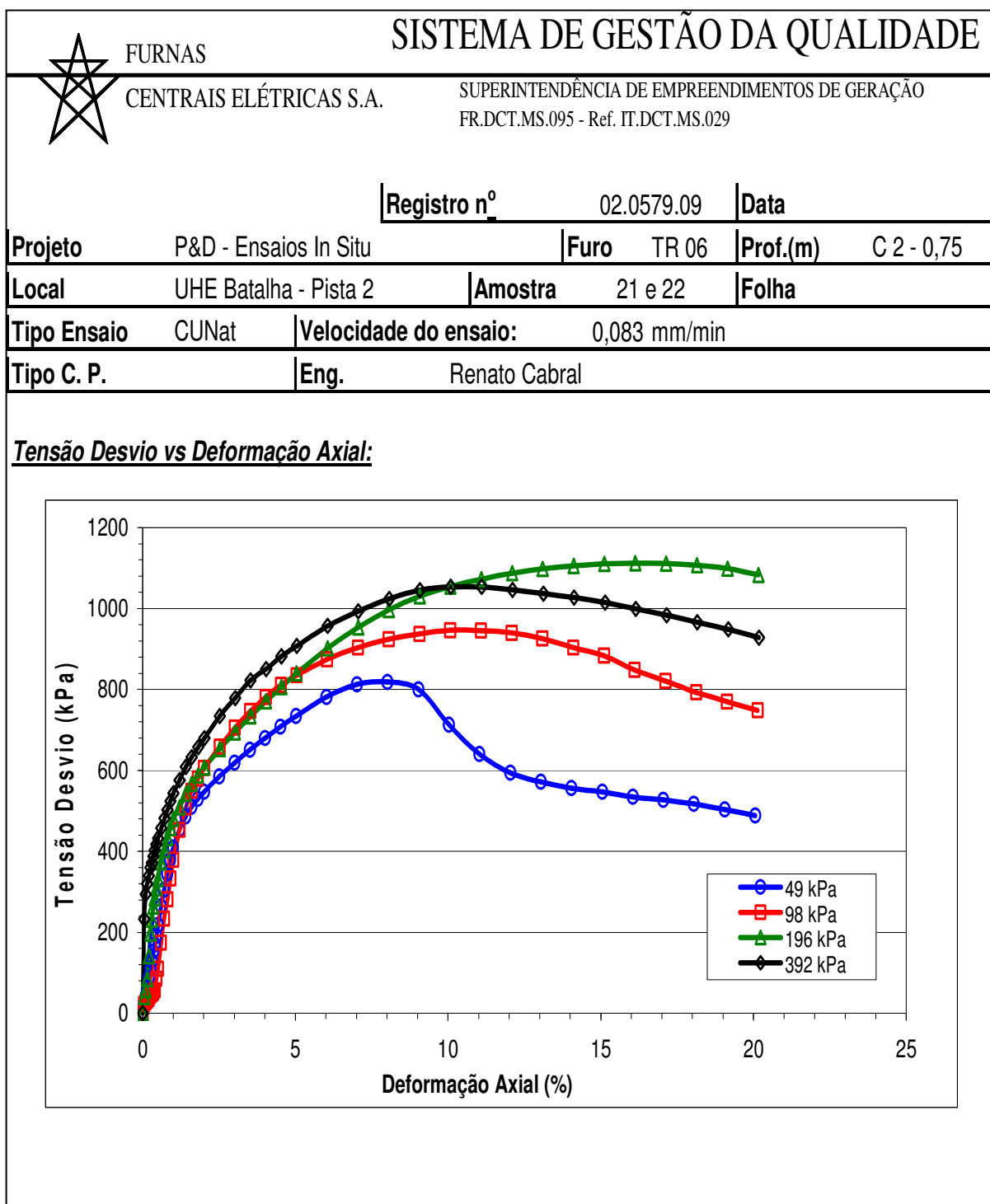
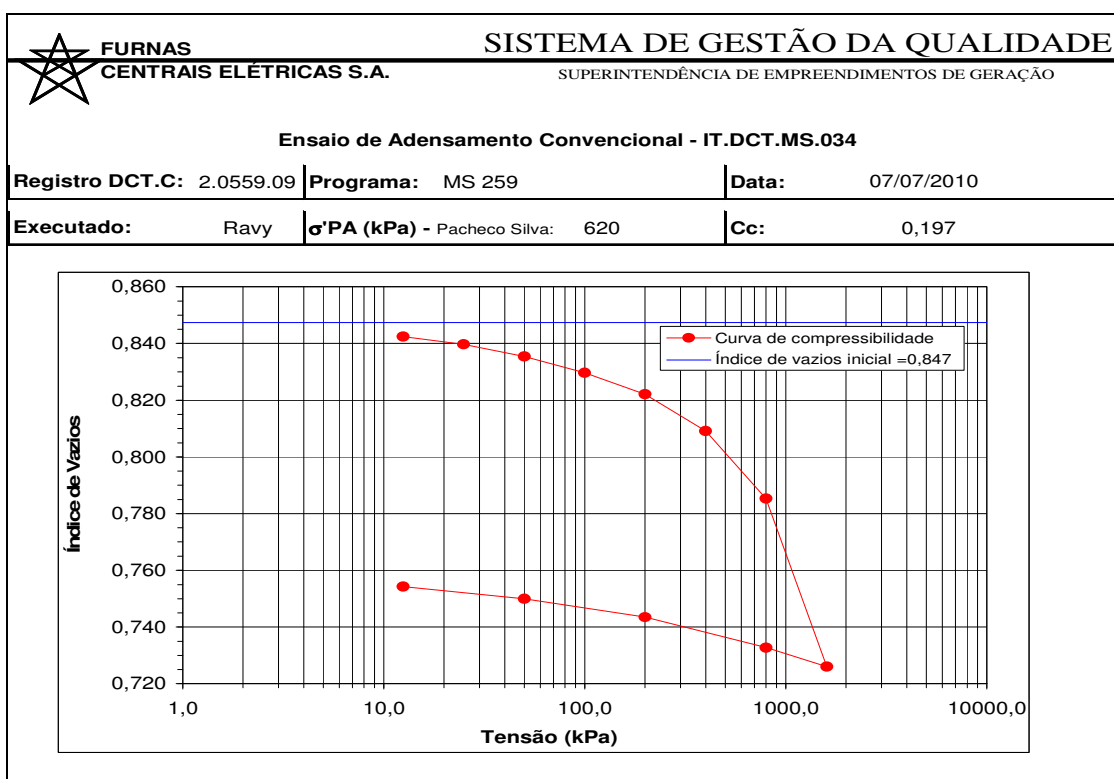
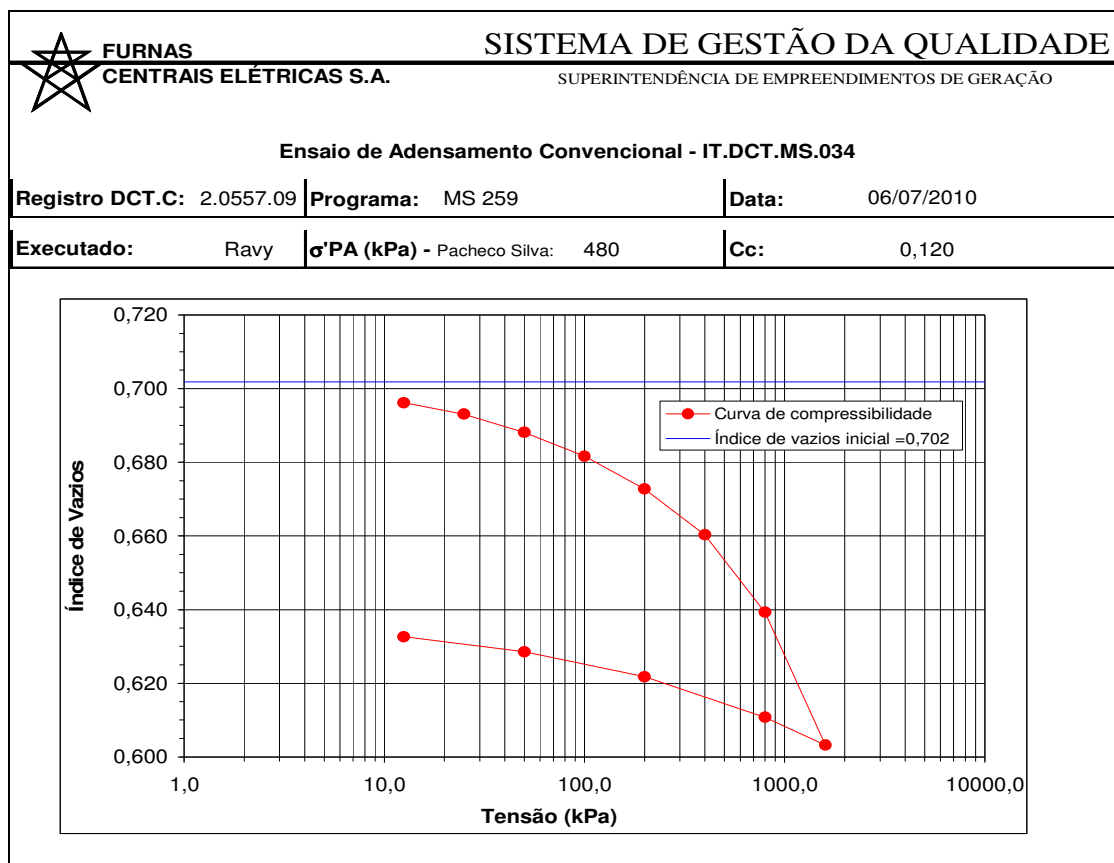


Figura B-12 - Ensaio triaxial: Camada 2 - Faixa 3 - Aterro P2

APENDICE C - PLANILHAS DOS ENSAIOS DE ADENSAMENTO



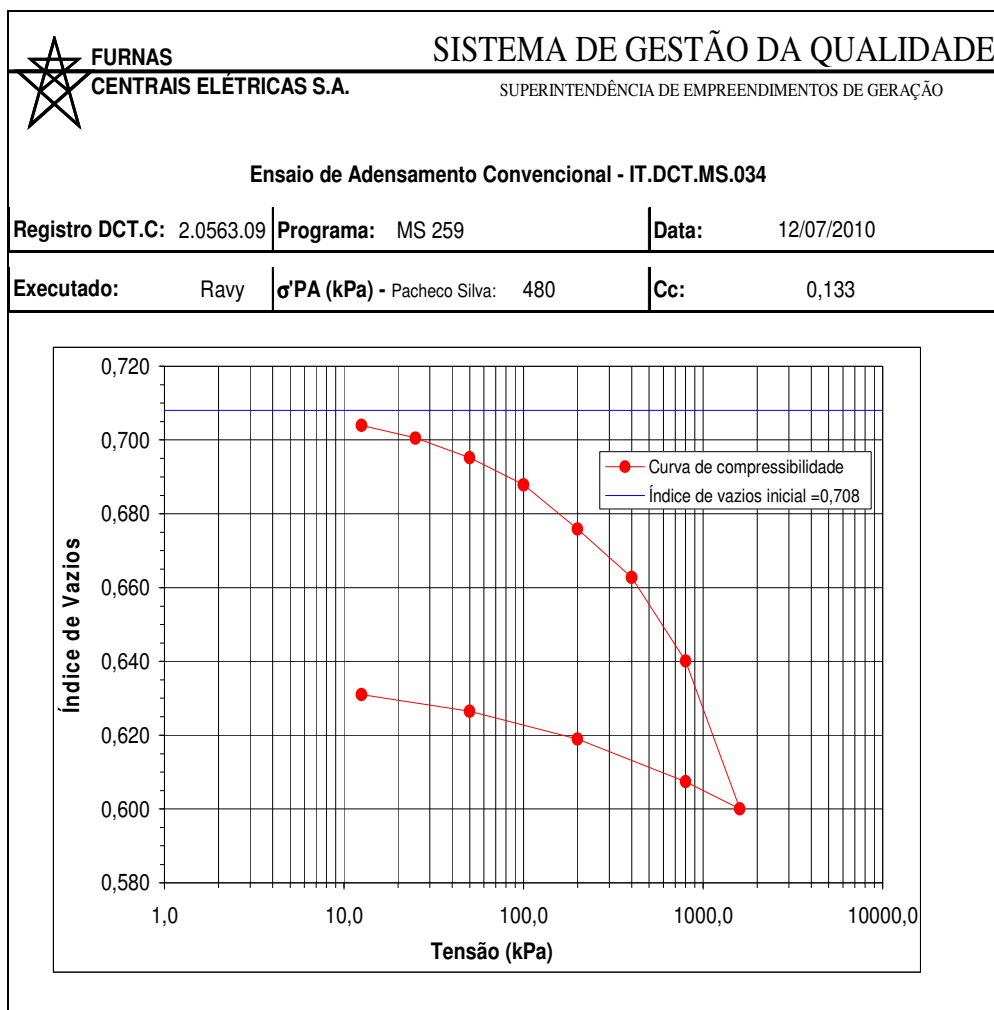


Figura C-3 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 5 e 6.

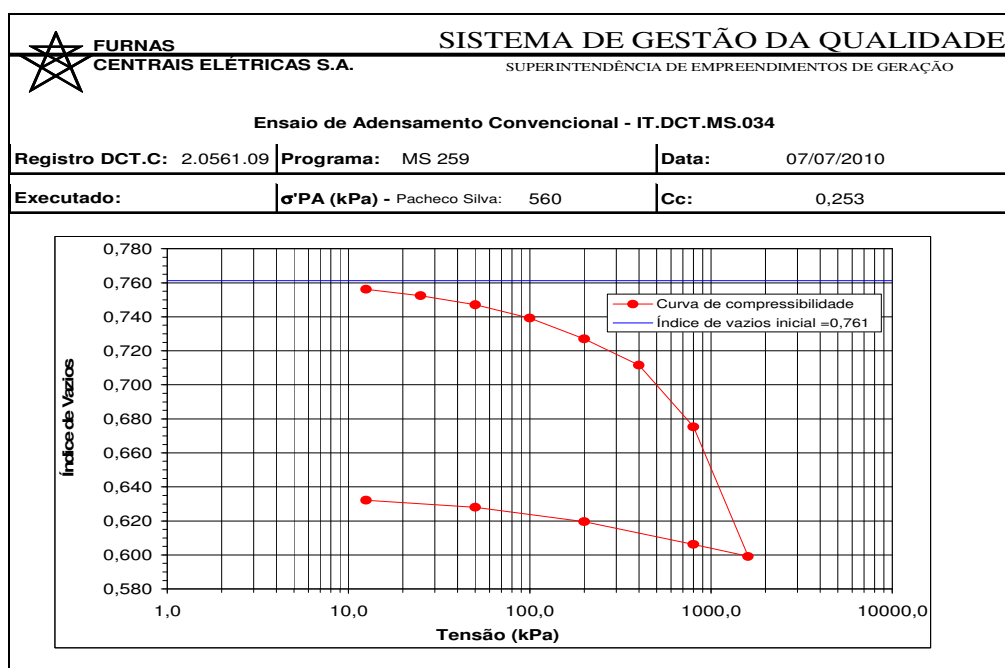


Figura C-4 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 7 e 8.

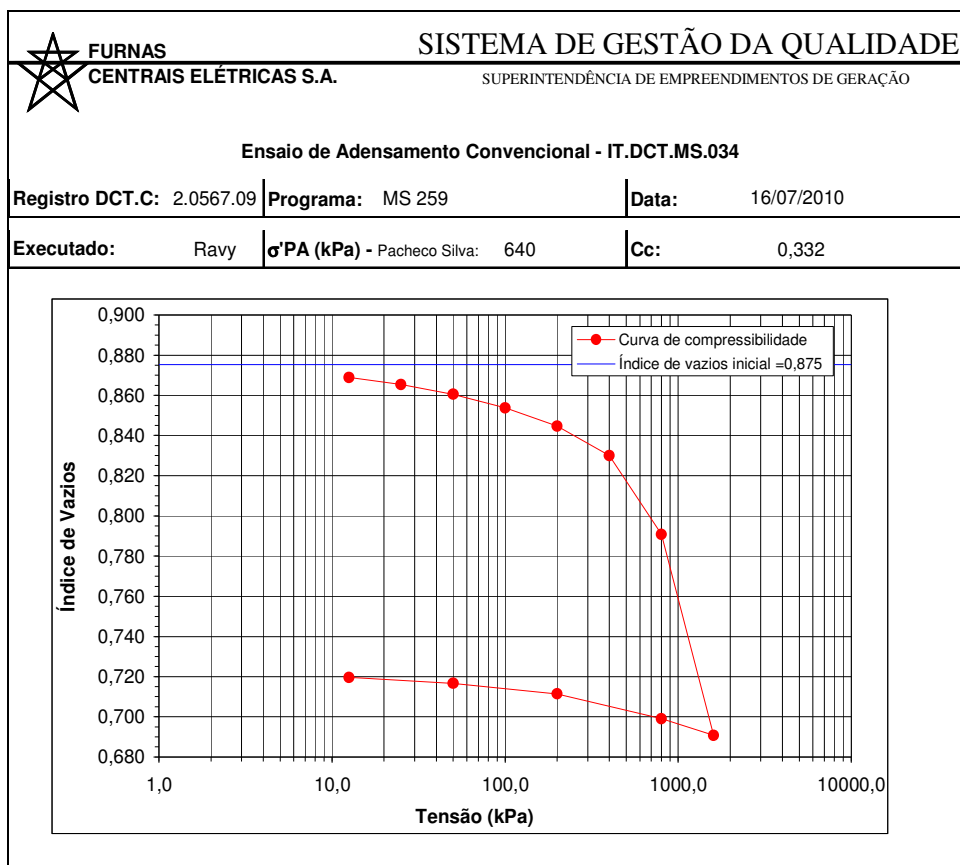


Figura C-5 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 9 e 10.

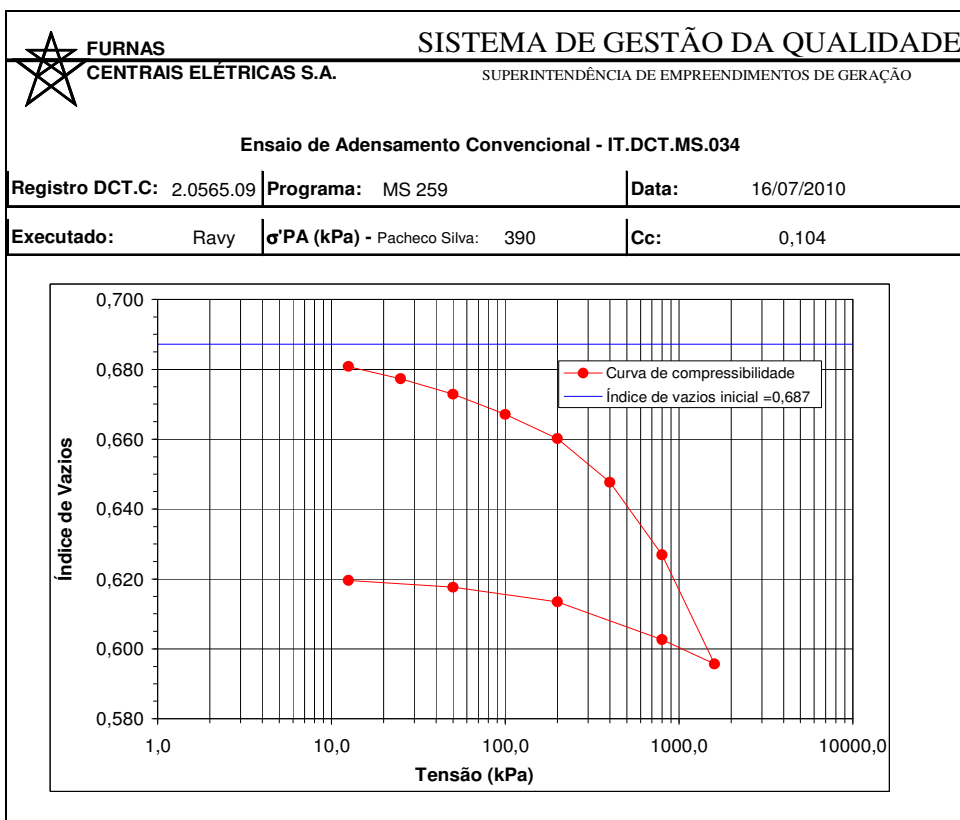


Figura C-6 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 11 e 12.

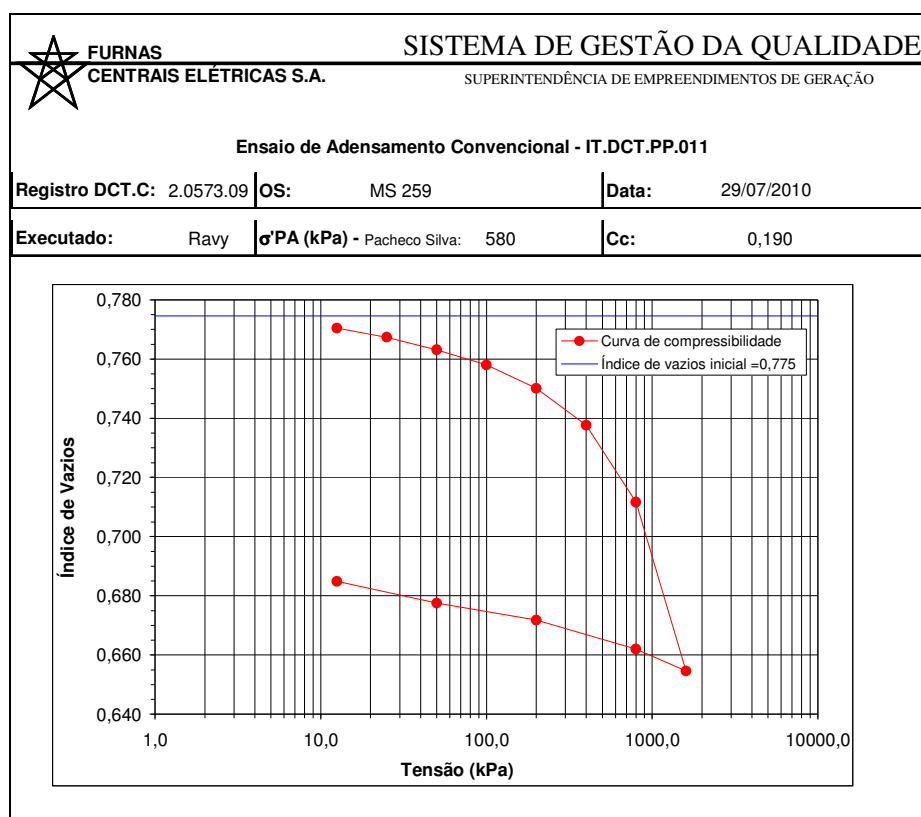


Figura C-7 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 13 e 14.

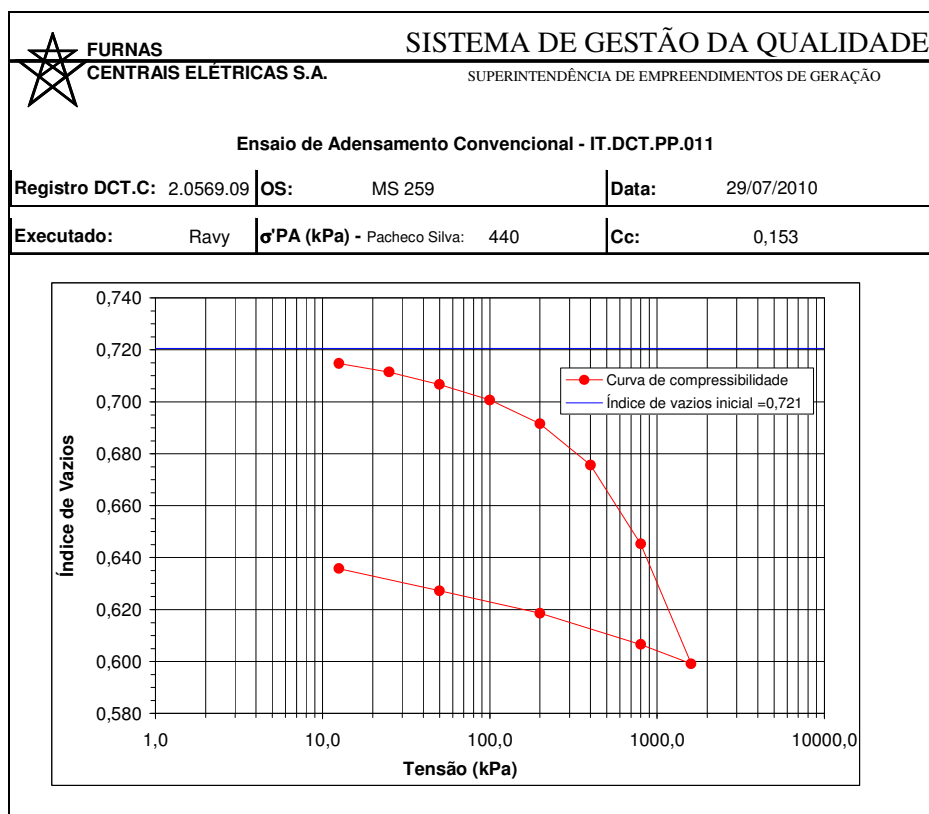


Figura C-8 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 15 e 16.

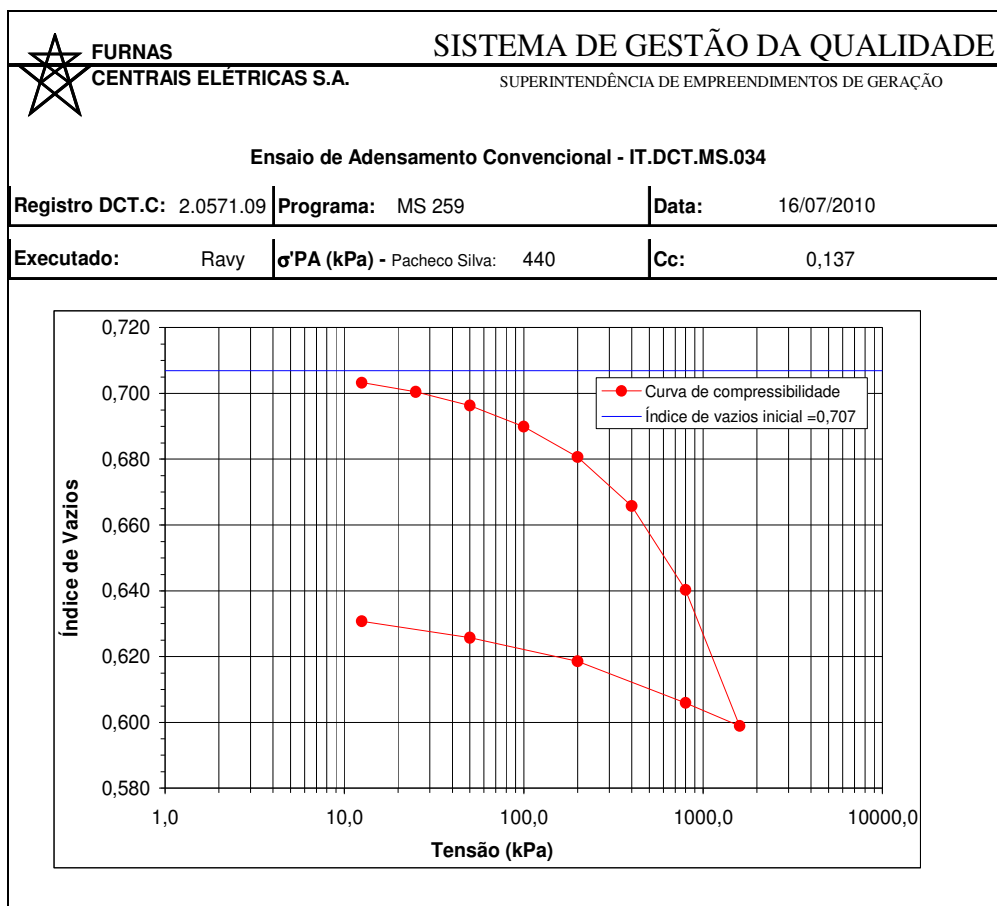


Figura C-9 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 17 e 18.

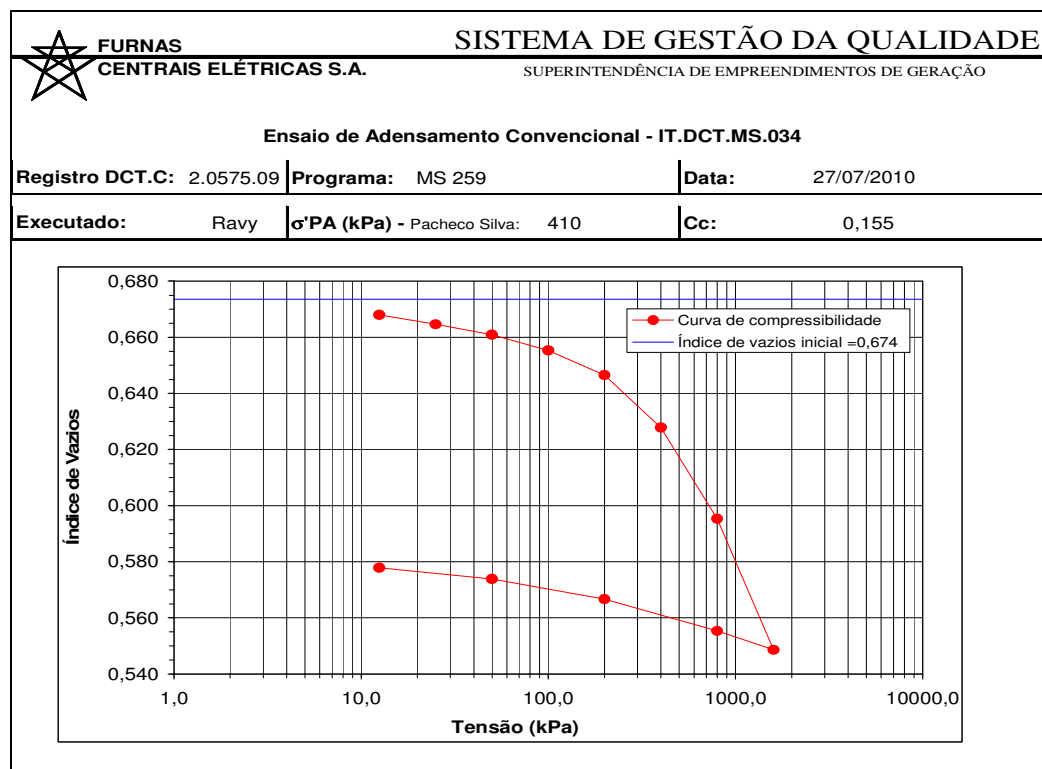


Figura C-10 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 19 e 20.

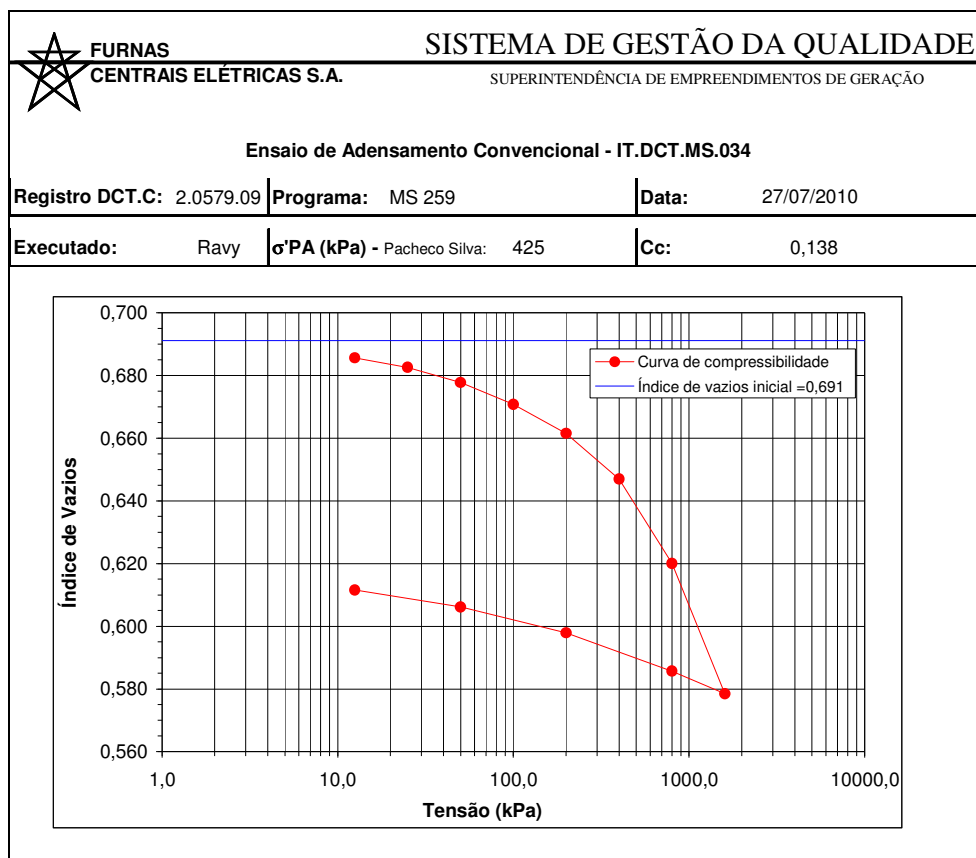


Figura C-11 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 5 e 6.

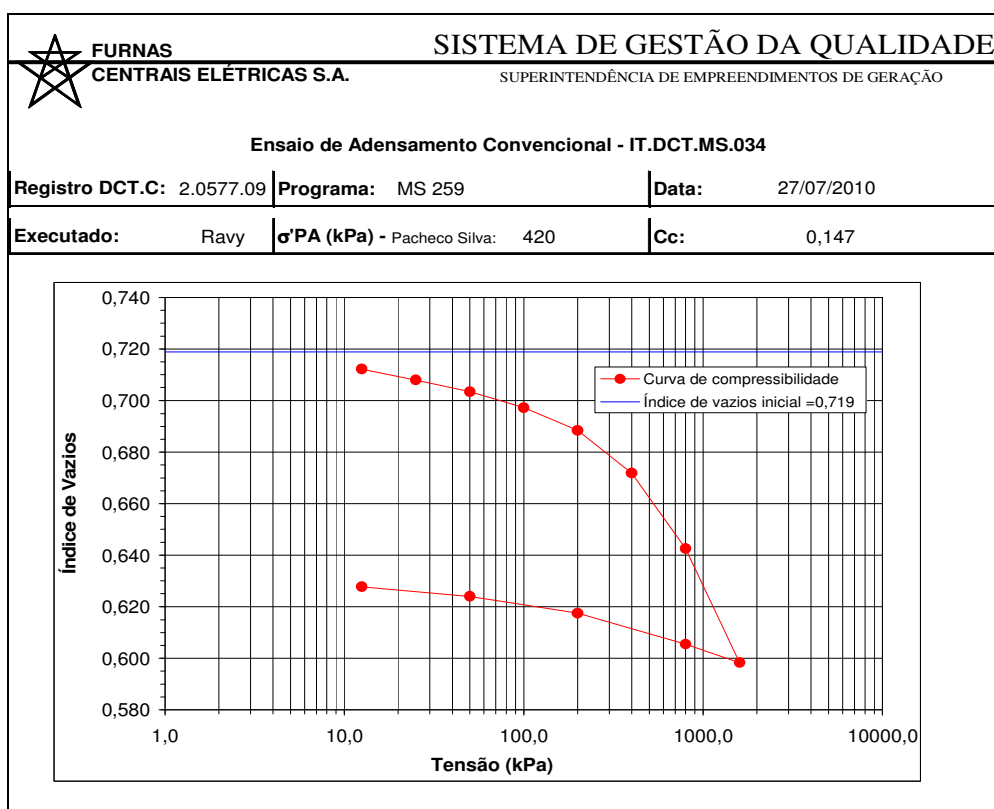
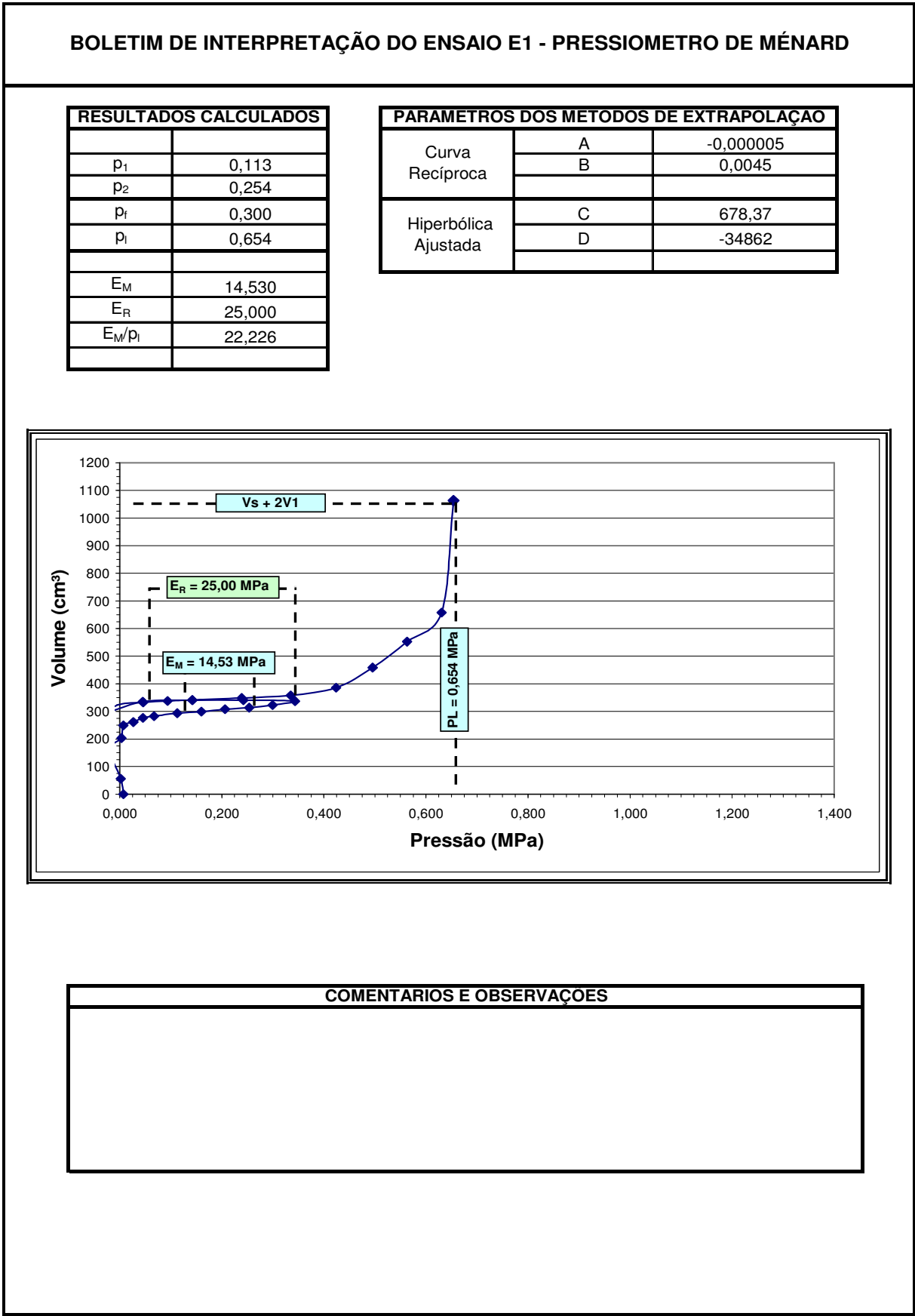
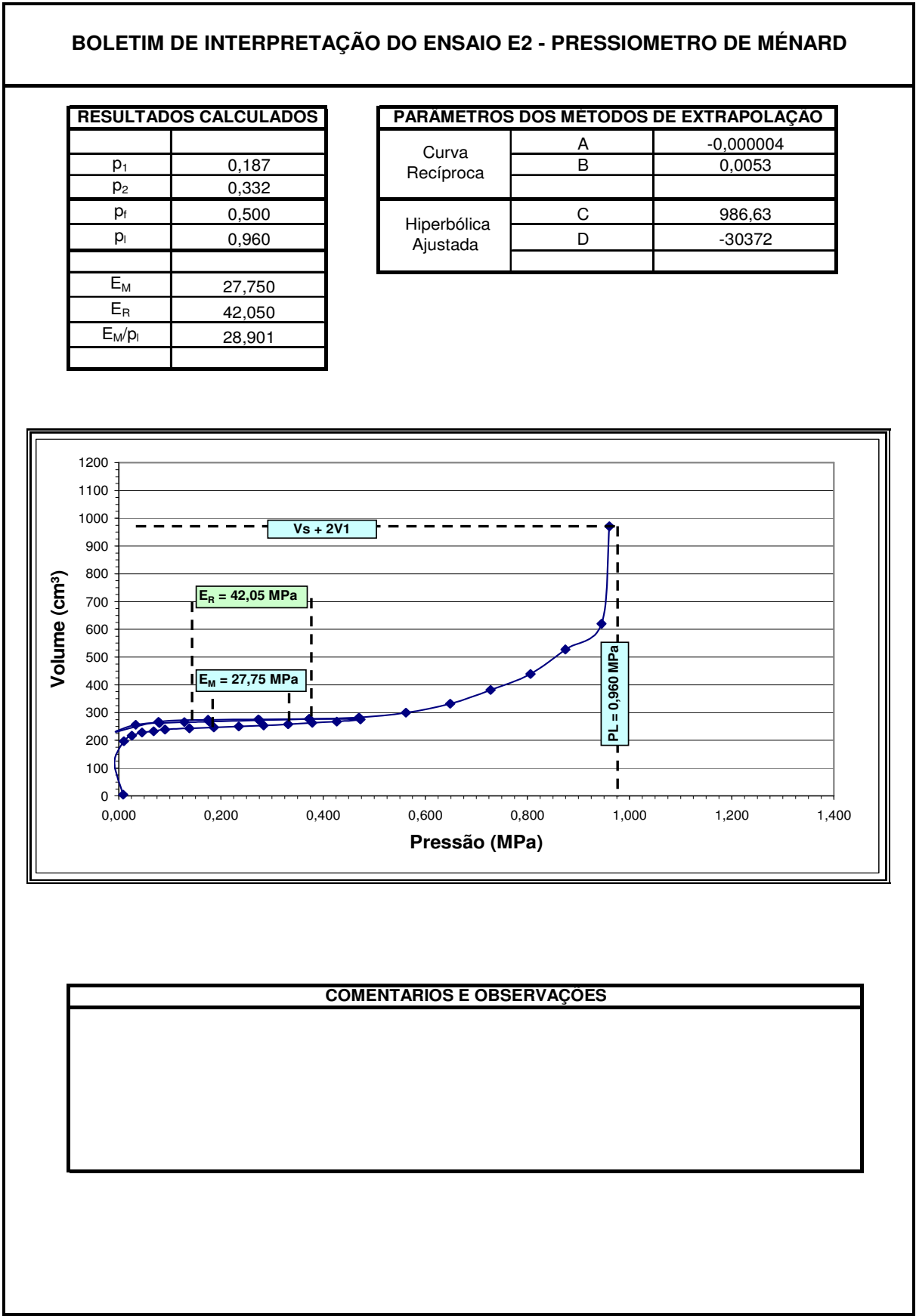
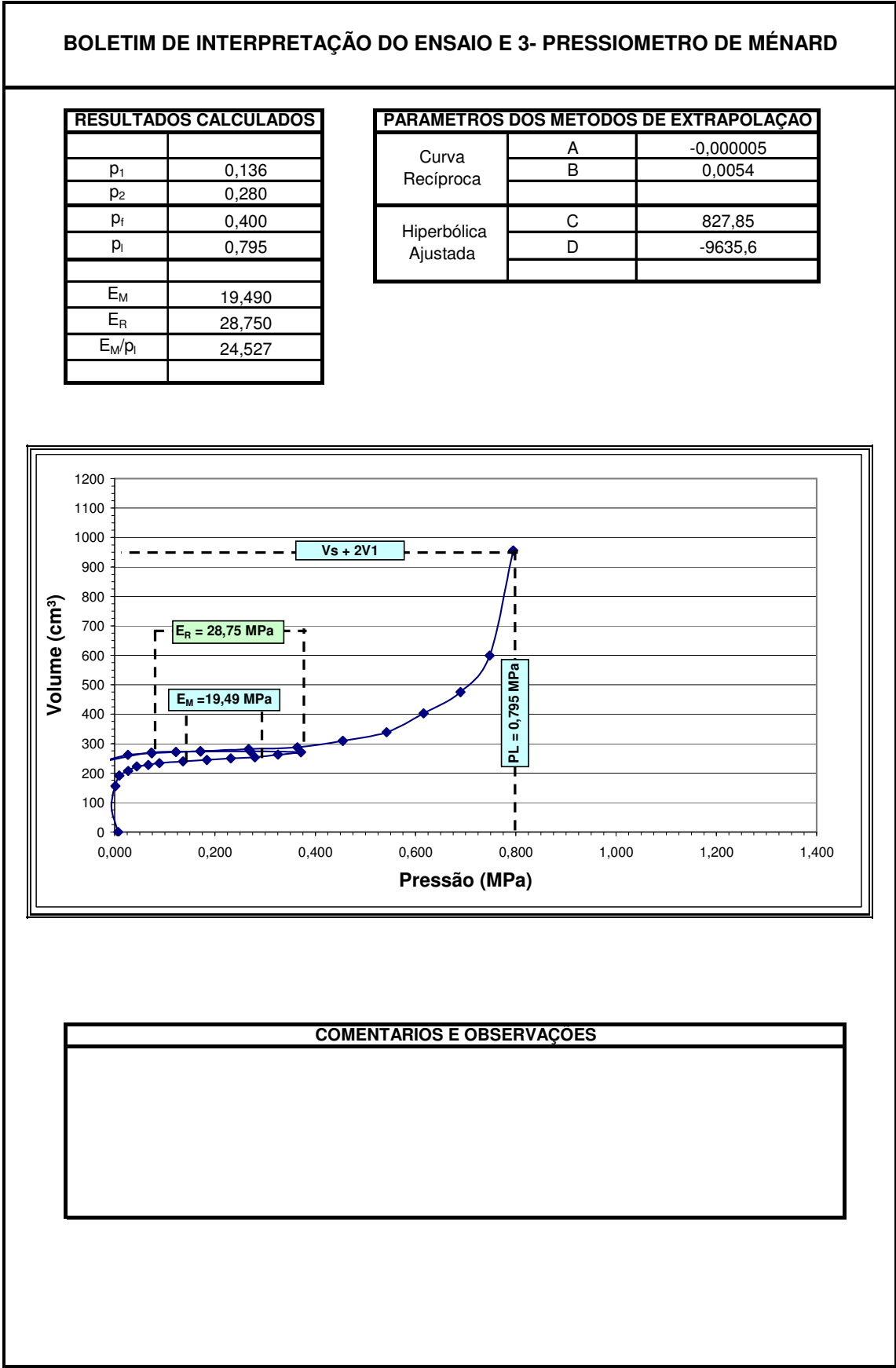


Figura C-12 - Ensaio de adensamento. Blocos de amostra indeformadas 23 e 24.

APÊNDICE D - RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS







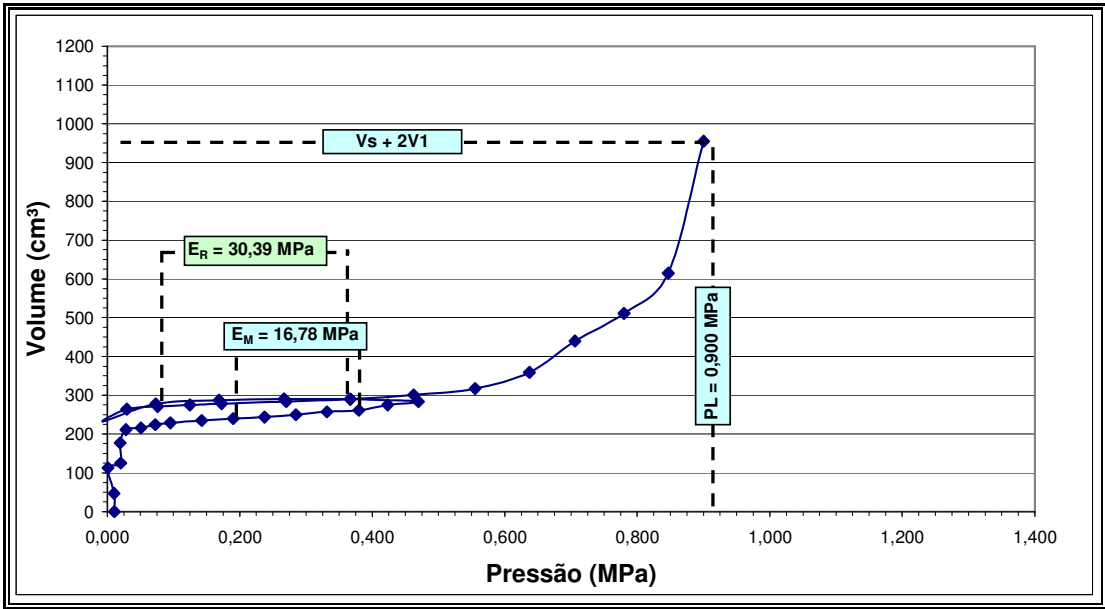
BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 4- PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS

p_1	0,190
p_2	0,380
p_t	0,500
p_l	0,900
E_M	16,780
E_R	30,390
E_M/p_l	18,642

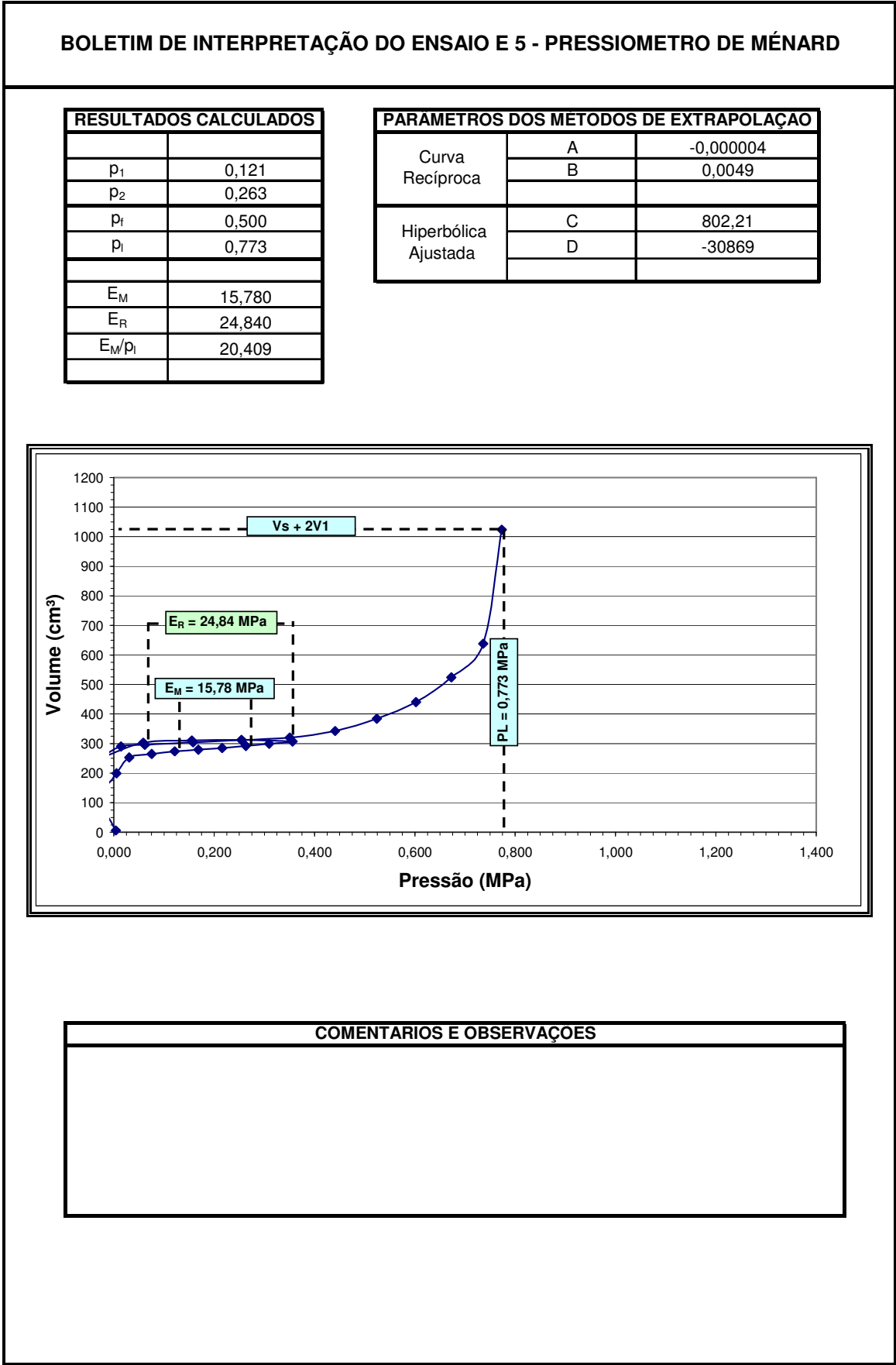
PARÂMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO

Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0057
Hiperbólica Ajustada	C	939,56
	D	-4221,9



COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-4 - Ensaio pressiométrico E₄.



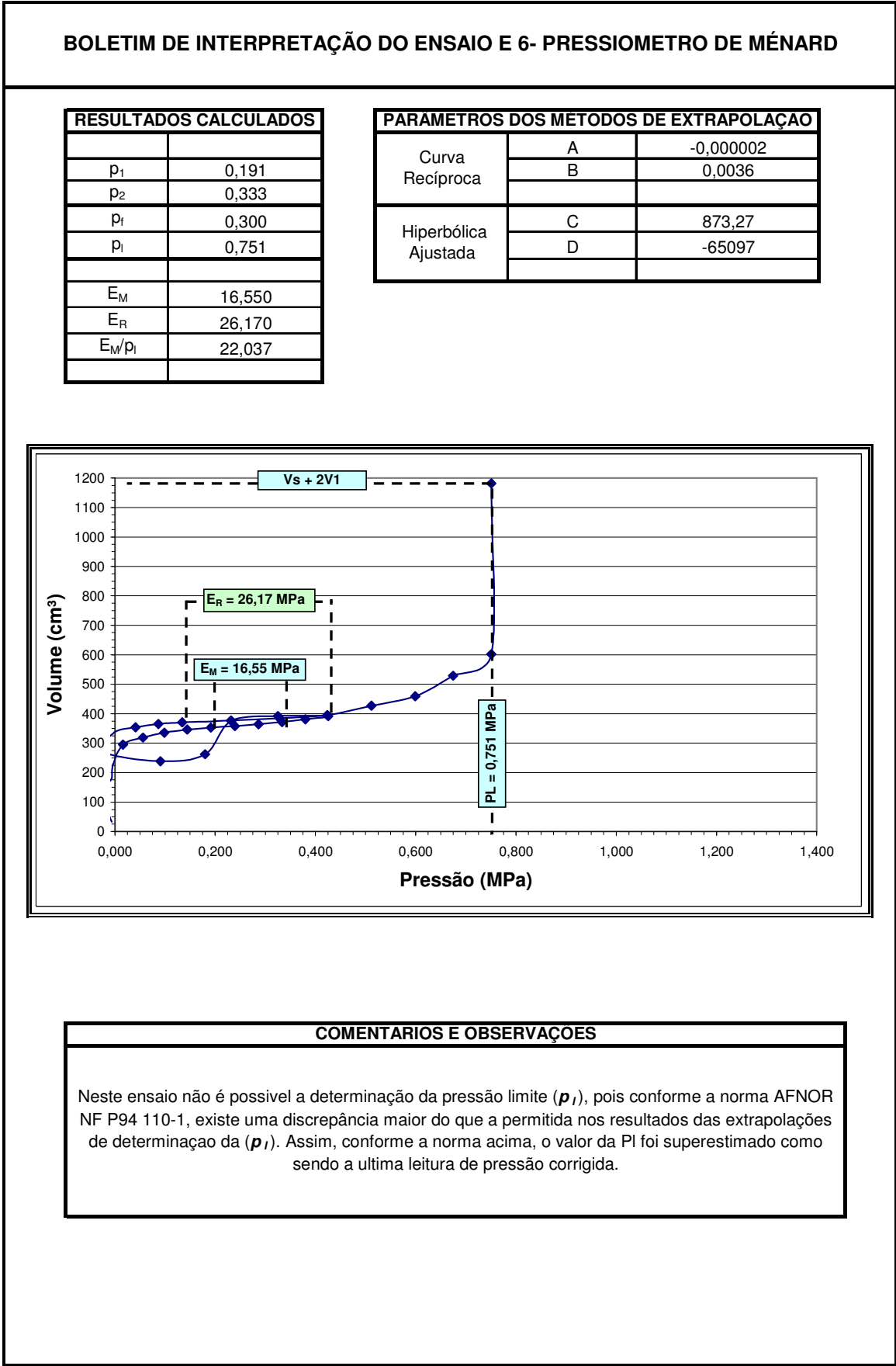
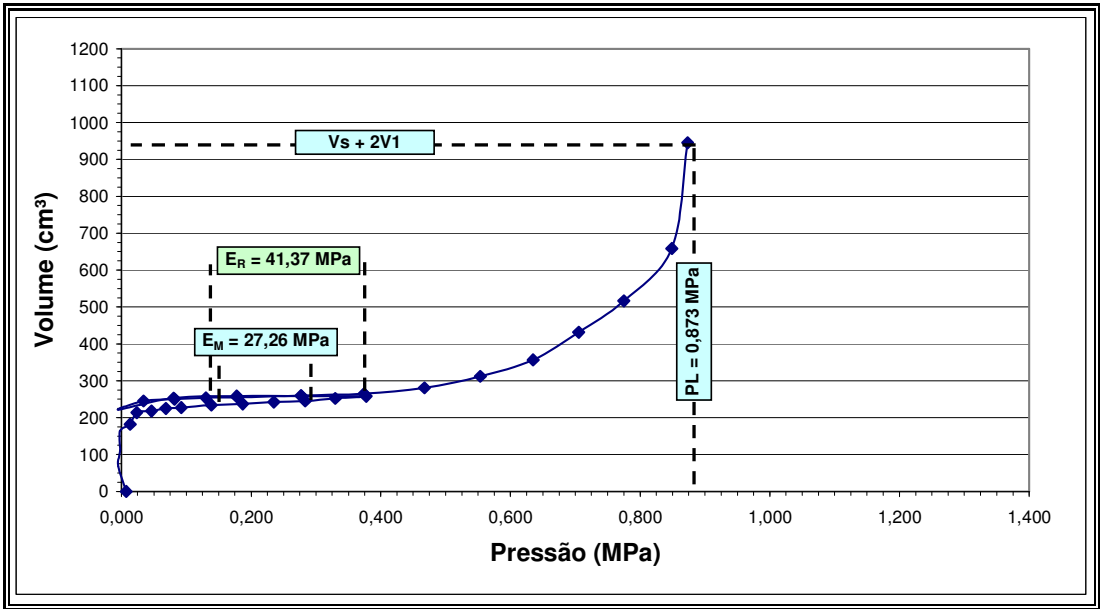


Figura D-6 - Ensaio pressiométrico E₆.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 7- PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,139
p_2	0,284
p_t	0,500
p_l	0,873
E_M	27,260
E_R	41,370
E_M/p_l	31,219

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0056
Hiperbólica Ajustada	C	907,45
	D	-11437



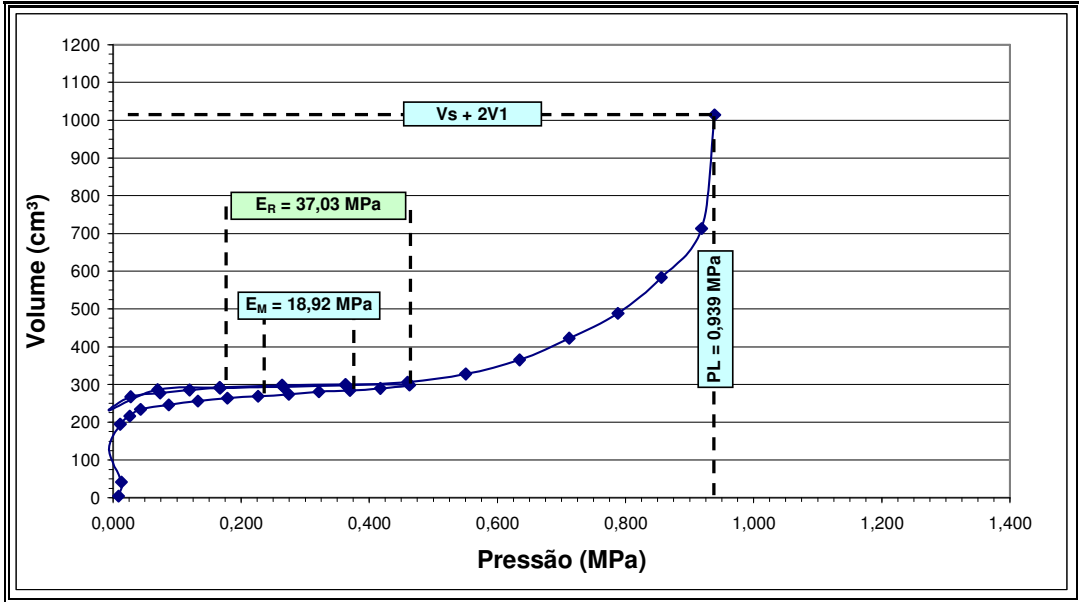
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-7 - Ensaio pressiométrico E7.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 8 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,227
p_2	0,370
p_i	0,500
p_l	0,939
E_M	18,920
E_R	37,000
E_M/p_l	20,148

PARÂMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000004
	B	0,0051
Hiperbólica Ajustada	C	974,02
	D	-22517



COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-8 - Ensaio pressiométrico E_8 .

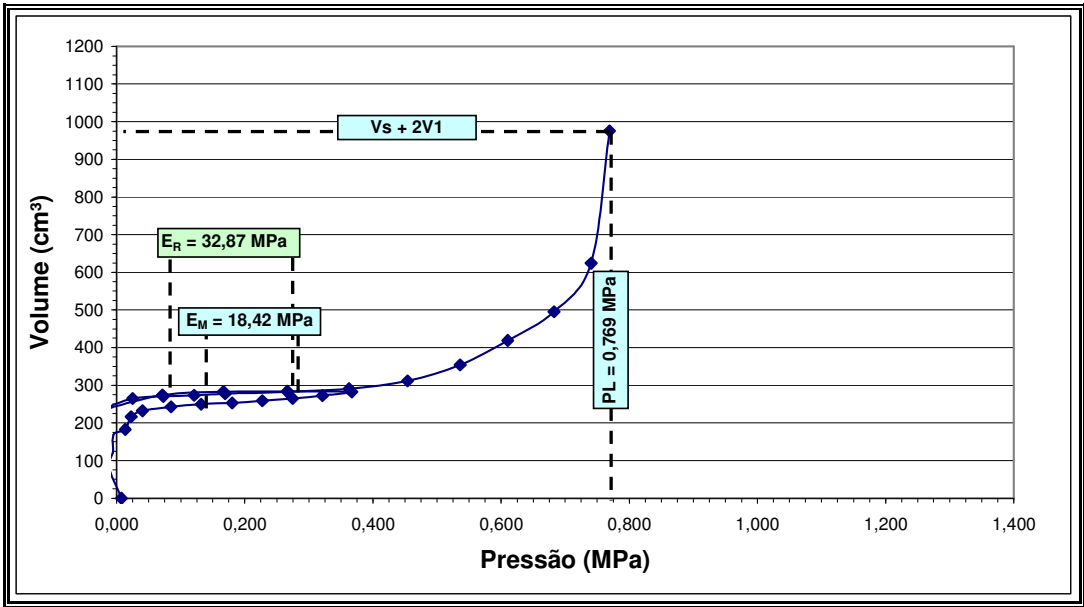
BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 9 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS

p_1	0,132
p_2	0,275
p_t	0,500
p_l	0,769
E_M	18,420
E_R	32,870
E_M/p_l	23,953

PARÂMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO

Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0052
Hiperbólica Ajustada	C	794,15
	D	-26256



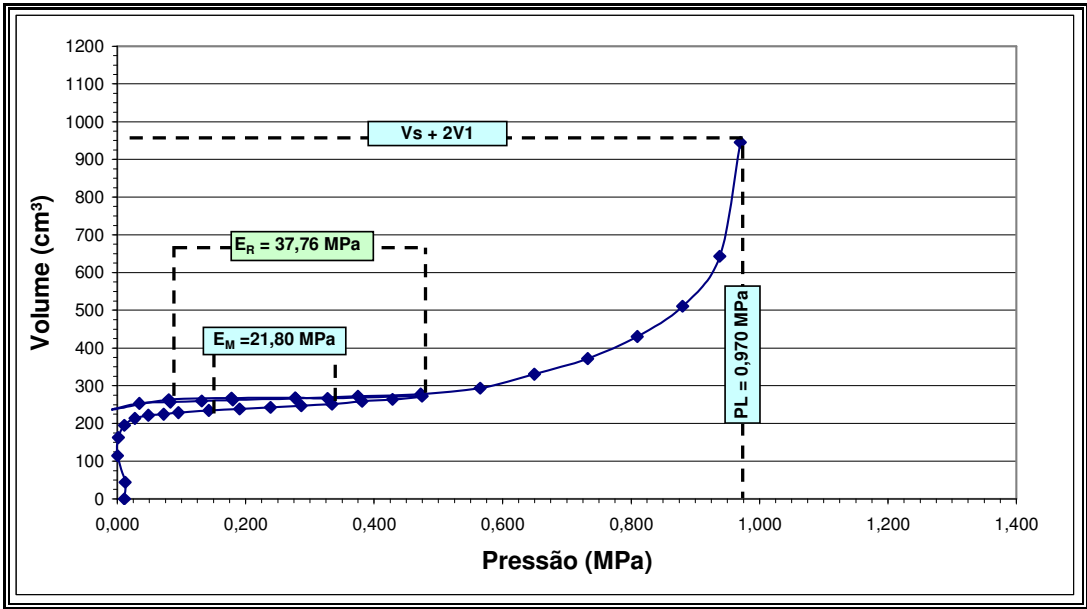
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-9 - Ensaio pressiométrico E₉.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 10- PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,142
p_2	0,334
p_t	0,600
p_l	0,970
E_M	21,800
E_R	37,760
E_M/p_l	22,472

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000004
	B	0,0055
Hiperbólica Ajustada	C	1003,3
	D	-20399



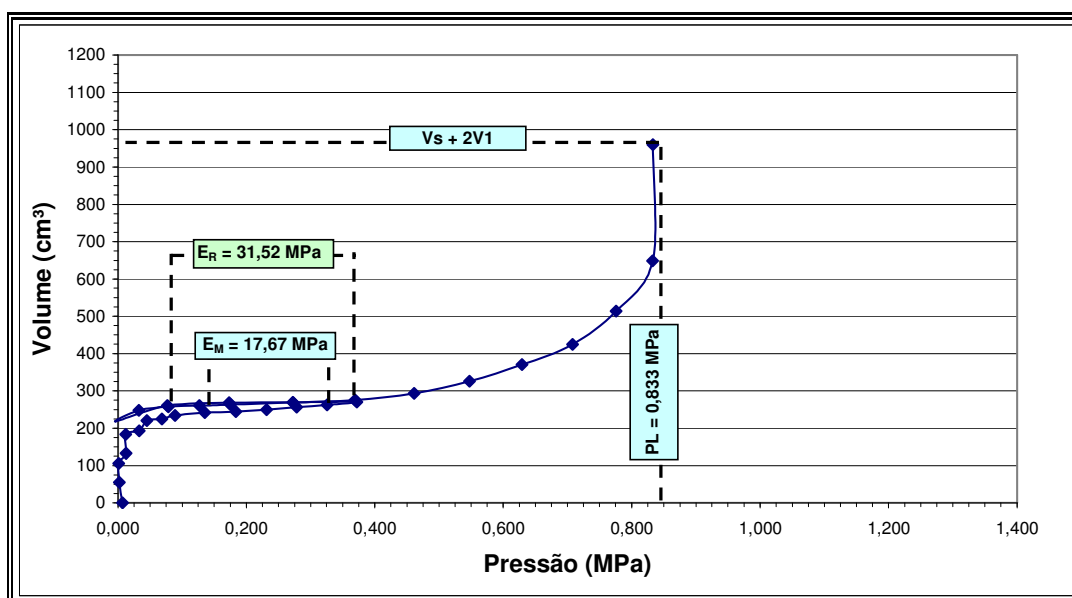
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-10 - Ensaio pressiométrico E₁₀.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 11 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,135
p_2	0,326
p_i	0,600
p_l	0,833
E_M	17,670
E_R	31,520
E_M/p_l	21,212

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000004
	B	0,0054
Hiperbólica Ajustada	C	901,24
	D	-18018



COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

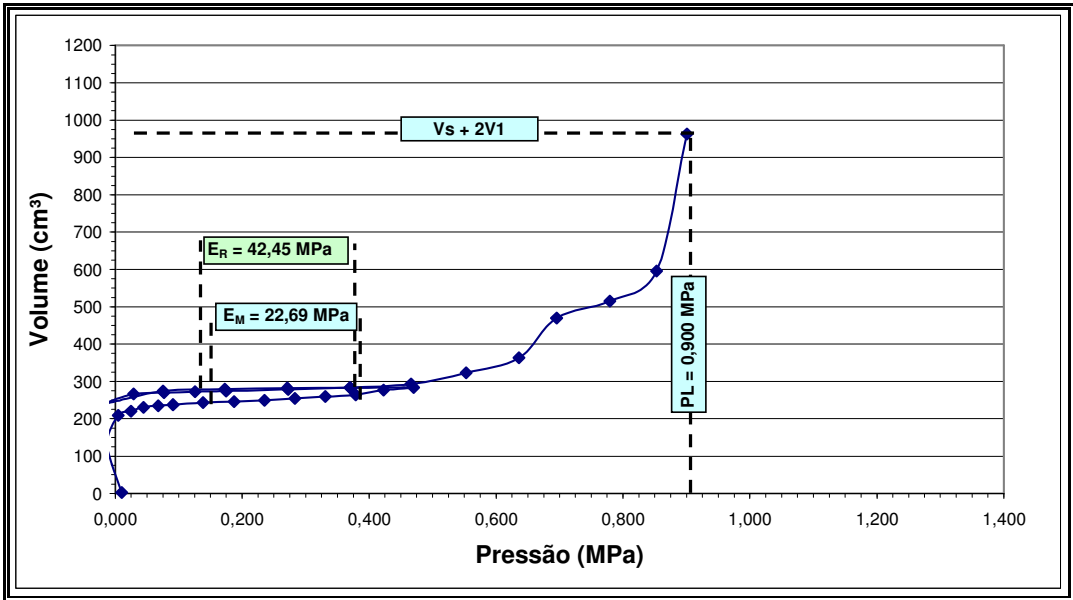
Neste ensaio não é possível a determinação da Pressão Limite (PL), pois conforme a norma AFNOR NF P94 110-1, existe uma discrepância maior do que a permitida nos resultados das extrapolações de determinação da PL. Assim, conforme a norma acima, o valor da PL foi superestimado como sendo a última leitura de pressão corrigida.

Figura D-11 - Ensaio pressiométrico E₁₁.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 12- PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
σ_{hs}	
p_1	0,139
p_2	0,379
p_i	0,400
p_l	0,900
E_M	22,690
E_R	42,450
E_M/p_l	25,198
E_M/p_{l^*}	

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0056
Hiperbólica Ajustada	C	930,59
	D	-24030



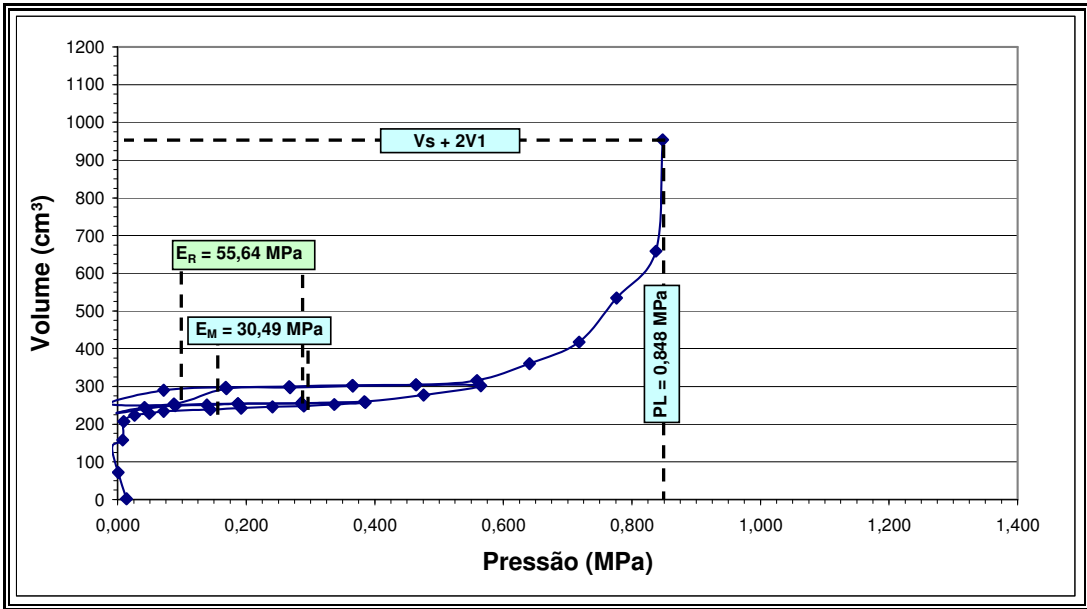
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-12 - Ensaio pressiométrico E₁₂.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 13- PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,144
p_2	0,290
p_t	0,600
p_l	0,848
E_M	30,490
E_R	55,640
E_M/p_l	35,965

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0056
Hiperbólica Ajustada	C	869,72
	D	-28026



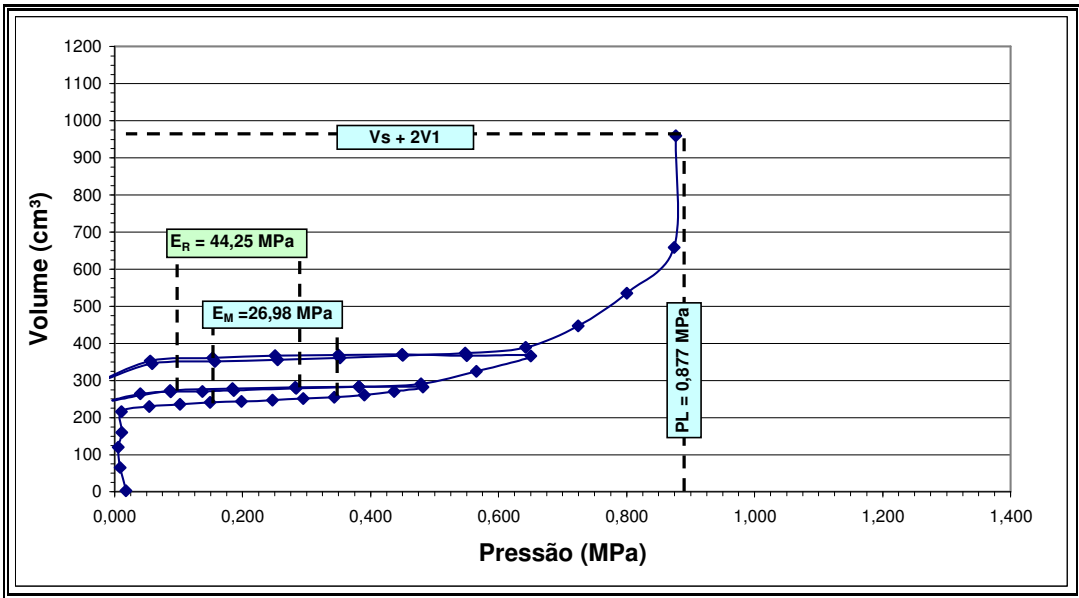
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-13 - Ensaio pressiométrico E₁₃.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 14 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,149
p_2	0,343
p_i	0,500
p_l	0,877
E_M	26,980
E_R	44,250
E_M/p_l	30,780

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0057
Hiperbólica Ajustada	C	900,93
	D	-28200



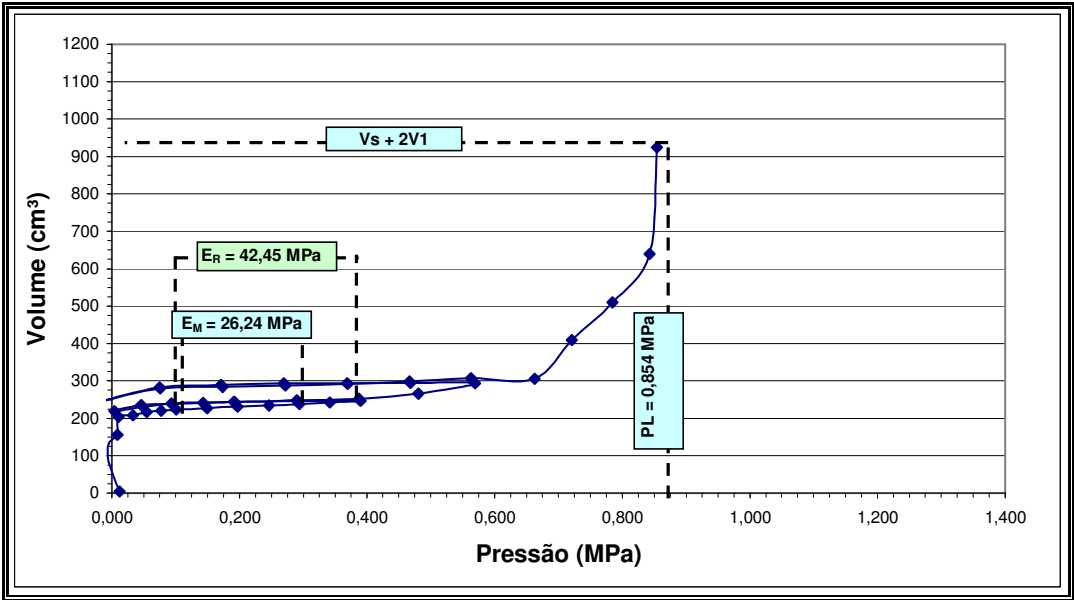
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-14 - Ensaio pressiométrico E₁₄.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E15 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,101
p_2	0,294
p_f	0,600
p_l	0,854
E_M	26,240
E_R	42,450
E_M/p_l	30,718

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0058
Hiperbólica Ajustada	C	874,51
	D	-28115



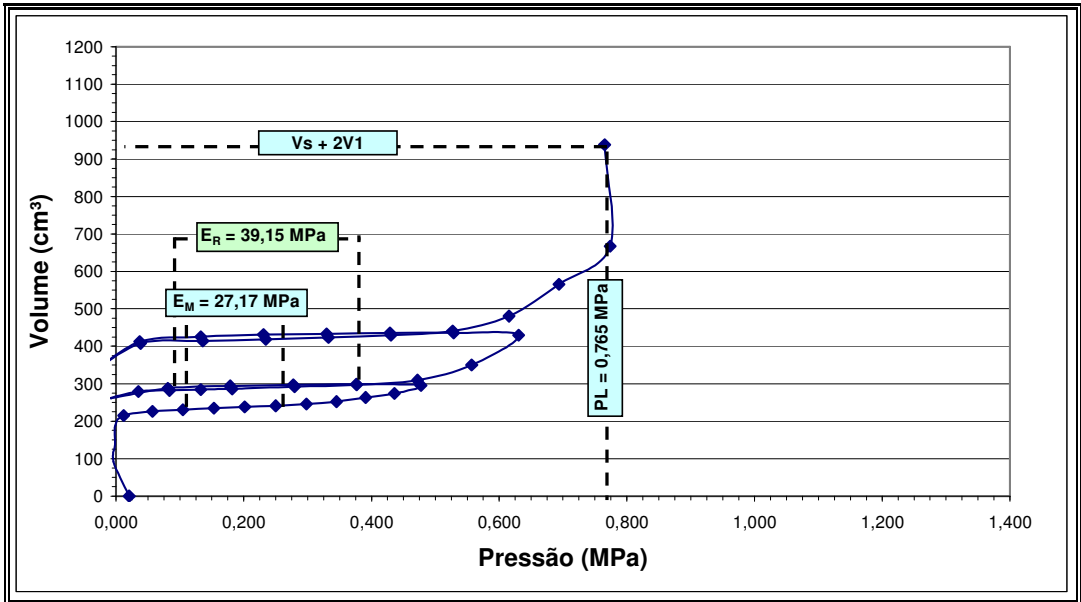
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-15 - Ensaio pressiométrico E₁₅.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 16- PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,105
p_2	0,250
p_i	0,400
p_l	0,765
E_M	27,170
E_R	39,150
E_M/p_l	35,512

PARÂMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000006
	B	0,0058
Hiperbólica Ajustada	C	787,29
	D	-22658



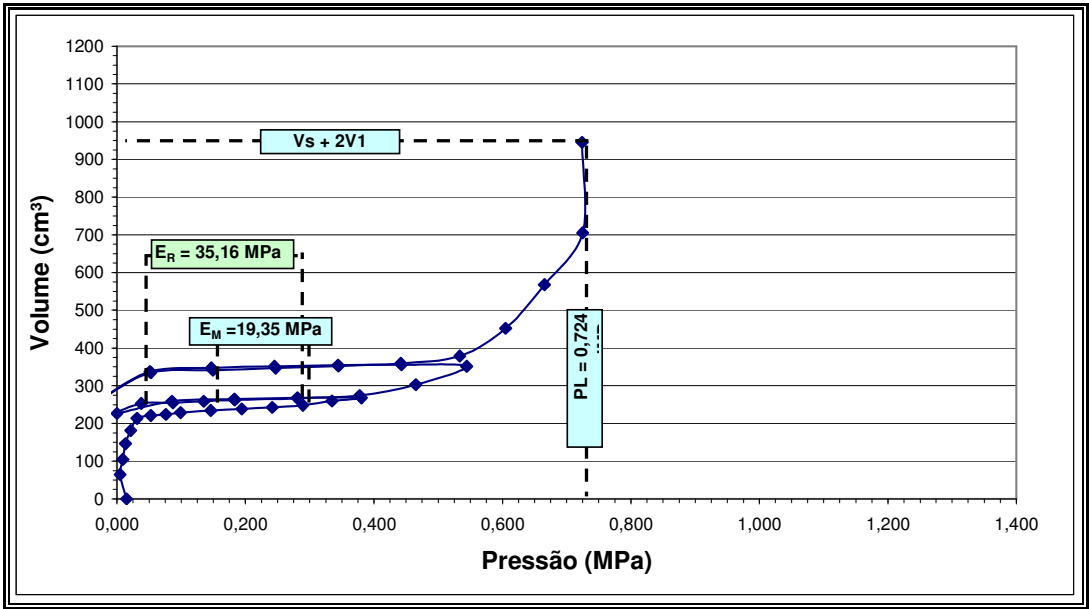
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-16 - Ensaio pressiométrico E_{16} .

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 17 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,146
p_2	0,289
p_t	0,500
p_l	0,724
E_M	19,350
E_R	35,160
E_M/p_l	26,719

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000006
	B	0,006
Hiperbólica Ajustada	C	744,94
	D	-24012



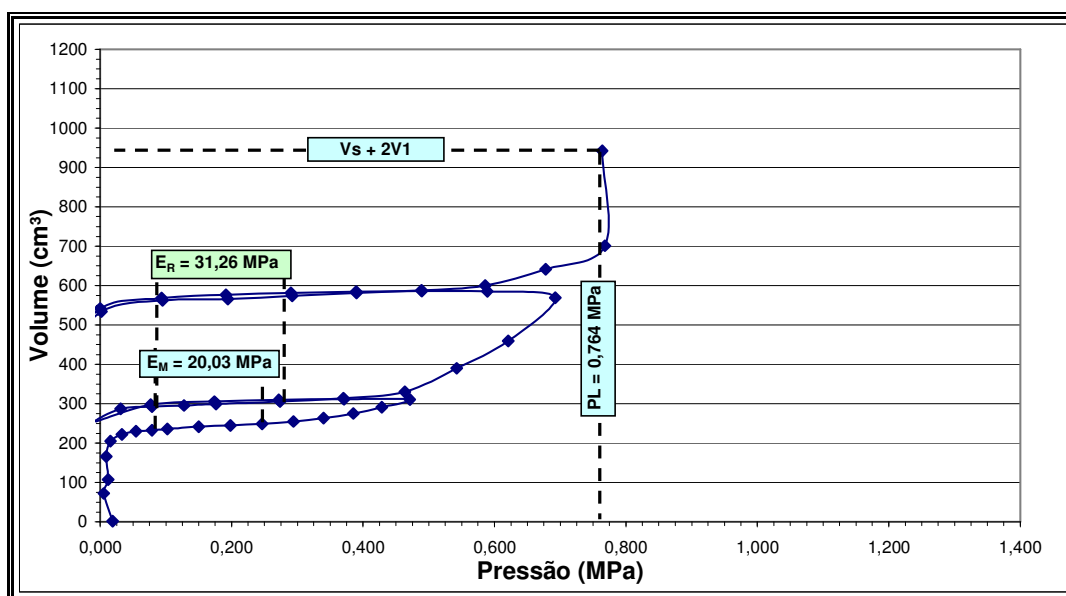
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-17 - Ensaio pressiométrico E₁₇.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 18 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,078
p_2	0,246
p_f	0,300
p_l	0,764
E_M	20,030
E_R	31,260
E_M/p_l	26,227

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0056
Hiperbólica Ajustada	C	793,37
	D	-14686



COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-18 - Ensaio pressiométrico E_{18} .

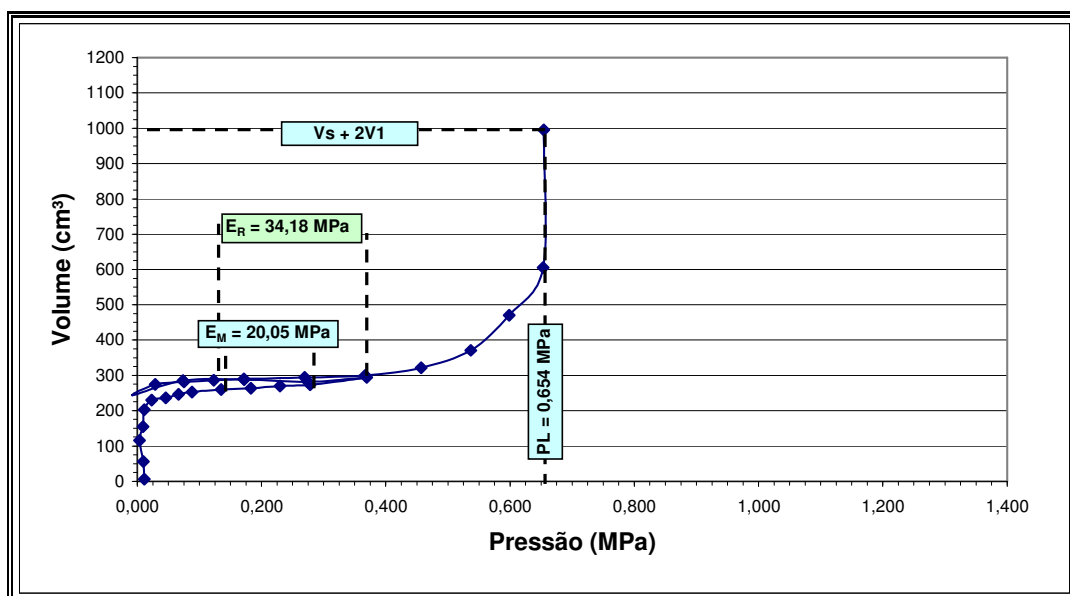
BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 19 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS

p_1	0,135
p_2	0,278
p_i	0,500
p_l	0,654
E_M	20,050
E_R	34,180
E_M/p_l	30,657

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO

Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0053
Hiperbólica Ajustada	C	704,01
	D	-32909



COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Neste ensaio não é possível a determinação da pressão limite (p_l), pois conforme a norma AFNOR NF P94 110-1, existe uma discrepância maior do que a permitida nos resultados das extrapolações de determinação da p_l . Assim, conforme a norma acima, o valor da p_l foi superestimado como sendo a última leitura de pressão corrigida.

Figura D-19 - Ensaio pressiométrico E19.

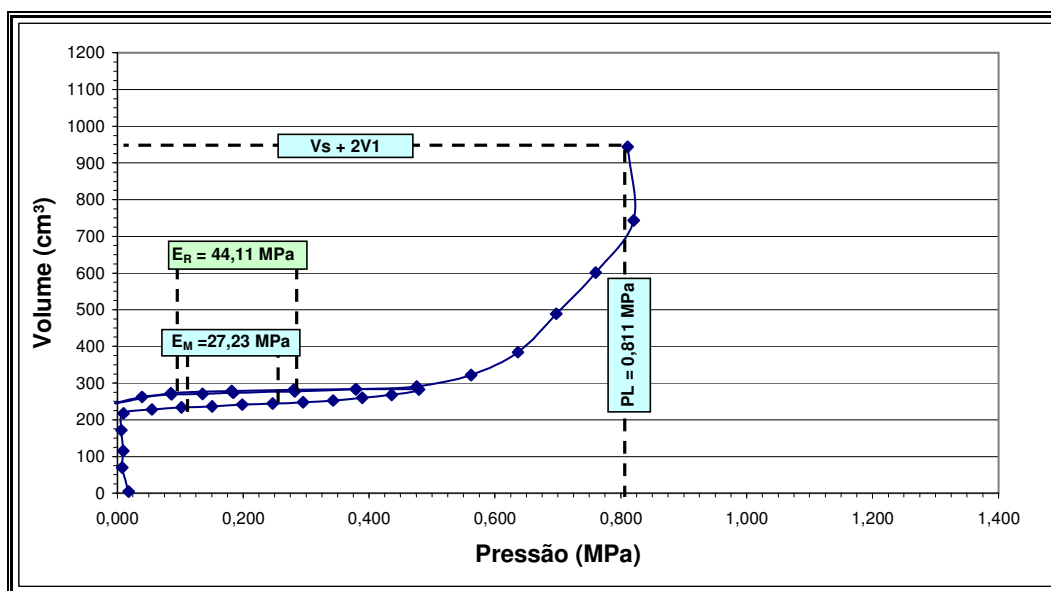
BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 20 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS

p_1	0,102
p_2	0,247
p_f	0,600
p_l	0,811
E_M	27,230
E_R	44,110
E_M/p_l	33,567

PARÂMETROS DOS MÉTODOS DE EXTRAPOLAÇÃO

Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0057
Hiperbólica Ajustada	C	832,4
	D	-28292



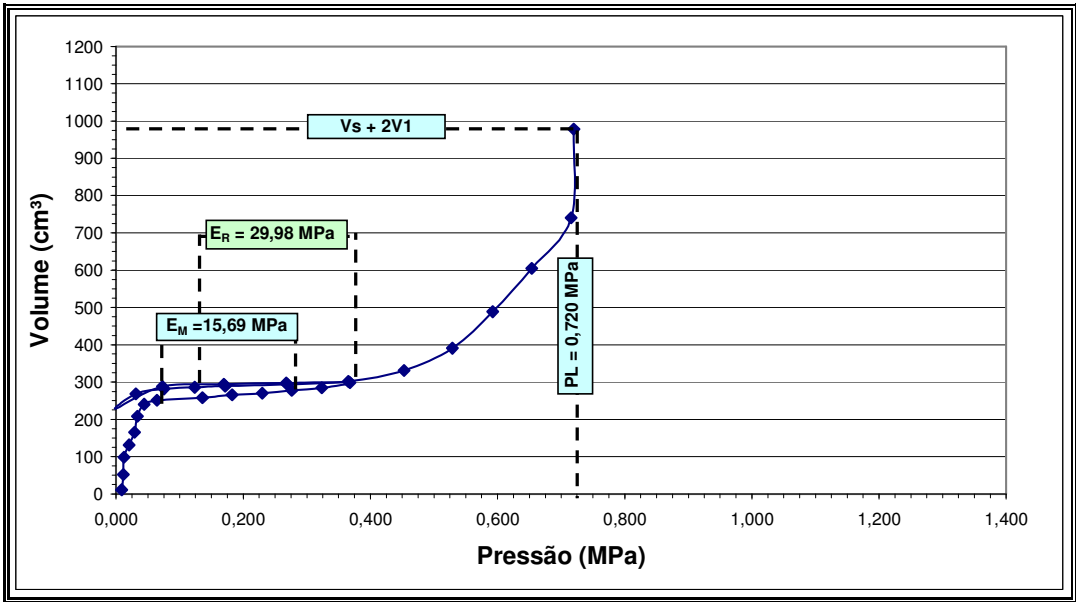
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-20 - Ensaio pressiométrico E₂₀.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 21 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,064
p_2	0,276
p_i	0,500
p_l	0,720
E_M	15,690
E_R	29,980
E_M/p_l	21,799

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000005
	B	0,0053
Hiperbólica Ajustada	C	747,14
	D	-24584



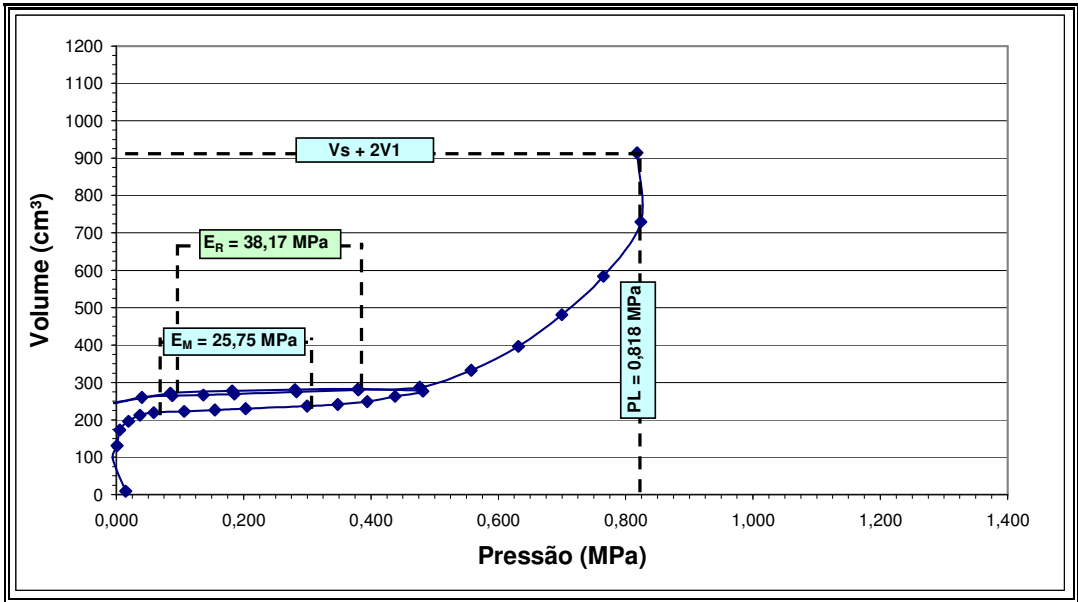
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-21 - Ensaio pressiométrico E₂₁.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 22 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,059
p_2	0,300
p_i	0,500
p_l	0,818
E_M	25,750
E_R	38,170
E_M/p_l	31,482

PARÂMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000006
	B	0,0062
Hiperbólica Ajustada	C	847,19
	D	-11956



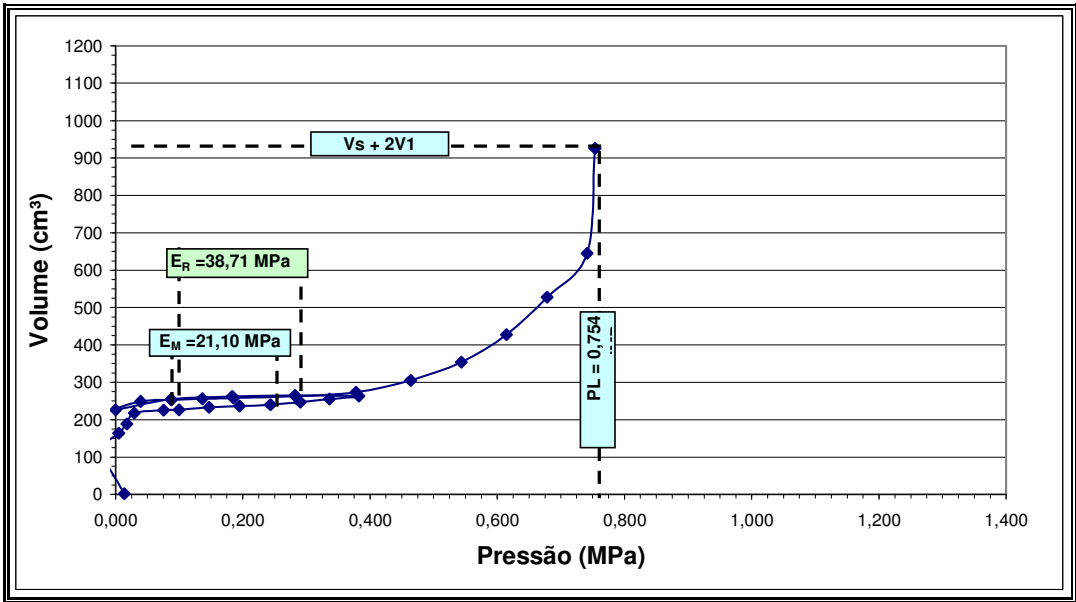
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-22 - Ensaio pressiométrico E_{22} .

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 23 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,076
p_2	0,243
p_i	0,400
p_l	0,754
E_M	21,100
E_R	38,710
E_M/p_l	27,998

PARAMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000006
	B	0,0059
Hiperbólica Ajustada	C	781,27
	D	-14269



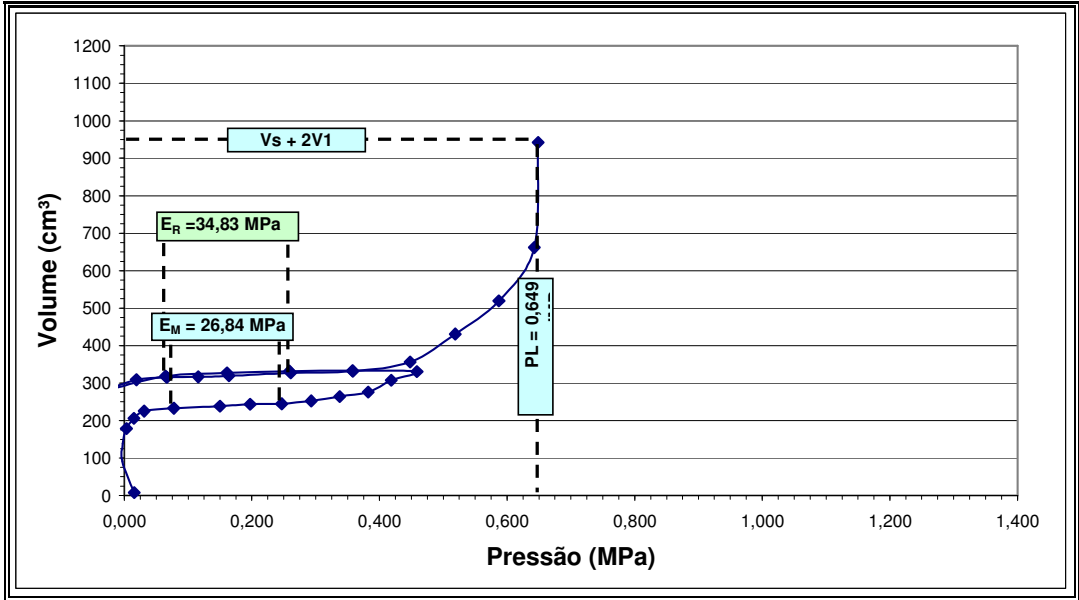
COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-23 - Ensaio pressiométrico E₂₃.

BOLETIM DE INTERPRETAÇÃO DO ENSAIO E 24 - PRESSIOMETRO DE MÉNARD

RESULTADOS CALCULADOS	
p_1	0,077
p_2	0,247
p_i	0,400
p_l	0,649
E_M	26,840
E_R	34,830
E_M/p_l	41,371

PARÂMETROS DOS METODOS DE EXTRAPOLAÇÃO		
Curva Recíproca	A	-0,000007
	B	0,006
Hiperbólica Ajustada	C	669,95
	D	-16443



COMENTARIOS E OBSERVAÇÕES

Figura D-24 - Ensaio pressiométrico E₂₄.