

**DESEMPENHO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS EM  
ATERROS COMPACTADOS DE BARRAGENS DE TERRA NA  
ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS**

**RENATO RESENDE ANGELIM**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

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

**DESEMPENHO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS EM**  
**ATERROS COMPACTADOS DE BARRAGENS DE TERRA NA**  
**ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS**

**RENATO RESENDE ANGELIM**

**ORIENTADOR: RENATO PINTO DA CUNHA**

**CO-ORIENTADOR: MAURÍCIO MARTINES SALES**

**TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.TD - 067-1/11**

**BRASÍLIA / DF: FEVEREIRO / 2011**

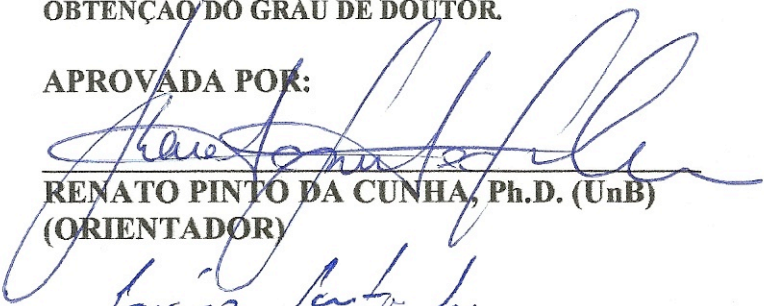
**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**DESEMPENHO DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS EM  
ATERROS COMPACTADOS DE BARRAGENS DE TERRA NA  
ESTIMATIVA DE PARÂMETROS GEOTÉCNICOS**

**RENATO RESENDE ANGELIM**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA  
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A  
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

  
\_\_\_\_\_  
RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)  
(ORIENTADOR)

  
\_\_\_\_\_  
MAURÍCIO MARTINES SALES, D.Sc. (UFG)  
(CO-ORIENTADOR)

  
\_\_\_\_\_  
ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

  
\_\_\_\_\_  
LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, D.Sc. (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

  
\_\_\_\_\_  
GERSON MIRANDA DOS ANJOS, D.Sc. (UFPA)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

  
\_\_\_\_\_  
ROBERTO QUENTAL COUTINHO, D.Sc. (UFPe)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

BRASÍLIA/DF, 04 DE FEVEREIRO DE 2011.

## FICHA CATALOGRÁFICA

ANGELIM, RENATO RESENDE

Desempenho de Ensaio Pressiométricos em Aterros Compactados de Barragens de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos. Distrito Federal, 2011.

xxiv, 291 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2011)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Ensaio pressiométricos (PMT) 2. Barragem de terra

3. Solo compactado 4. Parâmetros Geotécnicos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ANGELIM, R.A. (2011). Desempenho de Ensaio Pressiométricos em Aterros Compactados de Barragens de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-067-1/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 291 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Renato Resende Angelim

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Desempenho de Ensaio Pressiométricos em Aterros Compactados de Barragens de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos.

GRAU / ANO: Doutor / 2011

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Renato Resende Angelim  
email: tecnoeng@gmail.com

## DEDICATÓRIA

*À minha mãe Cleonice e à memória de meu pai Aníbal por acreditarem que a educação é o caminho para a formação do ser humano, tanto a acadêmica quanto a familiar, apreendida pelos bons exemplos de um lar de amor consciente, respeito, dedicação e liberdade, não medindo esforços na minha formação e de meus irmãos.*

## AGRADECIMENTOS

À Susane, minha esposa, companheira e melhor amiga, que tem me mostrado que AMOR se alimenta de AMOR.

Ao professor Renato Pinto Cunha por ter me aceito como aluno, mesmo sabendo que eu iria desenvolver minha pesquisa longe de Brasília. Nos momentos difíceis me levantou com seu ânimo e me fez seguir. Então aprendi que o melhor combustível para o aluno é a motivação.

Ao professor Maurício Martines Sales, meu professor desde a graduação, que tanto admiro como pessoa e que tenho a honra de ser amigo e colega de trabalho.

À ANEEL, pelo financiamento do projeto P&D em ensaios de campo.

À Universidade Estadual de Goiás, pela liberação do meu afastamento temporário para dedicação à pesquisa.

À FURNAS Centrais Elétricas S. A. pelo apoio técnico à pesquisa realizada, bem como a todos os seus funcionários que participaram de forma direta deste trabalho. Em especial ao Wesley, Saulo e Helmar pela minha formação prática de laboratório. Confesso que fico emocionado quando me recordo do envolvimento de todos.

Ao Eng<sup>o</sup>. Renato Cabral Guimarães, colega de trabalho, que também foi um dos incentivadores da pesquisa.

À SANEAGO e ao Consórcio Construtor da Barragem do Ribeirão João Leite, por cederem a obra para a pesquisa e pelo apoio nas atividades de campo.

Aos professores do Programa de Geotecnia da Universidade de Brasília e aos professores da UFG que colaboraram na minha formação na fase de disciplinas.

Ao professor André Assis pela sensibilidade em apoiar o meu pedido de prorrogação de prazo para defesa.

Aos meus colegas da UFG, professores da área de Geotecnia, Carlos, Lílian, Rita, Márcia Mascarenhas, Gilson e Márcia Mara pelo incentivo.

Aos meus ex-alunos Glenda Colin, Bruno Torres Sacco, Melina Freitas e Ravy Delatorre pela ajuda preciosa.

Ao geógrafo Nelito pelo tratamento das imagens de satélite.

Às minhas tias Maria José, Cleomar e Cleusa pelo carinho e prazer da companhia nas viagens à Brasília.

À minha mãe e meus irmãos Rodrigo e Lucília, pelo apoio e aconchego, sempre.

## RESUMO

O uso de aterros compactados para construção de barragens de terra é opção muito utilizada no país pela ocorrência de solos finos tropicais na maior parte do território brasileiro. O emprego de ensaios *in situ* para determinação dos parâmetros geotécnicos de aterros compactados surge como alternativa para se avaliar as condições de estabilidade e segurança de barragens em estágios pós-construção e para o controle de compactação durante a execução do aterro no caso de novas barragens, fornecendo informações diretas dos parâmetros do maciço, com base no comportamento do material e não nas suas propriedades físicas, como é feito convencionalmente. Os ensaios *in situ*, além de serem de mais rápida execução quando comparados aos de laboratório, possibilitam a análise do maciço nas condições reais, considerando fatores como tensões confinantes, umidade natural e sucção. Nesse contexto, o módulo de deformação do solo é um dos principais parâmetros geotécnicos e o ensaio pressiométrico é mundialmente reconhecido pela sua capacidade de determinação direta do módulo.

De caráter eminentemente experimental e na linha de investigações geotécnicas de campo, esta Tese tem como objetivo verificar a aplicabilidade do pressiômetro Ménard na determinação do módulo de deformabilidade de aterro de barragem de solo fino compactado. Além do PMT, outros ensaios *in situ* como SPT, SPT-T, DMT, Panda 2 e ensaio de placa foram realizados paralelamente a uma extensa campanha de laboratório, envolvendo ensaios oedométricos e triaxiais, dentre outros.

Os resultados do módulo de deformabilidade do solo compactado a partir do ensaio pressiométrico apresentaram a menor variação dentre todos os ensaios realizados. Foram estabelecidas correlações satisfatórias entre o módulo de Young determinado a partir dos ensaios de laboratório e o módulo pressiométrico. Essas correlações, associadas a outras que relacionaram o módulo de Young com parâmetros de controle de compactação *in situ*, possibilitaram estimar o peso específico úmido, o índice de vazios e o grau de compactação do aterro com razoável precisão. Também foi proposta uma metodologia para determinação de  $K_0$  a partir do pressiômetro Ménard.

## ABSTRACT

The use of compacted soil in embankment constructions is often employed in this country due the great presence of tropical fine soil in almost all Brazilian territory. The use of in-situ tests to determine geotechnical parameters of compacted soils emerges as an alternative process on dam stability analyses of post-construction stages and also to help the compaction control in new dams. In-situ tests can estimate geotechnical parameters based in the soil behavior and not in the physical properties, as conventionally done. Besides the in-situ tests are carried out faster than lab tests, they also allow the embankments analyses in real conditions, considering factors as confining stresses, natural water content and suction. In this context, the Young modulus of soil is one of the main geotechnical parameters and the pressuremeter test (PMT) is worldly recognized due its ability in directly determine the soil modulus.

This Thesis has an experimental focus on investigation of in-situ soil behavior. The main objective was to evaluate the ability of the Ménard pressuremeter test (MPM) in determining the Young modulus of compacted fine soil of an embankment. In addition to PMT, other in-situ tests as SPT, SPT-T, DMT, Panda 2 and also Plate Load tests were carried out and compared to an extensive number of oedometer and triaxial tests.

The Young modulus values of compacted soils obtained from pressuremeter tests presented a lower variability than all other tests. It was found good correlations between the Young soil modulus determined from lab tests and the pressuremeter modulus from PMT. These correlations, in association with others dealing with Young modulus versus field parameters of compaction control, allowed estimating the natural density, void ratio and compaction level of the fill within a good precision. It was also proposed a new methodology to estimate  $K_0$  from Ménard pressuremeter tests.



# ÍNDICE

Capítulo	Página
1 INTRODUÇÃO.....	001
1.1 Objetivos.....	004
1.2 Estrutura da Tese.....	005
2 ENSAIOS <i>IN SITU</i> EM SOLOS TROPICAIS .....	007
2.1 Investigação Geotécnica de Campo.....	007
2.2 Ensaio Pressiométrico (PMT).....	009
2.3 Interpretação do Ensaio Pressiométrico Tipo Ménard (MPM) .....	013
2.3.1 Calibrações .....	013
2.3.2 Obtenção dos parâmetros pressiométricos.....	015
2.3.3 Determinação do módulo pressiométrico Ménard ( $E_M$ ) .....	016
2.3.4 Obtenção da pressão limite ( $p_L$ ).....	018
2.3.5 Métodos de extrapolação .....	018
2.3.6 Pressão de fluência ou de deformação plástica.....	020
2.4 Ensaio Dilatométrico (DMT) .....	021
2.5 Ensaio de Penetração de Cone/Piezocone (CPT/CPTU).....	022
2.6 Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone Leve Tipo PANDA 2.....	027
2.7 Ensaio SPT e SPT-T .....	028
2.8 Ensaio de Placa.....	031
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	033
3.1 Características do Local .....	033
3.2 Coleta de Amostras Realizadas Durante a Construção do Aterro.....	036
3.3 Programa de Ensaio de Laboratório.....	047
3.3.1 Caracterização mineralógica.....	047
3.3.2 Caracterização geotécnica.....	048
3.3.3 Compactação.....	050
3.3.4 Curvas características pelo método do papel filtro.....	050
3.3.5 Ensaio oedométrico .....	051
3.3.6 Ensaio de compressão triaxial.....	052
3.3.7 Ensaio de compressão triaxial tipo $K_0$ .....	053
3.4 Programa de Ensaio de Campo .....	054
3.4.1 Ensaio de placa .....	054
3.4.2 Ensaio SPT.....	054
3.4.3 Ensaio PMT .....	055
4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	057
4.1 Caracterização Mineralógica.....	057
4.2 Caracterização Geotécnica .....	060
4.3 Ensaio de Sucção Pelo Método do Papel Filtro.....	068
4.4 Ensaio de Compactação .....	074

4.5	Ensaio de Permeabilidade.....	084
4.6	Ensaio Oedométrico.....	086
4.7	Ensaio de Compressão Triaxial.....	110
4.7.1	Coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ).....	111
4.7.2	Parâmetros da compressão confinada obtidos via ensaio triaxial tipo $K_0$ .....	115
4.7.3	Intercepto coesivo e ângulo de atrito.....	130
4.7.4	Módulo de elasticidade de Young (E) obtido a partir do adensamento isotrópico ..	137
4.7.5	Módulo de elasticidade de Young (E) obtido a partir da compressão confinada.....	144
5	RESULTADOS DOS ENSAIOS <i>IN SITU</i> .....	161
5.1	Localização dos Furos de Sondagem dos Ensaio <i>In Situ</i> Realizados no Platô do Aterro ..	161
5.2	Estimativa das Tensões <i>In Situ</i> no Perfil de Estudo.....	165
5.3	Resultados dos Ensaio Pressiométrico Segundo as Normas Francesas.....	170
5.4	Resultados dos Ensaio Pressiométrico pela Metodologia de Briaud.....	184
5.5	Resultados do Ensaio de Placa e Relação com os Ensaio Pressiométrico.....	191
5.6	Resultados do Ensaio SPT e Relação com os Ensaio Pressiométrico.....	196
5.7	Confrontação dos Módulos de Young Obtidos pelos Ensaio de Compressão Triaxial com os Módulos Pressiométrico.....	200
5.7.1	Triaxiais CDnat e CUnat - Análise direta.....	201
5.7.2	Triaxial CDnat - Análise no mesmo nível de tensão octaédrica.....	207
5.8	Confrontação dos Módulos de Young Obtidos dos Ensaio Oedométrico e Triaxiais $K_0$ com os Módulos Pressiométrico.....	215
5.8.1	Ensaio oedométrico sem e com inundação e triaxiais $K_0$ - Análise direta.....	215
5.8.2	Ensaio triaxiais $K_0$ - Análise no mesmo nível de tensão octaédrica.....	219
5.9	Confrontação dos Módulos de Young Obtidos do Adensamento Isotrópico dos Ensaio Triaxiais com os Módulos Pressiométrico - Análise no Mesmo Nível de Tensão Octaédrica.....	222
5.10	Comparação Geral Entre os Diversos Ensaio com os Ensaio Pressiométrico.....	224
5.11	Verificação do $E_M$ a Partir do Controle do Grau de Compactação <i>In Situ</i> .....	230
5.12	Verificação do Grau de Compactação, Peso Específico Úmido e Índice de Vazios a Partir do $E_M$ Determinado <i>In Situ</i> .....	233
6	CONCLUSÕES.....	235
6.1	Conclusões das Análises Feitas a Partir dos Ensaio de Laboratório.....	235
6.2	Conclusões das Análises Feitas a Partir dos Ensaio <i>In Situ</i> .....	240
6.2.1	Ensaio pressiométrico.....	240
6.2.2	Ensaio de placa e correlação com o PMT.....	242
6.2.3	Ensaio SPT e correlação com o PMT.....	243
6.2.4	Correlação entre ensaio de laboratório e o PMT.....	244
6.3	Sugestões para Futuras Pesquisas.....	245
	REFERÊNCIAS.....	247
	ANEXO A - RESULTADOS DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS REFEITOS PARA AS AMOSTRAS REFERENTES ÀS COTAS 738,85 m E 740,85 m COM CARREGAMENTO ATÉ 3200 kPa E COM INUNDAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	253
	APÊNDICE A - RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS REALIZADOS NAS MESMAS COTAS DO PERFIL.....	255

APÊNDICE B - RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT1.....	260
APÊNDICE C - RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT2.....	265
APÊNDICE D - RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT3.....	270
APÊNDICE E - EXEMPLO RESULTADOS E ANÁLISE DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT3 NA COTA 745,50 m.....	275
APÊNDICE F - RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT3 SEGUNDO METODOLOGIA DE BRIAUD .....	285
APÊNDICE G - RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT-T .....	289

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
3.1 – Resumo das informações de coleta dos blocos de amostras indeformadas. ....	039
4.1 – Características mineralógicas de amostras retiradas dos blocos indeformados.....	058
4.2 – Índices físicos de amostras retiradas dos blocos indeformados.....	060
4.3 – Análise granulométrica de amostras deformadas coletadas dentro da vala <i>in situ</i> , do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.....	063
4.4 – Índices de consistência das amostras deformadas coletadas dentro da vala <i>in situ</i> , do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.....	066
4.5 – Classificações das amostras deformadas coletadas dentro da vala <i>in situ</i> , do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.....	068
4.6 – Resultados do ensaio de sucção realizado com amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	069
4.7 – Resultados dos ensaios de compactação a partir de amostras deformadas coletadas dentro da vala <i>in situ</i> , do solo compactado escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.....	074
4.8 – Grau de compactação e desvio de umidade das amostras indeformadas.....	081
4.9 – Resultados do controle de compactação <i>in situ</i> . ....	082
4.10 – Resultados dos ensaios de permeabilidade com fluxo na direção vertical ( $k_v$ ) em amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	084
4.11 – Resultados dos ensaios de permeabilidade com fluxo na direção horizontal ( $k_h$ ) em amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	084
4.12 – Resultados dos ensaios oedométricos em amostras retiradas dos blocos indeformados (ensaio sem inundação).....	086
4.13 – Módulos oedométricos de amostras retiradas dos blocos indeformados (ensaio sem inundação). ....	094
4.14 – Módulos de elasticidade de Young de amostras retiradas dos blocos indeformados (ensaio sem inundação).....	095
4.15 – Resultados dos ensaios oedométricos em amostras retiradas dos blocos indeformados (ensaio com inundação). ....	098
4.16 – Módulos oedométricos de amostras retiradas dos blocos indeformados (ensaio com inundação). ....	106
4.17 – Módulos de elasticidade de Young de amostras retiradas dos blocos indeformados (ensaio com inundação). ....	106
4.18 – Resultados da permeabilidade determinada sob tensão no ensaio oedométrico com amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	109
4.19 – Tensão de pré-adensamento e coeficiente de empuxo em repouso para os trechos pré-adensado ( $K'_0$ ) e normalmente a densado ( $K_0$ ) de amostras retiradas dos blocos indeformados.....	113
4.20 – Resultados da compressão confinada obtidos no ensaio triaxial tipo $K_0$ em amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	116
4.21 – Resultados dos módulos oedométricos do ensaio triaxial $K_0$ de amostras retiradas dos blocos indeformados.....	125

4.22 – Resultados dos módulos de elasticidade de Young de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	126
4.23 – Resultados de intercepto coesivo e ângulo de atrito de amostras retiradas dos blocos indeformados (CPs moldados na posição vertical, mesma direção da altura da camada). ....	131
4.24 – Resultados de intercepto coesivo e ângulo de atrito de amostras retiradas dos blocos indeformados (CPs moldados na posição horizontal, transversal à altura da camada). ....	133
4.25 – Parâmetros de resistência determinados a partir de ensaios triaxiais CUnat de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	135
4.26 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 49 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	139
4.27 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 98 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	139
4.28 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 196 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	140
4.29 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 392 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	140
4.30 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 49 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	142
4.31 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 98 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	142
4.32 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 196 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	143
4.33 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 588 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	143
4.34 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 49 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	146
4.35 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 98 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	147
4.36 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 196 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	148
4.37 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 392 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	149

4.38 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUnat para tensão confinante 49 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	154
4.39 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUnat para tensão confinante 98 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	155
4.40 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUnat para tensão confinante 196 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	156
4.41 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUnat para tensão confinante 588 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados. ....	157
5.1 – Programação e coordenadas topográficas dos ensaios <i>in situ</i> .....	162
5.2 – Tensões submetidas aos blocos indeformados até a data da coleta <i>in situ</i> .....	165
5.3 – Tensões octaédricas ao longo do perfil, utilizando $K_0$ para determinação de $\sigma'_h$ . ....	168
5.4 – Tensões octaédricas ao longo do perfil, utilizando $K'_0$ para determinação de $\sigma'_{h2}$ .....	169
5.5 – Resultados dos ensaios pressiométricos no furo de sondagem PMT1. ....	171
5.6 – Resultados dos ensaios pressiométricos do furo de sondagem PMT2. ....	171
5.7 – Resultados dos ensaios pressiométricos do furo de sondagem PMT3. ....	171
5.8 – Classificação dos solos pela relação $E_M/p_L$ , adaptada da Tabela do Ministério da Habitação e Equipamentos de Transportes da França (1993), <i>apud</i> Fecker (2005).....	184
5.9 – Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos realizados no furo PMT3 com a análise dos resultados pela metodologia de Briaud (1992).....	186
5.10 – Resultados do ensaio de placa realizado de 01/11 a 02/11/2008.....	192
5.11 – Relação entre os módulos pressiométricos e o módulo do ensaio de placa.....	195
5.12 – Relação entre a pressão limite dos ensaios pressiométricos e a tensão última. ....	196
5.13 – Resultados dos ensaios SPT e relação $E_M/N$ . ....	197
5.14 – Relação entre a pressão limite dos ensaios pressiométricos e o índice de resistência à penetração "N" dos ensaios SPT. ....	199
5.15 – Módulos pressiométricos utilizados para a comparação.....	202
5.16 – Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CDnat e os módulos pressiométricos mais próximos dos blocos. ....	203
5.17 – Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CDnat e os módulos pressiométricos médios dos furos. ....	203
5.18 – Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CUnat e os módulos pressiométricos mais próximos dos blocos. ....	206
5.19 – Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CUnat e os módulos pressiométricos médios. ....	206
5.20 – Módulos pressiométricos normalizados pela tensão octaédrica do ensaio PMT1. ....	208
5.21 – Módulos pressiométricos normalizados pela tensão octaédrica do ensaio PMT2. ....	208
5.22 – Módulos pressiométricos normalizados pela tensão octaédrica do ensaio PMT3. ....	208
5.23 – Módulo $E_{t50\%}$ normalizado pela tensão octaédrica (Confinante de 49 kPa).....	209
5.24 – Módulo $E_{t50\%}$ normalizado pela tensão octaédrica (Confinante de 98 kPa).....	209
5.25 – Módulo $E_{t50\%}$ normalizado pela tensão octaédrica (Confinante de 196 kPa).....	210
5.26 – Módulo $E_{t50\%}$ normalizado pela tensão octaédrica (Confinante de 392 kPa).....	210
5.27 – Relações entre os módulos $E_{t50\%}$ obtidos dos ensaios triaxiais CDnat e os módulos pressiométricos médios no mesmo nível de tensão. ....	214

5.28 – Relação entre os módulos de Young obtidos dos ensaios o edométricos e triaxiais $K_0$ e os módulos pressiométricos médios. ....	217
5.29 – Relações entre os módulos de Young obtidos via ensaios triaxiais $K_0$ e os módulos pressiométricos médios no mesmo nível de tensão. ....	220
5.30 – Relação entre os módulos de Young do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat e os módulos pressiométricos médios. ....	223
5.31 – Resumo dos resultados dos ensaios <i>in situ</i> e de diversos ensaios de laboratório utilizados na análise direta. ....	224
5.32 – Resumo dos resultados dos ensaios <i>in situ</i> e de diversos ensaios de laboratório utilizados na análise no mesmo nível de tensão octaédrica. ....	225
5.33 – Resumo das relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela análise direta. ....	227
5.34 – Resumo das relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela análise nos mesmo nível de tensão octaédrica. ....	227
5.35 – Módulos $E_M$ previstos e módulos $E_M$ determinados <i>in situ</i> . ....	232
AA1 – Índices Físicos e Parâmetros do Solo, referente à cota 738,85 m. ....	253
AA2 – Índices Físicos e Parâmetros do Solo, referente à cota 740,85 m. ....	253
AA3 – Dados dos Ensaio Oedométricos. ....	254
G.1 – Resultados do ensaio de SPT-T 3 realizado de 26 a 28/11/2008. ....	289
G.2 – Resultados do ensaio de SPT-T 1 (contínuo), realizado de 12 a 21/11/2008. ....	290
G.3 – Resultados do ensaio de SPT-T 2 (contínuo), realizado de 4 a 7/11/2008. ....	291

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
2.1 - Ilustração do pressiômetro tipo Ménard (MPM) .....	11
2.2 - Exemplo curva de calibração da sonda (AFNOR, 2000).....	14
2.3 - Curva da calibração - perda de volume na aparelhagem (AFNOR, 2000).....	14
2.4 - Curva pressiométrica corrigida da NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).....	17
2.5 - Exemplo de curva de fluência da NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).....	20
2.6 - Unidade de controle do DMT .....	21
2.7 - Cone Elétrico (Adaptado de Lunne <i>et al.</i> , 1997).....	25
2.8 - Sistema de cravação do cone elétrico de FURNAS Centrais Elétricas S.A. a) Equipamento hidráulico de cravação de capacidade de 10 kN.; b) Cone elétrico. ....	27
2.9 - Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone Leve Tipo PANDA 2. ....	28
2.10 - Esquema de ensaio SPT (Schnaid, 2000). ....	29
2.11 - Ensaio de medição do torque sendo realizado. ....	30
2.12 - Esquema de montagem do ensaio de placa.....	32
3.1 - Situação geográfica e área prevista de inundação do reservatório da barragem, com indicação dos municípios da bacia de contribuição.....	34
3.2 - Imagem de satélite do reservatório com indicação do barramento, realizada em 23 de abril de 2010. ....	35
3.3 - a) Imagem de satélite da área da Barragem João Leite (Google Earth); b) Imagem de satélite da ombreira esquerda, mostrando inclusive a tenda no platô (Google Earth); c) Fotografia aérea da barragem com a indicação do platô (cedida pelo 42º Batalhão do Exército); d) Campo experimental na área do platô (cota: 746,00 m).....	36
3.4 - Locação dos piquetes de alinhamento da trincheira. ....	37
3.5 - Escavação da trincheira. ....	37
3.6 - Retirada de amostra deformada nas imediações dos blocos. ....	38
3.7 - Retirada dos blocos de amostra indeformada. ....	38
3.8 - Área de coleta das amostras no platô.....	39
3.9 - Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 03/10/08. Topo dos blocos 1 e 2 na cota 739,00 m.....	40
3.10 - Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 09/10/08. Topo dos blocos 3 e 4 na cota 741,00 m.....	40
3.11 - Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 09/10/08. Topo do bloco 5 na cota 740,00 m.....	41
3.12 - Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 10/10/08. Topo dos blocos 6 e 7 na cota 742,00 m.....	41
3.13 - Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 13/10/08. Topo dos blocos 8 e 9 na cota 743,00 m.....	42
3.14 - Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 14/10/08. Topo dos blocos 10 e 11 na cota 743,70 m.....	42
3.15 - Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 16/10/08. Topo dos blocos 12 e 13 na cota 745,00 m.....	43



3.16 -	Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 17/10/08. Topo dos blocos 14 e 15 na cota 745,90 m. ....	43
3.17 -	Perfil do aterro do estudo (Corte AA) com a posição dos blocos retirados. ....	44
3.18 -	Equipamentos de compactação utilizados: a) TC-18; b) VAP-70 e c) CA-25. ....	46
3.19 -	Montagem do ensaio de papel filtro utilizado. ....	51
3.20 -	PMT - Calibração da sonda ao ar livre. ....	56
3.21 -	Detalhe do trado utilizado. ....	56
3.22 -	Detalhe do trado após retirada do furo. ....	56
4.1 -	Representação do índices físicos do solo compactado. ....	61
4.2 -	Curvas de distribuições granulométricas do solo compactado do perfil de estudo. ....	64
4.3 -	Curvas de distribuição granulométrica do "solo natural" e dos limites do perfil. ....	65
4.4 -	Curvas características em função do teor de umidade. ....	69
4.5 -	Curvas características em função do grau de saturação. ....	70
4.6 -	Curva de compactação do solo referente à cota 745,75 m. ....	75
4.7 -	Curva de compactação do solo referente à cota 744,85 m. ....	75
4.8 -	Curva de compactação do solo referente à cota 743,55 m. ....	76
4.9 -	Curva de compactação do solo referente à cota 742,85 m. ....	76
4.10 -	Curva de compactação do solo referente à cota 741,85 m. ....	77
4.11 -	Curva de compactação do solo referente à cota 740,85 m. ....	77
4.12 -	Curva de compactação do solo referente à cota 739,85 m. ....	78
4.13 -	Curva de compactação do solo referente à cota 738,85 m. ....	78
4.13-A	Curvas de compactação reunidas. ....	79
4.14 -	Grau de compactação <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	88
4.15 -	Peso específico úmido <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	88
4.16 -	Índice de compressão <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	89
4.17 -	Curvas oedométricas com tensões em escala logarítmica. ....	90
4.18 -	Curvas oedométricas normalizadas com tensões em escala logarítmica. ....	91
4.19 -	Curvas oedométricas. ....	92
4.20 -	Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	96
4.21 -	Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> peso específico úmido. ....	97
4.22 -	Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> grau de compactação. ....	97
4.23 -	Grau de compactação <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	99
4.24 -	Peso específico úmido <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	99
4.25 -	Índice de compressão <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	101
4.26	Curvas oedométricas com tensões em escala logarítmica (condição inundada). ...	102
4.27	Curvas oedométricas normalizadas com tensões em escala logarítmica (condição inundada). ....	103
4.28	Curvas oedométricas (condição inundada). ....	104
4.29 -	Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	107
4.30 -	Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> peso específico úmido. ....	108
4.31 -	Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> grau de compactação. ....	108
4.32 -	Coefficiente de permeabilidade em função da tensão vertical de carregamento no corpo-de-prova. ....	110
4.33 -	Tensão vertical <i>versus</i> tensão horizontal dos ensaios triaxiais $K_0$ . ....	112
4.34 -	Trajectoria de tensões do ensaio triaxial $K_0$ . ....	115
4.35 -	Grau de compactação <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	117
4.36 -	Peso específico úmido <i>versus</i> índice de vazios inicial. ....	118

4.37 - Variação do peso específico do solo ao longo da espessura da camada compactada e sua influência nos CPs retirados do bloco de amostra indeformada..	119
4.38 - Índice de compressão <i>versus</i> índice de vazios inicial.....	120
4.39 - Curva de compressibilidade com tensão na escala logarítmica obtida do ensaio triaxial $K_0$ .....	121
4.40 - Curva de compressibilidade normalizada com tensão na escala logarítmica obtida do ensaio triaxial $K_0$ .....	122
4.41 - Curva de compressibilidade obtida do ensaio triaxial $K_0$ .....	123
4.42 - Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> índice de vazios inicial via ensaio triaxial $K_0$ .....	127
4.43 - Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> peso específico úmido via ensaio triaxial $K_0$ .....	128
4.44 - Módulo de elasticidade de Young <i>versus</i> grau de compactação via ensaio triaxial $K_0$ .....	128
4.45 - Módulos de elasticidade de Young representados no perfil.....	130
4.46 - Envoltórias de ruptura das amostras estudadas no perfil.....	134
4.47 - Envoltórias de ruptura em termos de tensões totais das amostras do perfil.....	136
4.48 - Envoltórias de ruptura em termos de tensões efetivas das amostras do perfil.....	136
4.49 - Faixas das envoltórias de ruptura dos ensaios CDnat (tensões efetivas) e CUnat (tensões totais e efetivas) para as amostras do perfil.....	138
4.50 - Módulo de elasticidade de Young obtidos a partir da compressão isotrópica do ensaio CDnat das amostras estudadas no perfil.....	141
4.51 - Módulos de elasticidade de Young obtidos a partir da compressão isotrópica do ensaio CUnat das amostras estudadas no perfil.....	144
4.52 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para $\sigma_3 = 49$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	146
4.53 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para $\sigma_3 = 98$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	147
4.54 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para $\sigma_3 = 196$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	148
4.55 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para $\sigma_3 = 392$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	149
4.56 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 49 kPa para as amostras do perfil.....	151
4.57 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 98 kPa para as amostras do perfil.....	151
4.58 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 196 kPa para as amostras do perfil.....	152
4.59 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 392 kPa para as amostras do perfil.....	152
4.60 - Módulos de Young à 50% da tensão de ruptura, obtidos na compressão triaxial com confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 392 kPa do ensaio CDnat.....	153
4.61 - Curva tensão-deformação do ensaio CUnat para $\sigma_3 = 49$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	154
4.62 - Curva tensão-deformação do ensaio CUnat para $\sigma_3 = 98$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	155
4.63 - Curva tensão-deformação do ensaio CUnat para $\sigma_3 = 196$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	156
4.64 - Curva tensão-deformação do ensaio CUnat para $\sigma_3 = 588$ kPa e detalhe ampliado da origem.....	157

4.65 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 49 kPa para as amostras do perfil. ....	158
4.66 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 98 kPa para as amostras do perfil. ....	159
4.67 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 196 kPa para as amostras do perfil. ....	159
4.68 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 588 kPa para as amostras do perfil. ....	160
4.69 - Módulos de Young a 50% da tensão de ruptura, obtidos na compressão triaxial com confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 588 kPa do ensaio CUnat. ....	161
4.70 - Coeficiente de variação do $E_{i50\%}$ médio para as tensões confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa, 392 kPa e 588 kPa dos ensaios CDnat e CUnat. ....	161
5.1 - Planta de locação dos furos de sondagem dos ensaios de campo. ....	163
5.2 - Perfil do aterro (Corte AA). ....	164
5.3 - Tensões nos blocos de amostra indeformada devido o peso próprio do aterro erguido até a data da coleta e tensões de pré-adensamento das amostras apresentadas no perfil. ....	166
5.4 - Superfície lateral de um bloco de amostra indeformada retirado da trincheira 1. ....	167
5.5 - Tensões <i>in situ</i> no perfil de estudo. ....	169
5.6 - Curvas pressiométricas corrigidas apresentadas sem os ciclos de descarga e recarga com seguimento tracejado ligando ao último ponto ( $p_L$ , $V_L$ ), obtido por extrapolação, referentes ao furo de sondagem PMT1. ....	172
5.7 - Curvas pressiométricas corrigidas apresentadas sem os ciclos de descarga e recarga com seguimento tracejado ligando ao último ponto ( $p_L$ , $V_L$ ), obtido por extrapolação, referentes ao furo de sondagem PMT2. ....	173
5.8 - Curvas pressiométricas corrigidas apresentadas sem os ciclos de descarga e recarga com seguimento tracejado ligando ao último ponto ( $p_L$ , $V_L$ ), obtido por extrapolação, referentes ao furo de sondagem PMT3. ....	173
5.9 - Curvas pressiométricas corrigidas omitindo os ciclos de descarga e recarga dos ensaios realizados na cota 745,5 m. ....	174
5.10 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m do furo PMT1. ....	175
5.11 - Perfil do teor de umidade <i>in situ</i> . ....	175
5.12 - Pressões $p_1$ e $p_2$ no perfil. ....	176
5.13 - Resultados da pressão limite no perfil. ....	177
5.14 - Pressões médias de $p_1$ , $p_2$ , $p_f$ , $p_L$ , $p_1$ e $p_2$ médios e a tensão horizontal. ....	178
5.15 - Média das pressões $p_1$ dos três furos e tensão horizontal pelo $K_0$ do triaxial. ....	178
5.16 - Módulos Ménard ( $E_M$ ) no perfil no de estudo para os três furos de sondagem. ....	180
5.17 - Módulos de recarregamento ( $E_R$ ) no perfil para todos os furos de sondagem. ....	182
5.18 - Módulos do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ) no perfil para todos os furos de sondagem. ....	182
5.19 - Relação $E_M/p_L$ no perfil. ....	183
5.20 - Curva pressiométrica corrigida expressa com a pressão em função da deformação radial da sonda pressiométrica, referente à cota 745,50 m do furo PMT3. ....	185
5.21 - Curva pressiométrica corrigida com a pressão em função da deformação radial da cavidade " $\epsilon_w$ ", referente à cota 745,50 m do furo PMT3. ....	185
5.22 - Tensão horizontal obtida da interpretação das curvas pressiométricas pela metodologia de Briaud (1992). ....	187

5.23 - Tensão horizontal, pressões $p_1$ e $p_2$ e pressão média pela metodologia de Briaud e pressões $p_1$ e $p_2$ determinadas segundo metodologia da NF P 94-110-1. ...	188
5.24 - Módulos Ménard pelas metodologias de Briaud e da NF P 94-110-1 no perfil. ....	188
5.25 - Módulos do primeiro ciclo de descarga e recarga pelas metodologias de Briaud e da NF P 94-110-1 no perfil. ....	189
5.26 - Módulos do segundo ciclo de descarga e recarga pelas metodologias de Briaud e da NF P 94-110-1 no perfil. ....	189
5.27 - Curva tensão <i>versus</i> recalque obtida no ensaio de placa. ....	191
5.28 - Malha utilizada para discretizar a placa do ensaio. ....	193
5.29 - Previsão de recalque para diferentes módulos elásticos. ....	193
5.30 - Refinamento da previsão de recalque para diferentes módulos elásticos. ....	194
5.31 - Índice de resistência à penetração "N" dos ensaios de SPT no perfil. ....	198
5.32 - Módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios triaxiais CDnat e módulos pressiométricos no perfil. ....	202
5.33 - Relação $E_{t50\%}/E_M$ (CDnat) em função do módulo pressiométrico. ....	204
5.34 - Módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios de compressão triaxial CUnat e módulos pressiométricos no perfil. ....	205
5.35 - Relação $E_{t50\%}/E_M$ (CUnat) em função do módulo pressiométrico. ....	207
5.36 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 745,50 m. ....	211
5.37 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 744,50 m. ....	211
5.38 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 743,50 m. ....	211
5.39 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 742,50 m. ....	212
5.40 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 741,50 m. ....	212
5.41 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 740,50 m. ....	212
5.42 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 739,50 m. ....	213
5.43 - Módulos normalizados <i>versus</i> tensão octaédrica na cota 738,50 m. ....	213
5.44 - Relação $E_{t50\%}/E_M$ (CDnat) em função do $E_M$ no mesmo nível de tensão octaédrica. ....	214
5.45 - Módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios de compressão triaxial CDnat e módulos pressiométricos no mesmo nível de tensões octaédricas. ....	215
5.46 - Módulos de Young obtidos pelos ensaios oedométricos e triaxiais $K_0$ e módulos pressiométricos médios no perfil. ....	216
5.47 - Relação $E/E_M$ (Oedométrico sem inundação) em função do $E_M$ médio. ....	218
5.48 - Relação $E/E_M$ (Oedométrico com inundação) em função do $E_M$ médio. ....	218
5.49 - Relação $E/E_M$ (Triaxial $K_0$ ) em função de $E_M$ médio. ....	219
5.50 - Relação $E/E_M$ (Triaxial $K_0$ ) em função de $E_M$ médio no mesmo nível de tensão octaédrica. ....	221
5.51 - Módulos de Young obtidos pelos ensaios triaxiais $K_0$ e módulos pressiométricos médios no mesmo nível de tensão octaédrica. ....	221
5.52 - Módulos de Young do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat e módulos pressiométricos médios no perfil. ....	222
5.53 - Relação $E/E_M$ do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat em função do módulo pressiométrico médio no mesmo nível de tensão octaédrica. ....	224
5.54 - Resultados dos ensaios <i>in situ</i> e de laboratório utilizados na análise direta. ....	225
5.55 - Resultados dos ensaios <i>in situ</i> e de laboratório utilizados na análise no mesmo nível de tensão octaédrica. ....	225
5.56 - Relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela análise direta. ....	226
5.57 - Relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela análise no mesmo nível de tensão octaédrica. ....	228
5.58 - Módulos $E_M$ previstos e módulos $E_M$ determinados <i>in situ</i> no perfil. ....	231

5.59 - Grau de compactação previsto e determinado <i>in situ</i> no perfil.....	233
5.60 - Peso específico úmido previsto e determinado a partir das amostras indeformadas.....	234
5.61 - Índice de vazios previsto e determinado a partir das amostras indeformadas.....	234
AA1 - Curva de compressibilidade refeita para a amostra indeformada referente à cota 738,85 m, (ensaio inundado). ....	253
AA2 - Curva de compressibilidade refeita para a amostra indeformada referente à cota 740,85 m, (ensaio inundado). ....	254
A.1 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 745,5 m. ....	255
A.2 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 744,5 m. ....	256
A.3 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 743,5 m. ....	256
A.4 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 742,5 m. ....	257
A.5 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 741,5 m. ....	257
A.6 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 740,5 m. ....	258
A.7 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 739,5 m. ....	258
A.8 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 738,5 m. ....	259
B.1 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m no furo PMT1. ....	260
B.2 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 744,5 m no furo PMT1. ....	261
B.3 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 743,5 m no furo PMT1. ....	261
B.4 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 742,5 m no furo PMT1. ....	262
B.5 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 741,5 m no furo PMT1. ....	262
B.6 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 740,5 m no furo PMT1. ....	263
B.7 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 739,5 m no furo PMT1. ....	263
B.8 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 738,5 m no furo PMT1. ....	264
C.1 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m no furo PMT2. ....	265
C.2 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 744,5 m no furo PMT2. ....	266
C.3 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 743,5 m no furo PMT2. ....	266
C.4 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 742,5 m no furo PMT2. ....	267
C.5 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 741,5 m no furo PMT2. ....	267
C.6 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 740,5 m no furo PMT2. ....	268
C.7 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 739,5 m no furo PMT2. ....	268
C.8 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 738,5 m no furo PMT2. ....	269
D.1 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m no furo PMT3. ....	270
D.2 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 744,5 m no furo PMT3. ....	271
D.3 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 743,5 m no furo PMT3. ....	271
D.4 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 742,5 m no furo PMT3. ....	272
D.5 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 741,5 m no furo PMT3. ....	272
D.6 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 740,5 m no furo PMT3. ....	273
D.7 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 739,5 m no furo PMT3. ....	273
D.8 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 738,5 m no furo PMT3. ....	274
F.1 - Curva pressiométrica corrigida da cota 744,5 m no furo PMT3 segundo Briaud. ....	285
F.2 - Curva pressiométrica corrigida da cota 743,5 m no furo PMT3 segundo Briaud. ....	286
F.3 - Curva pressiométrica corrigida da cota 742,5 m no furo PMT3 segundo Briaud. ....	286
F.4 - Curva pressiométrica corrigida da cota 741,5 m no furo PMT3 segundo Briaud. ....	287
F.5 - Curva pressiométrica corrigida da cota 740,5 m no furo PMT3 segundo Briaud. ....	287
F.6 - Curva pressiométrica corrigida da cota 739,5 m no furo PMT3 segundo Briaud. ....	288
F.7 - Curva pressiométrica corrigida da cota 738,5 m no furo PMT3 segundo Briaud. ....	288

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$a$	fator de perda de volume da aparelhagem (ensaio PMT)
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR	<i>Association Française de Normalisation</i>
<i>apud</i>	citado por
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
$c'$	coesão efetiva
$C_c$	coeficiente de compressibilidade
CCR	concreto compactado com rolo
CDnat	adensado, drenado, em estado natural de umidade
CDsat	adensado, drenado, saturado
cm	centímetros
cm/s	centímetros por segundo
cm <sup>3</sup>	centímetros cúbicos
CP	corpo-de-prova
CPMT	cone-pressiômetro
CPs	corpos-de-prova
CPT	ensaio de cone elétrico ( <i>Cone Penetration Test</i> )
CPV	Controlador de Pressão e Volume
CUnat	adensado, não-drenado, em estado natural de umidade
CUsat	adensado, não-drenado, saturado
$d_f$	diâmetro do furo de sondagem
$d_i$	diâmetro interno do tubo de aço utilizado para ensaio de calibração da perda de volume na aparelhagem
DMT	ensaio dilatométrico ( <i>DilatoMeter Test</i> )
$d_s$	diâmetro da sonda pressiométrica
$e$	índice de vazios
$E$	módulo de elasticidade de Young ou módulo de Young
$E_{2C}$	módulo pressiométrico no segundo ciclo de descarga-recarga pela metodologia de Briaud (1992)
$E_{2R}$	módulo de pressiométrico no segundo ciclo de descarga-recarga pela metodologia da norma experimental francesa XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999)
$E_C$	módulo pressiométrico no primeiro ciclo de descarga-recarga pela metodologia de Briaud (1992)
$E_{EP}$	módulo de elasticidade pelo ensaio de placa
$E_M$	módulo pressiométrico Ménard
$E_{oed}$	módulo oedométrico
$E_R$	módulo de pressiométrico no primeiro ciclo de descarga-recarga pela metodologia da norma experimental francesa XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999)

<i>et al.</i> .....	e outros
F .....	fator de correção
G .....	módulo de deformação cisalhante
g/cm <sup>3</sup> .....	grama por centímetro cúbico
GC .....	grau de compactação
G <sub>M</sub> .....	módulo de cisalhamento obtido no ensaio pressiométrico
GO .....	Goiás
h .....	hora
I <sub>a</sub> .....	índice de atividade
I <sub>p</sub> .....	índice de plasticidade
k .....	coeficiente de permeabilidade
K <sub>0</sub> .....	coeficiente de empuxo em repouso
kg .....	quilograma
kgf .....	quilograma força
k <sub>h</sub> .....	coeficiente de permeabilidade com fluxo na direção horizontal
kN/m <sup>3</sup> .....	quilo Newton por metro cúbico
kPa .....	quilo Pascal
k <sub>v</sub> .....	coeficiente de permeabilidade com fluxo na direção vertical
L <sub>s</sub> .....	comprimento da célula central da sonda
m .....	metro
m/s .....	metros por segundo
m <sub>E</sub> .....	menor valor de m <sub>i</sub> necessariamente positivo
m <sub>i</sub> .....	inclinação de qualquer segmento da curva pressiométrica
mm .....	milímetro
mm /min .....	milímetro por minuto
MPa .....	mega Pascal
MPM .....	ensaio pressiométrico Ménard ( <i>Menard PressureMeter test</i> )
m <sub>v</sub> .....	coeficiente de variação volumétrica
N .....	índice de resistência à penetração do ensaio SPT
n .....	porosidade
NBR .....	norma brasileira
°C .....	grau Celsius
OCR .....	razão de pré-adensamento ( <i>OverConsolidation Ratio</i> )
p .....	pressão corrigida aplicada no solo
p' <sub>E</sub> .....	abscissa no final do segmento m <sub>e</sub>
p <sub>1</sub> .....	abscissa no início do trecho da curva que define E <sub>M</sub>
p <sub>2</sub> .....	abscissa no final do trecho da curva que define E <sub>M</sub>
p <sub>3</sub> .....	abscissa no início do trecho da curva que define E <sub>R</sub>
p <sub>4</sub> .....	abscissa no final do trecho da curva que define E <sub>R</sub>
Panda 2 .....	ensaio de penetração dinâmica de cone leve com energia variável (equipamento na sua segunda versão)
p <sub>E</sub> .....	abscissa no início do segmento m <sub>e</sub>
p <sub>e</sub> .....	pressão de resistência devido as membranas da sonda
p <sub>F</sub> .....	logaritmo da altura de coluna de água em centímetros da pressão correspondente
p <sub>f</sub> .....	pressão de fluência ( <i>Creep</i> ) ou pressão de deformação plástica

$p_h$	pressão hidrostática (coluna d'água) entre a unidade de leitura e a célula central da sonda
$p_i$	abscissa do final do segmento $m_i$
$p_L$	pressão limite do ensaio pressiométrico
$p_{Lh}$	pressão limite calculada pelo método da hiperbólica ajustada
$p_{Li}$	pressão limite calculada pelo método da curva recíproca
PMT	ensaio pressiométrico ( <i>PressureMeter Test</i> )
$p_r$	pressão lida no CPV durante a realização do ensaio ou pressão bruta
$q_c$	resistência de ponta do ensaio CPT
$q_d$	resistência de ponta do ensaio Panda 2
$R^2$	coeficiente de determinação
RPA	razão de pré-adensamento
S	grau de saturação
SBPM	pressiômetro autoperfurante ( <i>Self-Boring PressureMeter</i> )
sin	seno
SPT	sondagem de simples reconhecimento ( <i>Standard Penetration Test</i> )
$S_u$	resistência não drenada
$u_0$	poro-pressão hidrostática
$u_a - u_w$	sucção matricial
UFG	Universidade Federal de Goiás
UnB	Universidade de Brasília
V	volume corrigido injetado na célula central
$V'_E$	ordenada no final do segmento $m_e$
$V_1$	ordenada no início do trecho da curva que define $E_M$
$V_2$	ordenada no final do trecho da curva que define $E_M$
$V_3$	ordenada no início do trecho da curva que define $E_R$
$V_4$	ordenada no final do trecho da curva que define $E_R$
$V_E$	ordenada no início do segmento $m_e$
$V_i$	ordenada do final do segmento $m_i$
$V_L$	volume correspondente a $P_L$
$V_p$	volume obtido no ensaio de perda de volume da tubulação
$V_r$	volume lido no CPV durante a realização do ensaio
$V_s$	volume inicial da célula central da sonda
w	umidade
$w_L$	limite de liquidez
$w_P$	limite de plasticidade
$Z_c$	elevação do centro do CPV
$Z_s$	elevação do centro da sonda
%	porcentagem
$\beta$	coeficiente usado para definir o trecho pseudo-elástico da curva
$\gamma$	peso específico úmido
$\gamma_d$	peso específico seco
$\gamma_s$	peso específico dos sólidos
$\gamma_w$	peso específico da água
$\Delta p$	diferença entre $p_2$ e $p_1$
$\Delta V$	diferença entre $V_2$ e $V_1$



$\Delta V^{60/30}$ .....	variação de volume, medidos para um mesmo nível de pressão, entre 60 e 30 segundos
$\Delta w$ .....	desvio de umidade
$\mu m$ .....	micro metro
$\sigma'_h$ .....	tensão horizontal efetiva
$\sigma'_p$ .....	tensão de pré-adensamento
$\sigma'_v$ .....	tensão vertical efetiva
$\sigma_{h0}$ .....	tensão horizontal total no repouso
$\nu$ .....	coeficiente de Poisson para solos
$\phi$ .....	ângulo de atrito
$\phi'$ .....	ângulo de atrito efetivo
$\phi'_{ax}$ .....	ângulo de atrito axissimétrico
$\phi^b$ .....	ângulo indicativo do coeficiente de incremento de resistência cisalhante relativa a sucção mátrica

## 1 INTRODUÇÃO

As propriedades geotécnicas de um solo compactado dependem essencialmente do tipo de solo empregado e das características de compactação deste material. No caso de obras de barragens, a escolha do tipo de solo é restrita as jazidas disponíveis nas proximidades da obra, restando como alternativa para se chegar a otimização técnico-econômica do maciço a adequada especificação de compactação.

Embora a compactação vise essencialmente a redução do índice de vazios do solo, aumentando o contato entre as partículas e tornando o aterro mais resistente, o aumento da densidade conferido artificialmente pelo processo de compactação de um solo natural desmontado para este fim, resulta num produto com características estruturais melhoradas e mais estáveis do ponto de vista geotécnico, quando comparado à estrutura do solo natural que lhe deu origem.

Os parâmetros de projeto de uma barragem de terra são então definidos com base na seleção do material disponível nas jazidas das imediações da obra e nos resultados de ensaios de laboratório executados a partir do material compactado extraído dessas jazidas, considerando o seu melhor potencial técnico-econômico.

Dessa forma, considera-se que executado o aterro, camada a camada, seguindo as especificações de compactação de projeto, chegar-se-á a um maciço de terra consideravelmente homogêneo, onde se espera que o comportamento desse maciço seja ditado pelos parâmetros geotécnicos determinados pelos ensaios de laboratório que o antecederam, tornando o controle de compactação uma forma indireta utilizada para garantir que o aterro atenda aos parâmetros de projeto.

Por isso que em barragens de terra, rigoroso controle de qualidade de compactação é utilizado para liberar cada camada recém executada, baseado no desvio de umidade em relação à ótima e no grau mínimo de compactação, relação entre a densidade seca a atingir no campo e a densidade seca máxima determinada em laboratório, no sentido de garantir com isso o desempenho do maciço em termos de deformabilidade, permeabilidade e várias outras

propriedades geotécnicas, inclusive na estabilidade desses parâmetros após inundação. No entanto, o controle aplicado somente durante a fase de construção do aterro, com suas limitadas informações, pode não é capaz de refletir o comportamento do maciço como um todo.

Algumas considerações fazem acreditar que o maciço compactado deve ter sua interpretação geotécnica feita de uma forma mais exigente e direta, do que simplesmente considerar para o maciço as propriedades das suas camadas compactadas sobrepostas, como por exemplo a influência da propagação da energia de compactação às camadas subjacentes, da energia efetiva absorvida pela camada de solo durante a compactação e sua eventual retenção/alívio ao longo do tempo, do surgimento de poro-pressões durante a construção, das tensões *in situ*, do tipo de equipamento utilizado, da espessura de camadas, da temperatura, da perda de água por evapo-transpiração durante o processo executivo, da heterogeneidade do material da jazida ao longo do perfil de intemperismo e dos tipos de minerais presentes na composição do material da jazida, bem como a influência deles no comportamento do solo.

O entendimento de que a obtenção de propriedades físicas desejadas durante o controle da compactação na construção do aterro seja suficiente para garantir a qualidade estrutural do maciço como um todo faz com que somente em algumas situações especiais sejam investigadas as propriedades do maciço após o término da execução.

Essas situações ocorrem por exemplo quando são identificados problemas em aterros em fase adiantada do processo construtivo, já com alturas elevadas, ou quando surge a necessidade de avaliar se uma barragem mais antiga, com documentação insuficiente, suportaria um alteamento ou ainda se atende aos padrões de segurança. Nesses casos faz-se necessário a abertura de poços de inspeção e retirada de amostras para realização de ensaios de laboratório, bem como o emprego de ensaios *in situ* para determinar os parâmetros geotécnicos da barragem de terra.

A inexistência, insuficiência ou inadequação de instrumentação de campo também dificulta o conhecimento do comportamento das barragens de terra após a execução e durante a operação, com o enchimento do reservatório, ficando desconhecidos alguns aspectos do maciço como um todo, como a deformabilidade sofrida e o acréscimo de tensões devido ao peso próprio do aterro e ao efeito do enchimento do reservatório.

Saber do comportamento “real” é fundamental para se tirar partido técnico-econômico em situações de futuras construções, reparos, implantação de eclusas e alteamento de barramentos, que geralmente possuem uma diversidade de funções sociais para a região e para

o país, como a geração de energia elétrica, abastecimento de água, controle de cheias, regularização de cursos para navegação, pesca, lazer e outros.

Diante dessa necessidade, surge como uma alternativa o emprego de ensaios de campo convencionais e outros menos convencionais para determinação dos parâmetros geomecânicos de aterros compactados e também durante a execução do aterro no controle de compactação segundo o comportamento do material, já que o controle baseado em propriedades físicas não pode fornecer informações diretas dos parâmetros do maciço e o emprego de ensaios de laboratório, embora satisfatórios, trazem como principal limitação a demora na obtenção dos resultados, não se ajustando às exigências de cronograma de uma obra dessa natureza que, por imposição do clima, já tem seu período de construção restrito ao período da estação de seca. Tal investigação a partir de ensaios de campo durante a fase construtiva pode inclusive nortear possíveis alterações e ajustes no processo construtivo das camadas subsequentes, caso os resultados dos ensaios sejam bem compreendidos e interpretados.

Vale ressaltar que de uma forma geral os ensaios de campo, além de serem de mais rápida execução quando comparados aos de laboratório, guardam a vantagem de possibilitar a análise do maciço nas condições reais em que se encontra, considerando fatores intrínsecos, como tensões confinantes, umidade natural, saturação, densidade, sucção, poro-pressão de água e fluxo d'água, e outros extrínsecos, como temperatura, carregamento e sobrecargas.

Contudo, poucos são os relatos sobre investigação *in situ* do comportamento de aterros compactados com o objetivo de validar os parâmetros medidos pelos ensaios de campo com os de laboratório ou de determinar as correlações existentes entre eles, além da baixa experiência para se avaliar os parâmetros utilizados na concepção dos projetos geotécnicos de barragens de terra via ensaios de campo.

Neste contexto torna-se necessário estudar a aplicabilidade dos ensaios de campo em aterros compactados com solos finos tropicais, ocorrentes na maior parte do território brasileiro, na determinação de parâmetros geotécnicos de modo a dar subsídios a projetos e controle executivo de barragens de terra, levando em consideração que são um partido construtivo largamente utilizado no país e que o sistema energético brasileiro é fundamentado em sua quase totalidade na geração hidroelétrica. Para tanto, a elaboração de um banco de dados com os resultados desses ensaios de campo, inclusive com equipamentos mais sofisticados de uso pouco frequente no Brasil, é imprescindível.

De caráter eminentemente experimental e na linha de investigações geotécnicas de campo, esta pesquisa foi delineada com base num projeto aprovado com financiamento pela Agência Nacional de Energia Elétrica - ANEEL, sob o título “Desempenho de Ensaios *In Situ* em Aterros Compactados em Barragens de Terra na Estimativa de Parâmetros Geotécnicos e Previsão de Comportamento”, proposto por FURNAS Centrais Elétricas S. A. com participação da Universidade Federal de Goiás.

O aspecto inovador da pesquisa é a aplicação de ensaios de campo como SPT, SPT-T, DMT, PMT, PANDA-2 e ensaio de placa em aterros compactados de barragens de terra, tentando extrapolar a maior experiência acumulada em projetos de fundações. Este trabalho tem como alvo o comportamento de solos finos tropicais compactados.

A pesquisa abordada nesta Tese de Doutorado teve como campo experimental de estudo o platô de jusante situado no aterro da ombreira esquerda da Barragem do Ribeirão João Leite construída com concreto compactado com rolo (CCR), com altura máxima de 52 m (cota 752,50 m), e barragem de terra constituindo suas duas ombreiras. As campanhas experimentais foram realizadas na cota 746,00 m (topo do platô), investigando a faixa do aterro até a cota 738,00 m.

Considerando a grande quantidade de resultados obtidos pelos ensaios realizados na pesquisa e a necessidade de uma abordagem detalhada a Tese focou nos resultados dos ensaios pressiométricos (PMT).

## **1.1 Objetivos**

Os objetivos principais da pesquisa são:

- Realizar ensaios SPT, SPT-T, DMT, PMT, Panda 2 e de placa em aterro de solo fino compactado de barragem de terra;
- Colaborar na formação de um banco de dados de parâmetros geotécnicos em aterro de solo fino compactado de barragem utilizando o pressiômetro Ménard;
- Avaliar o desempenho do pressiômetro como ferramenta na determinação do Módulo de Deformabilidade do solo estudado confrontando com os resultados de ensaios de laboratório, mais especificamente oedométricos e triaxiais, visando a obtenção de correlações entre os resultados dos ensaios;

- Avaliar a aplicabilidade de correlações determinadas entre os resultados dos ensaios pressiométricos e outros ensaios *in situ* como SPT, Panda 2, e placa, no que tange ao módulo de deformabilidade;
- Avaliar a aplicabilidade do pressiômetro como ferramenta de controle de qualidade de aterros compactados em construção e de aterros compactados de obras antigas;
- Desenvolver um método de perfuração a seco do aterro para a inserção da sonda pressiométrica.

## **1.2 Estrutura da Tese**

Esta tese está estruturada em seis capítulos:

### **Capítulo 1 - Introdução**

Neste capítulo é apresentado um contexto sobre construção de aterros de barragens de terra e o controle de qualidade de construção comumente realizado, com suas limitações, e ainda das dificuldades quando há a necessidade de avaliar aterros de barragens construídas para a determinação dos parâmetros geotécnicos do maciço, justificando a realização desta pesquisa na linha de investigação geotécnica de campo. São apresentados também os objetivos que buscam ser alcançados com este trabalho.

### **Capítulo 2 - Ensaios *in situ* em solos tropicais**

Este capítulo apresenta os principais métodos de investigação geotécnica de campo e algumas experiências com solos tropicais para servirem de subsídio ao desenvolvimento desta pesquisa. Apresenta ainda um tópico sobre a interpretação do ensaio pressiométrico Ménard, foco principal deste trabalho.

### **Capítulo 3 - Materiais e Métodos**

As informações sobre o local onde foram realizados os ensaios *in situ* e as metodologias empregadas na realização do programa experimental são apresentadas neste capítulo.

#### **Capítulo 4 - Resultados dos Ensaios de Laboratório**

Esse capítulo apresenta os resultados dos ensaios de caracterização mineralógica e geotécnica, de sucção pelo método do papel filtro, compactação, permeabilidade, oedométricos, triaxiais convencionais e tipo  $K_0$ , bem como suas respectivas análises e discussões.

#### **Capítulo 5 - Resultados dos Ensaios *In Situ***

São apresentados neste capítulo os resultados dos ensaios pressiométricos e os parâmetros geotécnicos determinados a partir da interpretação destes resultados. São apresentadas também correlações com resultados de outros ensaios como de placa, SPT, triaxiais e oedométricos, além de análise conjugando os resultados dos ensaios de controle de compactação com os módulos pressiométricos no sentido de avaliar o potencial do uso do PMT como ferramenta.

#### **Capítulo 6 - Conclusões**

Constam neste capítulo as principais conclusões obtidas no trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

### 2 ENSAIOS *IN SITU* EM SOLOS TROPICAIS

Neste capítulo serão abordados alguns tópicos importantes para o embasamento teórico desse trabalho, como os ensaios *in situ*, principalmente aqueles que permitem a investigação direta em solos tropicais dando maior enfoque ao ensaio do pressiométrico tipo Ménard no qual fundamenta-se resultados dessa Tese.

#### 2.1 Investigação Geotécnica de Campo

A construção de obras civis, bem como a avaliação do meio ambiente deve ser precedido de estudos para caracterização geológico-geotécnica da área de interesse (Souza *et al.*, 1998). A investigação do subsolo deve ser feita para definir o perfil estratigráfico, o que inclui identificar as camadas, suas espessuras e diferentes tipos de solos. A posição do nível d'água do lençol freático e os parâmetros mecânicos e hidráulicos das camadas de interesse devem ser determinados. Para tanto, ensaios de campo e de laboratório podem ser utilizados (Giacheti *et al.*, 2006).

Uma campanha de investigação eficiente deve permitir a visualização tridimensional do subsolo do terreno para identificar a continuidade lateral das camadas. Nesta etapa, o conhecimento da história geológica dos terrenos é fundamental para a adequada interpretação da geometria das camadas. Nas regiões de clima tropical e sub-tropical a origem dos solos está relacionada ao intemperismo tropical dos minerais, a pedogênese e a morfogênese. Nestas situações não existe continuidade lateral e o termo “camada” deve ser utilizado com restrições (Giacheti *et al.*, 2006).

Os projetos geotécnicos de qualquer natureza são normalmente executados com base em ensaios de campo (Schnaid, 2000). Entende-se por ensaios de campo, ou ensaios *in situ*, aqueles feitos no local de construção da obra, nos solos que interessam à obra (Massad, 2003). Alguns ensaios de campo ou a conjunção de dois ou mais deles permitem uma definição satisfatória da estratigrafia do subsolo e uma estimativa realista das propriedades



geomecânicas dos materiais envolvidos. Estas informações são necessárias na concepção de projetos de fundações, estabilidade de taludes, estruturas de contenção, pavimentos, infra-estrutura hídrica, entre outros.

Lima (1979) classifica os métodos de investigação do subsolo para fins geotécnicos em: indiretos, semi-diretos e diretos.

Os métodos indiretos ou geofísicos constituem um conjunto de ensaios de campo que não alteram as propriedades físicas do material ensaiado. Os principais ensaios geofísicos são: sísmicos, geoeletricos e potenciais. Estes ensaios apresentam uma excelente relação custo/benefício, pois possibilitam o levantamento de grandes áreas em curto período de tempo (Souza *et al.*, 1998). Os índices medidos mantêm correlações com a natureza geológica dos diversos horizontes, podendo-se ainda conhecer as suas respectivas profundidades e espessuras (Lima, 1979).

Os métodos semi-diretos, considerados também como indiretos por Schnaid, (2000), são os processos que fornecem informações sobre as características do terreno, sem, contudo, possibilitarem a coleta de amostras ou informações sobre a natureza do solo, a não ser por correlações indiretas. Os principais são: ensaio de palheta, ensaio de penetração de cone (CPT e CPTU), dilatômetro de Marchetti (DMT) e ensaio pressiométrico (Ménard – PMT e autoperfurantes – SBPM) (Lima, 1979).

Os métodos diretos consistem em qualquer conjunto de operações destinadas a observar diretamente o solo ou obter amostras ao longo de uma perfuração. Os principais métodos diretos são (Lima, 1979):

- Manuais: poços, trincheiras e sondagens a trados;
- Mecânicos: sondagens à percussão com SPT, sondagens rotativas, sondagens mistas e sondagens especiais com extração de amostras indeformadas<sup>1</sup>.

Segundo Souza *et al.* (1998), cada um destes métodos tem capacidade limitada para caracterizar o meio físico. As informações obtidas por qualquer dos métodos requerem comumente extrapolações para individualizar diferentes corpos com comportamento geotécnico homogêneo. Nestes casos, a utilização combinada de dois ou mais métodos de investigação mostram resultados de melhor qualidade.

No caso específico de construção de barragens, devido à extensão da obra, faz-se necessário uma investigação rigorosa principalmente na posição do eixo da barragem na

---

<sup>1</sup> Chama-se amostra indeformada a amostra retirada por processo que procura preservar o volume, a estrutura e a umidade do solo; as tensões são, naturalmente, aliviadas e deverão ser recompostas no laboratório. (Velloso e Lopes, 2004)

extensão da sua base de apoio e ombreiras. Mesmo com furos de sondagem próximos (método direto) e intercalados ao longo do eixo, a utilização de outros ensaios como os geofísicos (método indireto) são capazes de identificar a existência de falhas, cavernas e outras anomalias no subsolo.

A escolha da abordagem (direta ou indireta) depende da técnica de ensaio utilizada, do tipo de solo investigado, normas específicas e códigos, bem como da experiência regional (Schnaid, 2000). Cabe ao engenheiro definir qual o procedimento de análise mais apropriado.

Novos e modernos equipamentos de investigação geotécnica foram introduzidos nas últimas décadas visando ampliar o uso de diferentes tecnologias em diferentes condições de subsolo (Schnaid, 2000). O avanço da eletrônica somado a rápida evolução da informática, tem proporcionado equipamentos mais apropriados, menores, mais robustos e mais econômicos (Mota, 2003). A utilização de ensaios com Cone Elétrico (CPT), Pressiômetro de Ménard (PMT), Dilatômetro de Marchetti (DMT), Cone Dinâmico Leve de Energia Variável (Panda 2), somados a Sondagem de Simples Reconhecimento a Percussão sem torque (SPT) e com torque (SPT-T) permitem um tratamento mais refinado dos parâmetros geomecânicos obtidos em investigações de campo, com forte consolidação teórica e rápido tempo de resposta.

Os ensaios de campo podem ser usados de duas formas. A primeira consiste na determinação direta de certos parâmetros dos solos, por correlações empíricas com os resultados dos ensaios. A segunda forma requer a construção de modelos matemáticos, os mais próximos possíveis dos fenômenos físicos, que ocorrem durante os ensaios, e que possibilitam a determinação dos referidos parâmetros dos solos (Massad, 2003).

## **2.2 Ensaio Pressiométrico (PMT)**

O primeiro pressiômetro que se tem notícia foi desenvolvido por Klöger, em 1933, que não logrou sucesso no seu invento devido às dificuldades na interpretação dos resultados e limitações tecnológicas da época, pois não existiam borrachas sintéticas e tubulações semi-rígidas (Cunha, 1994). O termo pressiômetro foi introduzido pelo engenheiro francês Louis Ménard, em 1955, para definir um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa de solo. Modernamente, o equipamento é reconhecido e utilizado como ferramenta rotineira de

investigação geotécnica, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão-deformação de solos *in situ* (Schnaid, 2000).

Os pressiômetros são classificados em três categorias segundo sua forma de inserção ao solo (Mair e Wood, 1987, *apud* Schnaid, 2000): pressiômetros de pré-furo, pressiômetro autoperfurante e pressiômetro cravante.

O ensaio pressiométrico em perfurações (de pré-furo) consiste na inserção da sonda em um furo de sondagem previamente escavado. Esta técnica é simples quando comparada a outros equipamentos, exigindo cuidados especiais para evitar a perturbação (amolçamento) do solo durante a perfuração. Este é um dos condicionantes essenciais à realização de ensaios de boa qualidade. Os métodos de execução de furos dependem da natureza dos solos, de sua resistência e da ocorrência do lençol freático. Em depósitos argilosos é necessário utilizar lama bentonítica para manter a integridade da escavação, porém o fluido pode alterar as condições do solo próximo às paredes do furo. Em muitos solos residuais, a experiência brasileira tem demonstrado que uso de trado manual para a execução da perfuração é satisfatório. Igualmente fundamental é o controle da relação entre o diâmetro do furo ( $d_f$ ) e o diâmetro da sonda ( $d_s$ ); valores de  $d_f/d_s$  inferiores a 1,15 são recomendados devido às limitações de expansão da sonda pressiométrica. (Schnaid, 2000)

O ensaio pressiométrico tipo Ménard (MPM) enquadra-se nesta categoria de pré-furo. O equipamento, ilustrado na Figura 2.1 consiste em uma sonda pressiométrica, um painel de controle de pressão e volume e uma fonte de pressão.

O procedimento de ensaio consiste na colocação da sonda dentro de um furo de sondagem na cota desejada para, a seguir expandi-la mediante a aplicação de incrementos de pressão de mesma magnitude, ou seja, sob pressão controlada. Em cada incremento de pressão, as leituras são registradas aos 1, 15, 30 e 60 s. Após 60 s, um novo incremento de pressão é aplicado, tendo-se como resultado uma curva pressiométrica onde o volume injetado ao final de 60 s é representado em função da pressão aplicada. (Schnaid, 2000)

O princípio da técnica do pressiômetro autoperfurante (SBPM) consiste em minimizar os efeitos do amolçamento do solo ao redor da sonda, gerados pela inserção do equipamento no terreno. A sonda é cravada no solo enquanto as partículas do solo deslocado pelo dispositivo são fragmentadas por uma sapata cortante e removidas por fluxo de água para a superfície. A operação requer uma equipe altamente treinada que, para cada tipo de solo, selecione simultaneamente a pressão vertical necessária à cravação, a posição e velocidade de rotação da sapata cortante e a pressão do fluido de lavagem (Schnaid, 2000).



Figura 2.1 - Ilustração do pressiômetro tipo Ménard (MPM)

A sonda pressiométrica é mononuclear e a medição é realizada por meio de três sensores elétricos de deformação, espaçados radialmente em  $120^\circ$  e posicionados num plano médio da sonda. O ensaio pode ser realizado com tensão controlada, deformação controlada, ou ainda, uma combinação dos dois procedimentos. Usualmente, o ensaio é iniciado aplicando-se incrementos controlados de pressão até observar-se o início da expansão da sonda pressiométrica. A partir desta fase, a expansão ocorre com velocidade constante de deformação de 1%/min ou com incrementos de tensão inferiores a 5% da capacidade do equipamento. Recomenda-se realizar um ou mais ciclos de descarga-recarga durante a expansão da sonda pressiométrica.

O pressiômetro cravado é aquele cuja penetração no terreno é forçada por meio de cravação. Entre as diferentes técnicas destaca-se a do cone-pressiômetro (CPMT), na qual o módulo pressiométrico é montado diretamente no fuste de um cone. Combina-se, neste caso, a robustez do cone com a habilidade do pressiômetro em fornecer medidas completas do comportamento tensão-deformação do solo. O procedimento de ensaio consiste na interrupção da cravação do cone em cotas pré-estabelecidas, nas quais se procede a expansão da sonda pressiométrica. A fase de expansão do módulo pressiométrico é semelhante a do auto-perfurante, porém a sonda pode expandir a valores elevados de deformações visando a propagação da superfície elasto-plástica em solo não amolgado pela cravação do CPMT no terreno (Schnaid, 2000).

A utilização do pressiômetro apresenta claras vantagens, pois permite a obtenção da relação tensão-deformação do solo *in situ*, a estimativa do valor de “ $K_0$ ”; da pressão de escoamento, mais conhecida como “*creep pressure*” e da pressão limite associada às condições de ruptura do solo. Destacando-se como virtudes do ensaio a possibilidade de medir as propriedades de deformação do solo, a resistência limite ou de ruptura. (Mota, 2003)

A maioria dos métodos de interpretação baseada em soluções analíticas utiliza a técnica de ajuste de curva no qual a curva experimental fornecida pelo ensaio é comparada com o resultado de uma curva teórica gerada analiticamente por uma simulação no computador, que por sua vez é resultante da aplicação da teoria de expansão de cavidade cilíndrica. Os parâmetros que levam à geração desta curva são escolhidos pelo usuário, que julga a qualidade do ajuste. A interdependência dos parâmetros constitutivos envolvidos ( $c$ ,  $\phi$ ,  $\sigma_{h0}$  e  $G$ ) diminui a ocorrência de erros grosseiros na interpretação dos ensaios pressiométricos, pois a escolha de um valor pouco realista para qualquer uma das variáveis reduz a possibilidade de ajuste (Cunha, 1996; Schnaid, 2000 e Vecchi *et al.*, 2000, *apud* Mota, 2003). Segundo Mota (2003), deve-se destacar que mais de um conjunto de valores pode fornecer um ajuste satisfatório, exigindo julgamento geotécnico e bom senso para a escolha do conjunto representativo.

A utilização do pressiômetro apresenta claras vantagens em relação a outras técnicas de ensaio *in situ*, na medida em que as condições de contorno podem ser expressas via teorias de expansão de cavidade (Cunha, 1994).

A experiência brasileira é ainda incipiente, restringindo-se à validação da experiência internacional em condições locais, com base na comparação com outros ensaios de campo e laboratório. Em solos residuais pode-se citar alguns trabalhos, o pioneiro foi realizado em 1989, por Oliveira (1990) na cidade de Goiânia para construção do *Shopping Bougainville*, depois em 1992, durante um programa de investigação geotécnica para o Metrô de Brasília, onde foram realizados ensaios pressiométricos do tipo Ménard em dois furos de sondagem na “Asa Sul”, sendo que Ortigão *et al.* (1996) aplicaram a solução de Carter *et al.* (1986) na análise dos resultados destes ensaios, e mais recentemente foram igualmente realizados ensaios em ardósia alterada (Cunha *et al.*, 2000), ressaltando a alta aplicabilidade deste ensaio nos solos e rochas brandas locais. Outro ensaio foi apresentado por Cunha *et al.* (2004) realizado para pesquisa geológica nos estudos preliminares da linha do metrô em Goiânia.

## 2.3 Interpretação do Ensaio Pressiométrico Tipo Ménard (MPM).

Nesta seção são apresentados os procedimentos para a realização e interpretação dos resultados do ensaio pressiométrico e a determinação dos principais parâmetros obtidos diretamente do ensaio como por exemplo o módulo pressiométrico ou módulo Ménard ( $E_M$ ) e a pressão limite ( $p_L$ ), assim como as calibrações a serem realizadas para o tratamento de dados do ensaio e construção da curva pressiométrica corrigida.

Todas as etapas correspondentes às calibrações e parâmetros diretos são apresentados de acordo com a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000), a qual regulamenta o ensaio pressiométrico tipo MPM (*Menard PressureMeter test*) na França, já que no Brasil ainda não há normalização disponível para este ensaio, de forma a facilitar o entendimento dos procedimentos para a correta interpretação de seus resultados.

Cabe salientar que a execução de ciclos descarga-recarga, para determinação do módulo de recarregamento ( $E_R$ ) é tratada especificamente pela norma experimental francesa XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999).

### 2.3.1 Calibrações

De acordo com a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000), antes da realização dos ensaios deve-se realizar-se a calibração do equipamento, procedimento no qual é buscado obter a interferência dos elementos do equipamento nas leituras do ensaio. Realiza-se a calibração para obtenção dos valores para a resistência das membranas da sonda e para a perda de volume devido a dilatação da tubulação e do aparelho.

A resistência da membrana é obtida através de um ensaio de calibração ao ar livre, no qual a sonda é mantida na posição vertical no mesmo nível do centro da Central de Pressão e Volume (CPV) e inflada à pressão atmosférica até a injeção máxima de líquido na sonda (700 cm<sup>3</sup> para sonda em estudo). Assim é obtida uma curva semelhante a da Figura 2.2, que apresenta a pressão *versus* o volume injetado, a qual corresponde a resistência da membrana da sonda.

Em caso de uso de membranas novas, ela requer ser exercitada antes, da calibração ao ar livre propriamente dita, basta repetir o procedimento por no mínimo três vezes, o que se chama de pré-calibração (APAGEO, 2005).

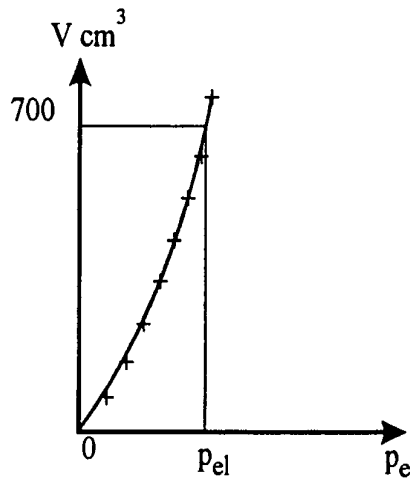


Figura 2.2 - Exemplo curva de calibração da sonda (AFNOR, 2000)

A calibração para a perda de volume na tubulação e nas conexões do equipamento é realizada inflando a sonda dentro de um tubo metálico de diâmetro próximo ao da sonda, e após é analisada a curva obtida nesse ensaio, apresentada na Figura 2.3.

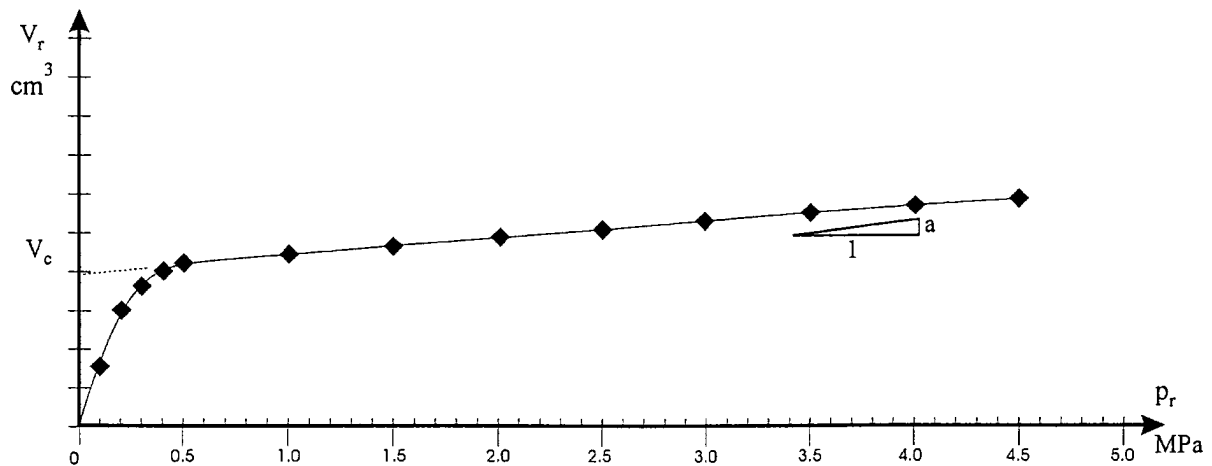


Figura 2.3 - Curva da calibração - perda de volume na aparelhagem (AFNOR, 2000)

Desta curva são retirados dois parâmetros importantes para o ensaio. O primeiro é coeficiente angular da reta "a", chamado de fator de perda de volume do equipamento, definido por:

$$a = \Delta V / \Delta p \quad (2.1)$$

O segundo é o valor da ordenada \$V\_c\$, obtido prolongando-se a linha que melhor se adapta ao trecho linear da curva até a intersecção com o eixo das ordenadas. \$V\_c\$ é usado para determinar o volume inicial da célula central da sonda (\$V\_s\$), dado por:

$$V_s = 0,25 \cdot \pi \cdot L_s \cdot d_i^2 - V_c, \quad (2.2)$$

onde  $L_s$  é o comprimento da membrana interna (distância entre os dois anéis) e  $d_i$  é o diâmetro interno no tubo metálico.

A norma NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) recomenda valores de "a" inferiores a  $6 \text{ cm}^3/\text{MPa}$  para tubulação com até 50 m de comprimento. Caso o valor seja superior, pode haver ar na tubulação e nesse caso é necessário fazer uma purga, esse também é um dos motivos para se usar água deaerada no sistema.

Com os parâmetros de calibração determinados pode-se realizar o ensaio, e corrigir os valores obtidos para os quais correspondem ao comportamento do solo.

### 2.3.2 Obtenção dos parâmetros pressiométricos

Segundo a norma francesa, as leituras de pressões e volumes realizadas durante os ensaios deverão ser corrigidas levando-se em consideração:

- Pressão hidráulica ( $p_h$ );
- Pressão de resistência da membrana;
- Perda de volume do equipamento e tubulação.

O ensaio fornece uma curva “bruta”, de pressão *versus* volume, a qual deve ser corrigida para que represente o comportamento unicamente do solo.

A correção da interferência da pressão hidráulica esta relacionada à coluna de água acima do ponto no qual o ensaio está sendo realizado, lembrando que a tubulação e a célula de central estão cheias de água. Considera-se a coluna d’água a elevação entre o centro do controlador de pressão e volume (CPV) e o centro da sonda.

A pressão hidráulica que é somada a pressão lida é dada por:

$$p_h = \gamma_w(z_c - z_s) \quad (2.3)$$

onde  $\gamma_w$  é o peso específico da água, adotado igual a  $9,81 \text{ kN/m}^3$ ,  $z_c$  a cota do centro do CPV e  $z_s$  a cota do eixo da sonda durante a realização do ensaio.

A correção para a perda de pressão da membrana da sonda consiste em, por meio da curva de calibração da membrana, desconsiderar a parcela de pressão medida que corresponde ao necessário para o inflamento unicamente da membrana da sonda. Para isso deve-se construir a curva da pressão em função do volume ( $p = f(V)$ ), correspondente a calibração ao ar livre.



Assim esta correção é feita aplicando-se os volumes brutos medidos do ensaio “ $V_r$ ”, na equação dada pela função acima. Para cada incremento de volume tem-se um valor de pressão que corresponde à resistência da membrana, devendo esse ser descontado do valor lido no ensaio.

$$p = p_r (V_r) - p_e (V_r), \quad (2.4)$$

onde  $p$  é a pressão corrigida,  $p_r$  é a pressão bruta lida no ensaio e  $V_r$  é o volume bruto lido no ensaio no tempo de 60 s.

A correção para a perda de volume na tubulação é feita, pois para cada valor de volume  $V_r$  deve-se eliminar a expansão adicional da tubulação e do equipamento, os quais também são medidos pelo CPV.

Assim tem-se:

$$V = V_r - a p_r, \quad (2.5)$$

onde:  $V$  é o volume corrigido,  $V_r$  é o volume bruto lido, “ $a$ ” o fator de perda de volume (eq. 2.1) e  $p_r$  é a pressão bruta lida no ensaio no tempo de 60 s.

A curva pressiométrica corrigida será dada por:

$$p = p_r + p_h - p_e (V_r) \quad (2.6)$$

$$V = V_r - a p_r \quad (2.7)$$

### 2.3.3 Determinação do módulo pressiométrico Ménard ( $E_M$ )

A partir da curva pressiométrica corrigida pode-se determinar o valor do módulo Ménard ( $E_M$ ).

Para isso deve-se escolher um trecho da curva pressiométrica referente a fase elástica do solo. Como a curva pressiométrica é construída sobre uma série de segmentos lineares, deve-se determinar quais os segmentos que compõem o trecho da curva que corresponde ao comportamento linear-elástico do solo. Desta forma, a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) descreve um processo analítico para determinação do trecho pseudo-elástico do solo.

Cada segmento da curva possui um coeficiente angular “ $m_i$ ”, conforme Figura 2.3, onde:

$$m_i = \frac{V_i - V_{i-1}}{p_i - p_{i-1}}, \quad (2.8)$$

onde  $p_i$  e  $V_i$  são as coordenadas do final do segmento.

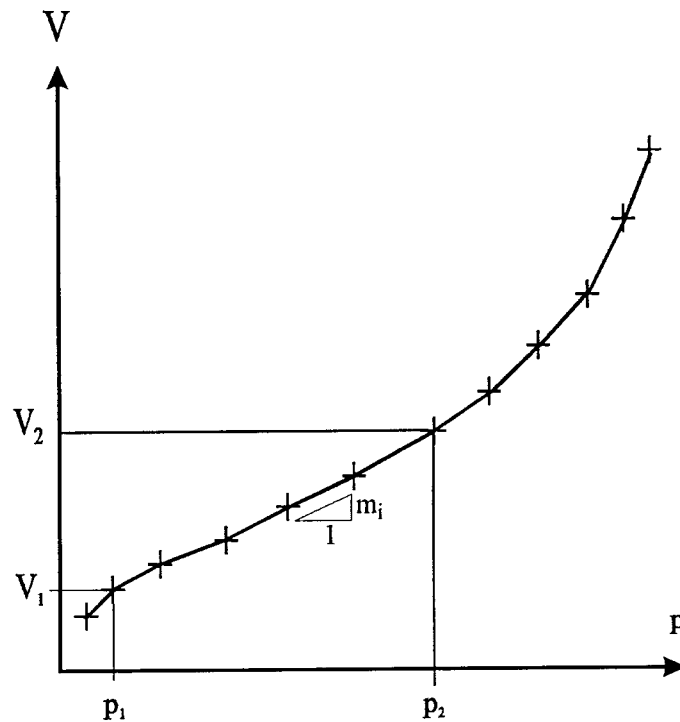


Figura 2.4 - Curva pressiométrica corrigida da NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000)

O menor valor de “ $m_i$ ”, necessariamente positivo, é denominado “ $m_e$ ”. As coordenadas desse segmento são chamadas de  $(p_E, V_E)$ , no início do segmento, e  $(p'_E, V'_E)$  no final do segmento.

Assim, a faixa de variação da curva ao longo da qual é obtido o módulo pressiométrico é definida no trecho onde todos os segmentos sucessivos apresentam um gradiente ( $m_i$ ) menor ou igual a  $\beta$  vezes o valor de “ $m_e$ ”. O trecho elástico se estende da origem do primeiro segmento envolvido até o último segmento que apresente um coeficiente angular ( $m_i$ ) conforme citado anteriormente.

O valor de  $\beta$  é dado por:

$$\beta = 1 + \frac{1}{100} \cdot \frac{p'_E + p_E}{p'_E - p_E} + \frac{2 \times \delta}{V'_E - V_E}, \quad (2.9)$$

Sendo  $\delta$  a variação do volume injetado.

A norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) adota  $\delta = 3 \text{ cm}^3$ . Embora a norma europeia, a DIS 22476-4 (ISO, 2008), permita aumentar o valor de  $\delta$  para que se tenha no mínimo três segmentos consecutivos para a definição do módulo pressiométrico.

Por convenção, as coordenadas do trecho elástico do módulo pressiométrico são conhecidas como  $(p_1, V_1)$  no início e  $(p_2, V_2)$  no final do trecho determinado (ver Figura 2.4).

Por definição o módulo pressiométrico de Ménard é calculado pela equação:

$$E_M = 2(1 + \nu) \left[ V_s + \left( \frac{V_1 + V_2}{2} \right) \right] \frac{(p_2 - p_1)}{(V_2 - V_1)}, \quad (2.10)$$

onde:  $V_1$  é volume inicial do trecho elástico,  $V_2$  é volume final do trecho elástico,  $V_s$  o volume inicial da célula central determinado na eq. (2.2),  $p_1$  é pressão inicial do trecho elástico,  $p_2$  é pressão final do trecho elástico e  $\nu$  é o coeficiente de Poisson, admitido como 0,33 para todos os tipos de solos pela norma francesa. O módulo ( $E_M$ ) é expresso em MPa.

#### 2.3.4 Obtenção da pressão limite ( $p_L$ )

Convencionalmente a pressão limite, dada em MPa, é a pressão corrigida para a qual o volume injetado na célula central de medição durante o ensaio é tal que:

$$V_L = V_s + 2.V_1, \quad (2.11)$$

onde  $V_L$  é o volume correspondente a pressão limite, ou volume limite,  $V_s$  é o volume inicial da célula central da sonda (eq. 2.2), e  $V_1$  é o volume no início do trecho elástico da curva pressiométrica.

Para a pressão limite existe uma solução direta, essa solução consiste em determinar  $V_L$  conforme a eq. (2.11), e associar esse valor a uma pressão na curva pressiométrica corrigida. O valor associado é a pressão limite. Entretanto nem sempre a curva se estende o suficiente para obtenção direta deste parâmetro e isso ocorre quando, durante o ensaio, o volume injetado é tal que, o volume da célula central se torna maior que  $V_s + 2.V_1$ , então a pressão limite deve ser obtida através de dois métodos de interpolação linear, utilizando-se no final o menor valor encontrado.

#### 2.3.5 Métodos de extrapolação

Quando, durante o ensaio, o volume do líquido injetado é insuficiente para usar o método direto, a pressão limite é obtida por extrapolação.

Essa extrapolação somente é permitida quando o número de incrementos de pressão aplicados além da pressão “ $p_2$ ” é no mínimo igual a três.

Quando a pressão limite não pode ser determinada pelo método direto e nem pelos métodos de extrapolação, o valor da pressão limite será dado como  $p_l > p$ , com  $p$  sendo o último valor da curva corrigida.

- **Método da curva inversa**

Esse método consiste em transformar o par  $(p, V)$  em  $(p, 1/V)$ , e aplicar regressão linear para todos os valores acima de  $p_2$ , inclusive  $p_2$ .

Esta estrapolação é obtida pela transformação abaixo:

$$Y = A.P + B, \quad (2.12)$$

com:

$$Y = V^{-1}, \quad (2.13)$$

onde:

$A$  e  $B$  são coeficiente obtidos da equação linear que melhor se adapta a curva  $(p, 1/V)$ , no trecho após  $(p_2, V_2)$ , incluído estes.

O valor da pressão limite será dado pela equação abaixo:

$$p_{lim} = -\frac{B}{A} + \frac{1}{[A(V_S + 2V_l)]} \quad (2.14)$$

- **Método de ajuste hiperbólico**

Nesse método a extrapolação é obtida com todas as leituras tal que  $p > p_E$  (coordenada do início do segmento “ $m_e$ ”) através da seguinte transformação:

$$Y = C.X - D \quad (2.15)$$

Com:

$$X = \frac{V - V_E}{P - P_E} \text{ e} \quad (2.16)$$

$$Y = \frac{pV - p_E V_E}{P - P_E} \quad (2.17)$$

onde  $C$  e  $D$  são coeficientes obtidos através da equação da reta que melhor se adapta ao gráfico formado pelos diversos valores de  $X$  e  $Y$  obtidos para todas as leituras tal que  $p > p_E$ .

A pressão limite é obtida para  $V_L = V_S + 2V_1$

$$p_{lh} = \frac{p_E(V_E + D) + C(V_l - V_E)}{V_l + D} \quad (2.18)$$

- **Pressão limite por extrapolação**

A pressão limite é dada pelo menor valor entre  $p_{lin}$  e  $p_{lh}$ , obtidos na eq. (2.14) e na eq. (2.18).

Se  $\frac{|p_{lin} - p_{lh}|}{p_{lh}} \geq 0,2$ , o ensaio não permite a obtenção da pressão limite.

### 2.3.6 Pressão de fluência ou de deformação plástica

A pressão de fluência (*creep*) “ $p_f$ ” esta relacionada a tensão de escoamento do solo, ou seja, a tensão a partir da qual o comportamento do solo passa do regime linear-elástico para o regime plástico. É obtida pela análise do gráfico do diagrama pressão *versus* variação do volume injetado entre 30 s e 60 s ( $p, \Delta V^{60/30}$ ).

O valor de  $p_f$ , sempre igual ou maior a  $p_2$ , pode ser aceito como a abscissa da intersecção de duas linhas retas escolhidas para representar o trecho elástico e o plástico, respectivamente, no gráfico  $p$  *versus*  $\Delta V^{60/30}$ , como mostra a Figura 2.5.

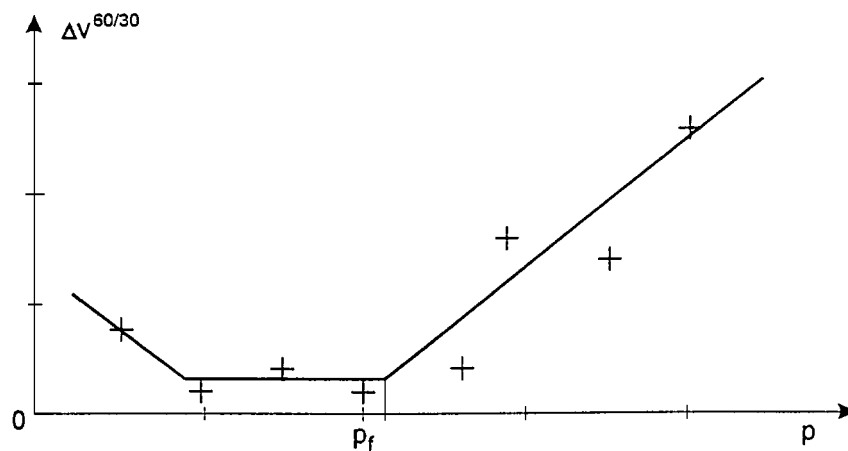


Figura 2.5 - Exemplo de curva de fluência da NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000)

## 2.4 Ensaio Dilatométrico (DMT)

O ensaio dilatométrico foi desenvolvido na Itália pelo professor Silvano Marchetti, responsável pela concepção e construção do equipamento, bem como pela formulação dos conceitos básicos associados à sua interpretação. A técnica foi patenteada na Itália em 1977.

O dilatômetro constitui-se em uma lâmina de aço inoxidável dotada de uma membrana circular de aço muito fina em uma de suas faces, similar a um instrumento tipo célula de pressão total. O ensaio dilatométrico (*DilatoMeter Test* – DMT) consiste na inserção da lâmina dilatométrica no terreno para em seguida usar a pressão de gás para expandir a membrana de aço (diafragma) no interior da massa de solo. O equipamento é portátil e de fácil manuseio, sendo a operação simples e relativamente econômica (Schnaid, 2000).

Descrevendo melhor o equipamento, a lâmina dilatométrica em aço inoxidável possui 220 mm de comprimento, 95 mm de largura e 14 mm de espessura, com ponta formando um ângulo de 20°. Em uma das faces apresenta uma membrana metálica de 60 mm de diâmetro. A Figura 2.6. mostra uma fotografia do equipamento de FURNAS Centrais Elétricas S. A. que foi usado na pesquisa.



Figura 2.6 - Unidade de controle do DMT

É recomendável que a placa seja introduzida no terreno, independentemente do material, a uma velocidade de 2 cm/s (Lacasse e Lune, 1988 *apud* Quaresma *et al.*, 1998). O intuito de se estabelecer um padrão para a velocidade e a fim de possibilitar uma comparação dos resultados em nível internacional. Para a inserção estática pode-se utilizar a mesma máquina de cravação do cone. Marchetti e Crapps, (1981) e Schmertmann (1986) *apud* Quaresma *et al.*, (1998) mencionam a possibilidade da utilização de equipamento de

percussão, embora seja dito em ambos os trabalhos que o sistema de cravação estática seja preferível. Briaud e Miran (1992) *apud* Quaresma *et al.*, (1998) comentam que a cravação dinâmica altera os resultados e diminui a acurácia das correlações.

As hipóteses adotadas no desenvolvimento do ensaio assumem que os amolgamentos gerados pela inserção do dilatômetro no solo são inferiores à média observada em outras técnicas de penetração e que as medidas são obtidas para pequenas deformações do diagrama e correspondem ao comportamento do solo na fase elástica. A interpretação dos resultados dilatométricos possibilita a estimativa de parâmetros geomecânicos do solo a partir de correlações de natureza semi-empírica, em particular do coeficiente de empuxo no repouso “ $K_0$ ”, o módulo de elasticidade “ $E$ ” ou “ $M$ ”, razão de sobre adensamento OCR, resistência ao cisalhamento não-drenada de argilas “ $S_u$ ” e o ângulo de atrito interno das areias “ $\phi$ ”. A experiência tem ainda demonstrado a aplicabilidade do ensaio como indicativo do tipo de solo. As correlações existentes foram desenvolvidas para as areias e argilas de origem sedimentar (Schnaid, 2000).

Embora o ensaio já tenha sido normalizado nos Estados Unidos em 1986 e na Europa em 1995, não há ainda normalização específica no Brasil. Segundo Quaresma *et al.* (1998) e Schnaid (2000), a experiência publicada a respeito de ensaios de dilatômetro no país ainda é pequena.

Queiroz (2008) realizou os primeiros estudos do uso do DMT na avaliação de maciços compactados. A pesquisa foi feita na Barragem do Ribeirão João Leite, Goiânia-GO, com trecho principal em CCR e ombreiras de solo compactado. As análises desse trabalho apontaram o ensaio dilatométrico como uma ferramenta em potencial de controle de compactação e que deve ser melhor estudada, principalmente no que diz respeito à consideração dos efeitos da sucção do solo em seus resultados.

A interpretação empírica é a principal limitação do DMT, sendo de suma importância a realização de pesquisas de forma a estabelecer banco de dados válidos para os solos tropicais brasileiros.

## **2.5 Ensaio de Penetração de Cone/Piezocone (CPT/CPTU)**

O ensaio de penetração do cone e piezocone são conhecidos pelas siglas CPT (*Cone Penetration Test*) e CPTU (*Piezocone Penetration Test*). Os resultados obtidos nestes ensaios podem ser utilizados para identificação estratigráfica do subsolo, caso seja respaldado de um

bom banco de dados; determinação de algumas propriedades geotécnicas do solo prospectado; e previsão da capacidade de carga de fundações.

Segundo Lunne *et al.* (1997) o estudo da evolução do sistema de penetração de cone pode ser dividido em etapas correspondente a três grupos principais de penetrômetros: o cone mecânico, o cone elétrico e o piezocone.

O primeiro ensaio penetrométrico com cone foi feito em 1932 pelo engenheiro holandês P. Barentsen e por isso era chamado de “cone holandês”. Inicialmente o sistema mecânico consistia basicamente num tubo de 19 mm de diâmetro interno e dentro deste uma haste de aço de 15 mm que podia se mover livremente para cima e para baixo e conectada a base desta haste de aço havia uma ponteira cônica. Ambos, o tubo externo e a haste interna com o cone de 10 cm<sup>2</sup> e com ângulo da ponta de 60°, eram cravados manualmente (Barentsen, 1936 *apud* Lunne *et al.*, 1997). A profundidade máxima de penetração alcançada com o equipamento foi de 10 m a 12 m e a resistência de penetração foi lida por intermédio de um manômetro. A medida da resistência do cone foi corrigida subtraindo o peso da haste interna. (Lunne *et al.*, 1997)

A *Delft Soil Mechanics Laboratory* projetou o primeiro equipamento de penetração de cone de capacidade de 10 toneladas operado manualmente, com o qual o primeiro ensaio foi realizado em 1935 (De Graaf e Vermeiden, 1988 *apud* Lunne *et al.*, 1997). Este dispositivo também usou uma “camisa” externa de 19 mm, a qual eliminou o atrito lateral ao longo da haste interna. O cone foi primeiramente cravado 150 mm, seu curso máximo, e então o tubo externo era cravado até fazer contato com a base da ponteira cônica novamente. Então a “camisa” e a haste interna eram cravadas juntas até o próximo nível permanecendo em contato, e assim, a resistência podia ser medida novamente.

Lunne *et al.* (1997) citam Vermeiden e Plantema, que em 1948 aperfeiçoaram o “cone holandês” original adicionando uma parte cônica logo acima do cone. A nova geometria proposta por Vermeiden foi para prevenir a entrada de solo no espaço (folga) entre a camisa e as hastes.

Begemann (1953 e 1969) *apud* Lunne *et al.* (1997) aperfeiçoou significativamente o ensaio de penetração estática do “cone holandês” por adicionar a “luva de atrito” atrás da ponta cônica. Usando este novo dispositivo o atrito lateral local poderia ser medido além da resistência do cone. As medidas de atrito lateral eram feitas a cada 0,20 m, entretanto, em casos especiais o intervalo poderia ser diminuído para 0,10 m. O método foi patenteado em 1953 e em 1965, Begemann foi também o primeiro a propor que a “razão de atrito” (atrito



lateral/resistência da ponta) poderia ser utilizada para classificar as camadas do solo em termos do tipo do solo.

Sanglerat (1972) *apud* Lunne *et al.* (1997) também relatou o desenvolvimento por Parez de um cone penetrométrico, o qual consistia numa ponteira cônica conectada a um pistão de um pequeno macaco hidráulico na base do sistema de hastes. Uma linha de óleo pressurizado transmitia a pressão para os manômetros localizados na superfície do terreno, permitindo leituras contínuas da resistência do cone.

O próximo grande avanço foi o surgimento do cone elétrico e o primeiro dos primeiros penetrômetros tipo cone elétrico foi provavelmente desenvolvido pela *German Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering* (DEGEBO) em Berlin durante a Segunda Guerra Mundial. Na Holanda, o primeiro cone elétrico, chamado de cone Rotterdam, foi desenvolvido e patentado em 1948 por Bakker (Broms e Flodin, 1988 *apud* Lunne *et al.*, 1997). Com o cone elétrico, os sinais eram transmitidos para a superfície através de um cabo que passava por dentro do canal das hastes de cravação. Segundo Muhs (1978) *apud* Lunne *et al.* (1997) os principais aperfeiçoamentos do novo penetrômetro em relação ao cone mecânico, eram a eliminação de possíveis erros de interpretação dos resultados do ensaio devido ao atrito entre as hastes internas e o tubo externo (“camisa”); a realização de um ensaio contínuo sem a necessidade de movimentos alternados das diferentes partes da ponteira do penetrômetro e a impossibilidade para indesejáveis movimentos do solo influenciando a resistência do cone, além das medidas elétricas da resistência obtidas serem mais simples e mais realistas, possibilitando leituras contínuas e facilidade na gravação dos resultados. Outra razão para o uso de sistemas de medição elétricos é que as células de cargas por serem muito sensíveis podem ser usadas com muito mais acurácia na investigação de solos moles.

O *Delf Soil Mechanics Laboratory* (DSML) tinha trabalhado com cone elétrico desde 1949 e em 1957 produziu o primeiro cone elétrico onde atrito lateral local poderia também ser medido separadamente (Vasblom, 1985, *apud* Lunne *et al.*, 1997). Para explorar toda a experiência acumulada com o cone mecânico, o DSML desenvolveu uma série de estudos comparativos, tentando conseguir os mesmos resultados do cone mecânico (Heijnen, 1973; Vlasblom, 1985 *apud* Lunne *et al.*, 1997). Em 1965 um cone elétrico foi desenvolvido pela Fugro em cooperação com o *Dutch State Research Institute* (TNO). A Figura 2.7 mostra o penetrômetro do tipo cone de atrito elétrico desenvolvido pela Fugro. A forma e dimensões deste cone formaram as bases para o *International Reference Test Procedure* (ISSMFE, 1977, 1989). Como um incremento da época, cabe salientar, a inserção de um inclinômetro elétrico

na sonda que permitiu que desvios em relação a vertical pudessem ser monitorados durante a execução do ensaio. (De Ruyter, 1971 *apud* Lunne *et al.*, 1997)

Como ápice do desenvolvimento, introduziu-se um transdutor (medidor) de pressão da água associado a um elemento poroso colocado geralmente próximo à ponta do cone para a medição de poro-pressões durante o ensaio. Este tipo de cone passou a ser chamado de “piezocone” (Velloso e Lopes, 2004). Este fato foi marcado com duas publicações científicas importantes na primeira Conferência Européia de Ensaio de Penetração (ESOPT-1), realizada em Estocolmo em 1974, que apresentaram exemplos de medidas de poro-pressão durante a penetração. Um piezômetro elétrico convencional, desenvolvido pelo *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI), foi usado por Janbu e Senneset (1974) *apud* Lunne *et al.* (1997) para medir a poro-pressão durante a penetração adjacente para o perfil do CPT. Schmertmann (1974) *apud* Lunne *et al.* (1997) também cravou uma sonda piezométrica e mediu a poro-pressão na penetração. Schmertmann reconheceu a importância da medição da poro-pressão da água na interpretação dos resultados do CPT. Ambos, Janbu e Senneset, e Schmertmann mostraram os resultados das mudanças na poro-pressão durante a pausa na penetração.

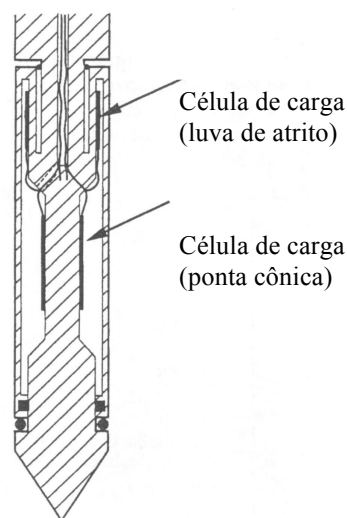


Figura 2.7 – Cone Elétrico (Adaptado de Lunne *et al.*, 1997)

No Brasil, o ensaio de penetração do cone chegou em meados da década de 50, trazido pela Companhia de Estacas Franki (Velloso, 1959, *apud* Mota, 2003). A partir daí outros projetistas passaram a empregar o ensaio para o projeto de fundações em estacas, motivando o desenvolvimento de métodos de estimativas de capacidade de carga no país (Aoki e Velloso, 1975 e Velloso, 1981, *apud* Mota, 2003).

As dificuldades inerentes à comparação de resultados obtidos com diferentes equipamentos levaram à padronização dos ensaios pela ASTM (1979), ISSMFE (1977, 1989) e NBR 12069 (ABNT, 1991). As recomendações quanto a terminologia, dimensões, procedimentos, precisão de medidas e apresentação dos resultados foram estabelecidas nestas normas.

O princípio do ensaio de penetração do cone é muito simples, consistindo na cravação no terreno de uma ponteira cônica (ângulo da ponta de  $60^\circ$ ) a uma velocidade constante de 20 mm/s. A seção transversal do cone é normalmente de  $10 \text{ cm}^2$ , podendo atingir até  $15 \text{ cm}^2$  para equipamentos mais robustos, de maior capacidades de carga (Schnaid, 2000). O atrito lateral é medido em uma luva cilíndrica localizada acima da base do cone com  $150 \text{ cm}^2$  de área lateral.

O equipamento de cravação consiste numa estrutura de reação sobre a qual é montado um sistema de aplicação de cargas. Sistemas hidráulicos são normalmente utilizados para esta finalidade, sendo o pistão acionado por uma bomba hidráulica acoplada a um motor a combustão ou elétrico. A penetração é obtida através da cravação contínua de hastes metálicas de 1 m de comprimento, seguida da retração do pistão hidráulico para posicionamento de nova haste. O conjunto pode ser montado sobre caminhão, utilitário ou reboque, cuja capacidade varia entre 100 kN e 200 kN. A reação aos esforços de cravação é obtida pelo peso próprio do equipamento e/ou através de fixação ao solo de helicóides de ancoragem manual ou pequenas estacas de concreto (“morto”) executadas previamente. (Schnaid, 2000)

A Figura 2.8a mostra um equipamento hidráulico de cravação de capacidade de 100 kN e a Figura 2.8b apresenta um cone elétrico de 35,7 mm de diâmetro.

Os principais atrativos do ensaio de penetração do cone são o registro contínuo da resistência à penetração, fornecendo uma descrição detalhada da estratigrafia do subsolo, a medição da poro-pressão e a eliminação de qualquer influência do operador nas medidas do ensaio. As grandezas medidas são a resistência de ponta ( $q_c$ ), o atrito lateral ( $f_s$ ) e a poro-pressão ( $u$ ) no caso de piezocone, sendo a razão de atrito  $R_f (=f_s/q_c)$  o parâmetro derivado do ensaio mais utilizado para a classificação dos solos.

Segundo Schnaid (2000), diversos autores apresentaram propostas de classificação dos solos a partir de resultados de piezocone, estando algumas proposições consagradas na prática de engenharia. As correlações apresentadas são em geral satisfatórias para solos sedimentares brasileiros, porém não foram ainda testadas de forma sistêmica em solos residuais e, principalmente, solos compactados.



Figura 2.8 - Sistema de cravação do cone elétrico de FURNAS Centrais Elétricas S.A.  
a) Equipamento hidráulico de cravação de capacidade de 10 kN.; b) Cone elétrico.

Sistemas automáticos de aquisição de dados são usualmente empregados em ensaios de cone. Programas computacionais simples permitem o gerenciamento do processo de aquisição e armazenamento das medidas *in situ* (Schnaid, 2000).

## 2.6 Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone Leve Tipo PANDA 2

O ensaio de penetração dinâmica de cone tipo PANDA 2 desenvolvido pela empresa francesa *Sol Solution* conjuntamente com o laboratório de engenharia civil, LERMES/CUST, da universidade de *Blaise Pascal de Clermont - Ferrand*, apresenta peculiaridades que o distingue dos penetrômetros dinâmicos convencionais. É um equipamento portátil, leve, com aquisição automática da energia e da profundidade de cravação, estas informações são facilmente transportadas para um microcomputador, sem necessidade de tratamentos adicionais de sinal (Gouves, 1991).

O PANDA 2 é um ensaio de penetração dinâmica de cone, que assim como o PANDA, sua versão anterior, consiste na cravação de um conjunto de hastes, com uma ponteira cônica (ângulo da ponta de 90°) acoplada a base, no interior do solo, sob a energia de batidas de um martelo. Entretanto, sua particularidade em relação ao anterior está na medição

da energia da batida do martelo através da deformação de um sensor, instrumentado com uma ponte de *strain gages* (Angelim *et al.*, 2008b).

No ensaio, a velocidade do martelo é medida logo em seguida ao impacto do martelo pelo sensor de deformação situado no capacete que é colocado sobre o conjunto de hastes e recebe diretamente os golpes. Uma correia ligando este capacete, dotado de um sistema de controle de altura que permanece sobre a superfície do terreno e é atravessado pelo conjunto de hastes de cravação, faz o controle da profundidade ensaiada. Os dados tanto da energia de cravação como da profundidade de cravação são registrados em um pequeno sistema de aquisição que por sua vez calcula a resistência de ponta “qc”. Este cálculo da resistência de ponta é feito em função da área da ponta (2, 4 ou 10 cm<sup>2</sup>) e do número de hastes utilizadas no conjunto, cuja massa é conhecida (Angelim *et al.*, 2008b). A Figura 2.9 mostra o equipamento em operação.



Figura 2.9 – Ensaio de Penetração Dinâmica de Cone Leve Tipo PANDA 2.

No ensaio, busca-se limitar a penetração de 2 a 20 mm por golpe com o intuito de evitar ou limitar o repique elástico e a geração de poro-pressão no caso de solos saturados ou quase saturados como é o caso de solos compactados acima do teor de umidade ótimo. Obtém-se assim, em média, um ponto de leitura a cada 5 mm, o que permite acompanhar de modo relativamente contínuo o comportamento do solo ao longo da profundidade de cravação. (Carvalho *et al.*, 2006)

## 2.7 Ensaio SPT e SPT-T

O *Standard Penetration Test* (SPT), originalmente desenvolvido no final da década de 20 nos Estados Unidos da América, é reconhecidamente a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica utilizada na maioria dos países do mundo, incluindo o Brasil, onde foi introduzido a partir de 1939 (Vargas, 1989). O ensaio permite a coleta de amostras deformadas do solo, a medida do índice de resistência à penetração (N) e a determinação da posição do nível d'água. Do índice de resistência à penetração tem-se a indicação da densidade de solos granulares, bem como, à identificação da consistência de solos coesivos e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil (Schnaid, 2000).

O ensaio de SPT constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é realizada por trado e circulação de água utilizando-se um trépano de lavagem como ferramenta de escavação. Amostras deformadas representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade por meio de amostrador-padrão, de diâmetro externo de 50 mm. O procedimento de ensaio consiste na cravação deste amostrador no fundo de uma escavação (revestida ou não), usando uma massa de 65 kgf, caindo de uma altura de 75 cm (ver Figura 2.10). O índice de resistência à penetração, “N”, é o numero de golpes necessário para fazer o amostrador penetrar 30 cm, após uma cravação inicial de 15 cm (Schnaid, 2000).

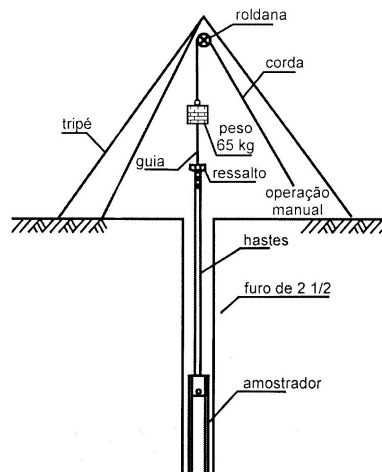


Figura 2.10 – Esquema de ensaio SPT (Schnaid, 2000).

O ensaio SPT tornou-se tradicional e popular, principalmente por se tratar de um ensaio simples e de baixo custo quando comparado com outros métodos de investigação, porém a utilização de resultados oriundos destes ensaios requer cuidados especiais, já

existindo na literatura vários registros de discrepância nos resultados obtidos, conforme já indicado por Meneses e Sobrinho (1994). Como se não bastassem tais constatações, o problema no Brasil é agravado pelo fato de certas empresas não adotarem equipamentos padronizados e aferidos, não seguindo criteriosamente as recomendações da norma NBR 6484 (ABNT, 2001). Diferentes equipamentos e procedimentos para a realização do SPT resultam em diferentes energias disponíveis para a cravação do amostrador, e conseqüentemente, diferentes valores de “N” para um mesmo solo (Giacheti *et al.*, 2006).

Visando eliminar parte das causas de erros do ensaio SPT e a obtenção de um número maior de informações, Ranzini (1988) sugeriu que, após o término da cravação do amostrador e a determinação da resistência à penetração N em cada camada, fosse aplicado um momento de torção às hastes, por meio de um torquímetro, medindo-se então o momento de torção máximo necessário à rotação do amostrador. Tal procedimento permite a obtenção da resistência de atrito lateral entre a parede externa do amostrador e o solo, e que poderia ser utilizada, por exemplo, na avaliação da tensão lateral de estacas. O ensaio SPT complementado com medidas de torque (T) é comumente conhecido pela sigla SPT-T. A Figura 2.11 mostra o ensaio sendo realizado.



Figura 2.11 - Ensaio de medição do torque sendo realizado.

O ensaio SPT-T apresenta a vantagem de permitir a obtenção de parâmetros suplementares, no que refere ao atrito lateral, com a utilização do mesmo equipamento simples, tradicional e facilmente disponível no mercado.

Décourt e Quaresma Filho (1991) apresentaram os primeiros resultados deste ensaio para solos sedimentar e residual da região de São Paulo, obtendo correlações entre o SPT e o SPT-T. Alonso (1994) comparou correlações obtidas por ele com as obtidas por Décourt e

Quaresma Filho (1991), e mostrou discrepância, evidenciando que as correlações não são universais. As diferenças entre os modelos físicos e a qualidade estrutural do solo nos dois ensaios, indicam que tais correlações são de difícil generalização principalmente em solos tropicais. Guimarães *et al.* (2000) estudaram um perfil de solo poroso de Anápolis - GO, onde foram realizados ensaios do tipo SPT e SPT-T, para avaliar a relação existente entre os resultados obtidos conforme a norma e os que utilizam o avanço com um amostrador de bico grosso (55 mm), ou seja, avanço por cravação. O trabalho apresentou ainda uma contribuição quanto ao estudo de correlações entre os ensaios SPT e SPT-T, bem como quanto a análise do uso do índice de torque (T/N) para a identificação de solos colapsíveis. Angelim *et al.* (2008a) também estudaram o uso do Torque para a determinação do atrito lateral e a comparação com o atrito lateral da luva de atrito obtida pelo ensaio de CPT em perfil de solo residual de micaxisto no campo experimental de FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. em Aparecida de Goiânia – GO.

## 2.8 Ensaio de Placa

A prova de carga em placa se constitui em um ensaio de compressão realizado diretamente na superfície ou em determinada profundidade do terreno, por meio de uma placa metálica rígida. O ensaio procura reproduzir num modelo reduzido o comportamento da fundação sob a ação das solicitações provenientes da superestrutura, sendo a cota de realização do ensaio definida de acordo com a necessidade do projeto (Menegotto, 2004).

Segundo Barata (1984) *apud* Menegotto (2004) este é o mais antigo ensaio *in situ* de compressão. Internacionalmente os primeiros trabalhos são de Enger (1916), Goldbeck (1925) e Terzaghi (1925, 1932). Segundo Menegotto (2004), no Brasil o primeiro data de 1920, de autoria de Cunha (1920) *apud* Agnelli (1997) que apresentou vários ensaios em terrenos para estudo de fundações. Vargas (1955) *apud* Teixeira e Godoy (1998) recorda que o IPT de São Paulo está entre os precursores na realização de provas de carga sobre placa no país.

A execução de uma prova de carga é regulamentada pela NBR-6489 (ABNT, 1984) sobre prova de carga direta sobre terreno de fundação, onde uma placa de aço rígida de 80 cm de diâmetro é carregada em estágios por um macaco hidráulico reagindo contra uma cargueira. Um estágio de carga somente é aplicado após a estabilização dos recalques (variação inferior a 5% no estágio) do estágio anterior. As cargas são aplicadas até a ruptura do solo e, caso isto não aconteça, até que se atinja o dobro da tensão admissível presumida



para o solo, ou um recalque julgado excessivo. Os resultados de uma prova de carga são apresentados em forma de um gráfico Tensão x Recalque juntamente com os outros dados relativos à montagem da prova, sua localização em planta e elevação, resultados de sondagem próximos, etc.

Os esforços são aplicados à placa por meio de macacos hidráulicos, os quais reagem contra um sistema de reação. A Figura 2.12 ilustra o esquema de montagem do ensaio, utilizando um caminhão de caçamba basculante carregado com solo como sistema de reação.



Figura 2.12 – Esquema de montagem do ensaio de placa.

As provas de carga em placa são utilizadas para obter as características de resistência e deformabilidade do solo em um local específico. Entretanto, são geralmente realizadas sobre áreas pequenas simulando o comportamento da fundação, enquanto que a informação requerida é o comportamento de fundações com grandes áreas carregadas. A menos que os efeitos de escala entre a placa e a fundação sejam apropriadamente levados em consideração, a prova de carga pode levar a um senso falso de segurança, ou por outro lado, a um projeto anti-econômico (Taylor, 1948 *apud* Menegotto, 2004)

No caso de solos residuais, o tratamento a ser dado dependerá do tempo de estabilização dos recalques durante os estágios da prova de carga. Uma estabilização rápida indicaria um comportamento “arenoso” e a prova de carga seria interpretada como se o solo fosse uma areia. Ao contrário, um longo tempo de estabilização indicaria um comportamento “argiloso”, e o solo seria tratado como uma argila (Teixeira e Godoy, 1998). Segundo Barata (1966) *apud* Menegotto (2004) o ensaio tem maior aplicabilidade no caso de terrenos cuja deformabilidade é praticamente imediata à ação das cargas, tais como: a) os terrenos pedregulhosos, arenosos e silto-arenosos, em qualquer grau de saturação; b) terrenos argilosos e silto-argilosos, em baixo grau de saturação.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentadas as características do local onde foi realizado o programa experimental da pesquisa e a metodologia utilizada na execução dos ensaios realizados.

Foi realizado um programa extenso, eminentemente experimental, que englobou campanhas de coleta de amostras, de ensaios de campo e de laboratório. A coleta de amostras deformadas e indeformadas foi feita durante a construção do aterro. Nas campanhas de ensaios de campo foram realizados ensaios PMT, DMT, SPT-T, SPT-Cone (proposto pelo autor, substituindo do amostrador padrão por ponteira cônica), Panda 2 e de placa. Quanto aos ensaios de laboratório foram realizados ensaios de caracterização mineralógica e geotécnica, sucção pelo método do papel filtro, compactação, permeabilidade, adensamento e triaxiais.

A execução desses ensaios contou com o apoio dos laboratórios de geotecnia do Departamento de Apoio e Controle Tecnológico-DCT-C de FURNAS Centrais Elétricas S. A. e do consórcio construtor da barragem, bem como de mão-de-obra contratada diretamente pelo pesquisador e de outros colaboradores.

#### 3.1 Características do Local

A situação geográfica da barragem é apresentada na Figura 3.1.

Dentro da linha da pesquisa no estudo de aterro compactado de barragem de terra foi selecionada a obra da Barragem do Ribeirão João Leite. Trata-se de uma obra de 389 m de extensão em concreto compactado com rolo mais 62 m de aterro referente às duas ombreiras, totalizando 451 m de comprimento e 52 m de altura máxima, com crista posicionada na cota 752,50 m e com previsão de área inundada de 10,4 km<sup>2</sup>, operando na cota 749,00 m referente ao NA máximo normal. Sua finalidade principal é o abastecimento público de água para a região metropolitana de Goiânia. A Figura 3.2 mostra a imagem de satélite com o reservatório cheio, após a conclusão da obra.

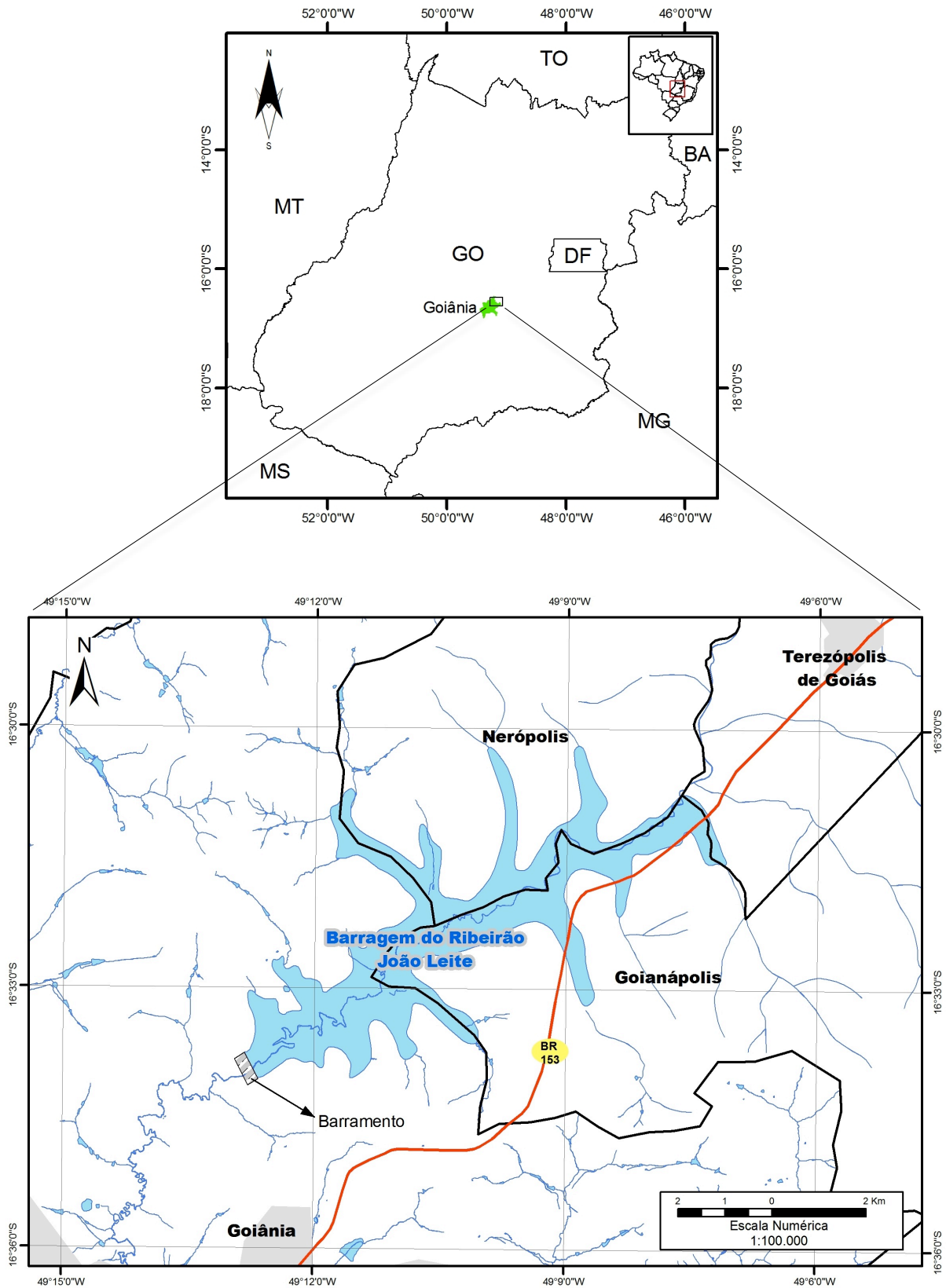


Figura 3.1 - Situação geográfica e área prevista de inundação do reservatório da barragem, com indicação dos municípios da bacia de contribuição. Nota: As manchas na cor cinza nos cantos inferior esquerdo e superior direito representam a ocupação urbana.

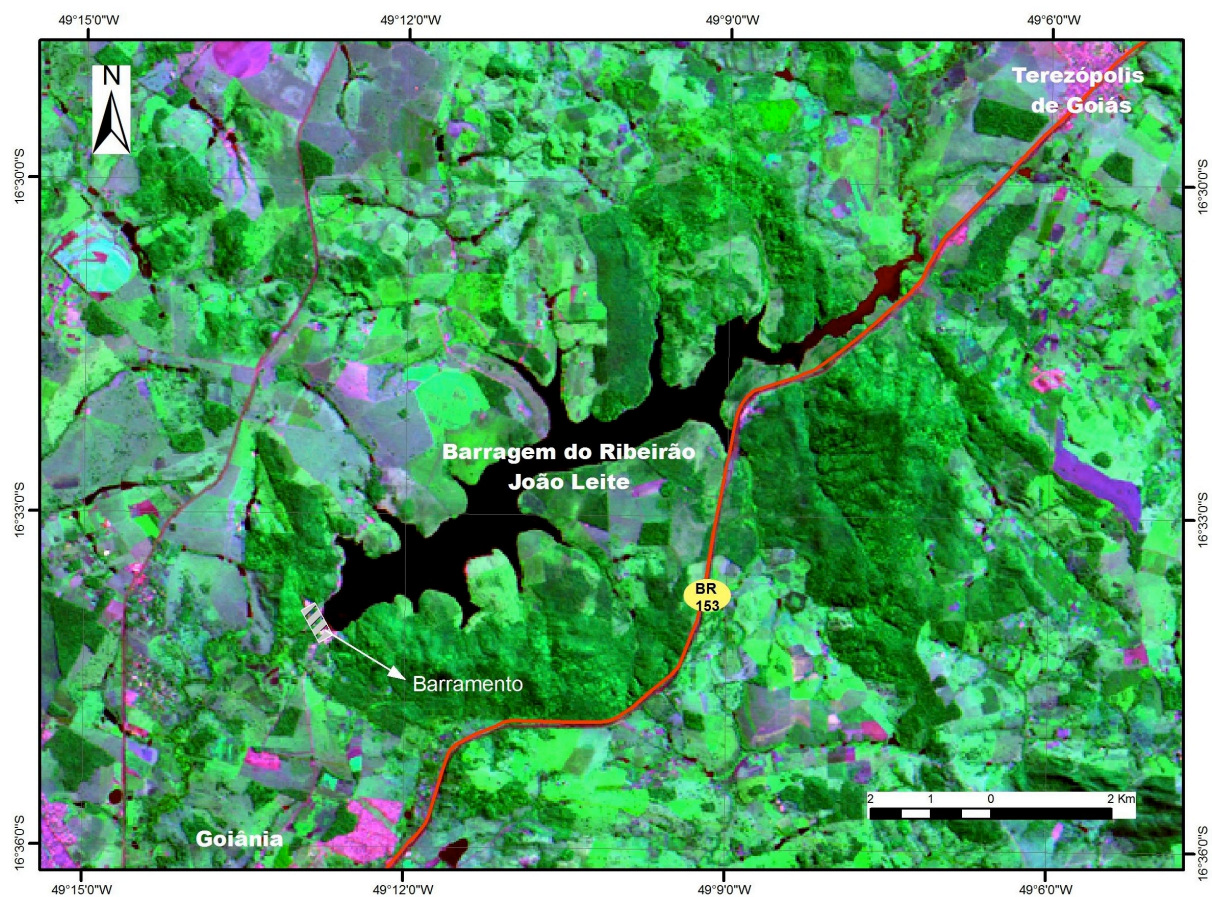


Figura 3.2 - Imagem de satélite do reservatório com indicação do barramento, realizada em 23 de abril de 2010.

As campanhas experimentais de campo e a coleta de amostras para a execução dos ensaios de laboratório foram realizadas em um platô do aterro da ombreira esquerda, a jusante da barragem. A Figura 3.3 mostra o panorama geral da barragem e o platô onde se estabeleceu o campo experimental.

Na seleção do local do campo experimental foi levado em consideração na escolha que a área do aterro fosse mais isolada de tal forma que se pudesse trabalhar durante a campanha sem atrapalhar o andamento dos serviços da obra e que tivesse já atingido sua cota final de construção, para que se tivesse tempo hábil para realização dos ensaios de campo sem interrupção para a continuação da construção do aterro, e também que pudesse ser novamente acessado em campanhas futuras, tornando-se um campo experimental permanente, com o intuito de se aprimorar o banco de dados e verificar possíveis alterações dos parâmetros geotécnicos ao longo do tempo, considerando a obra em diferentes fases de carregamento, como por exemplo após o enchimento da barragem. Para tanto, foi feita a locação topográfica cuidadosa dos furos de sondagem de todos os ensaios de campo para que se garantisse a posição exata dos furos, evitando-se assim sobreposições no futuro.

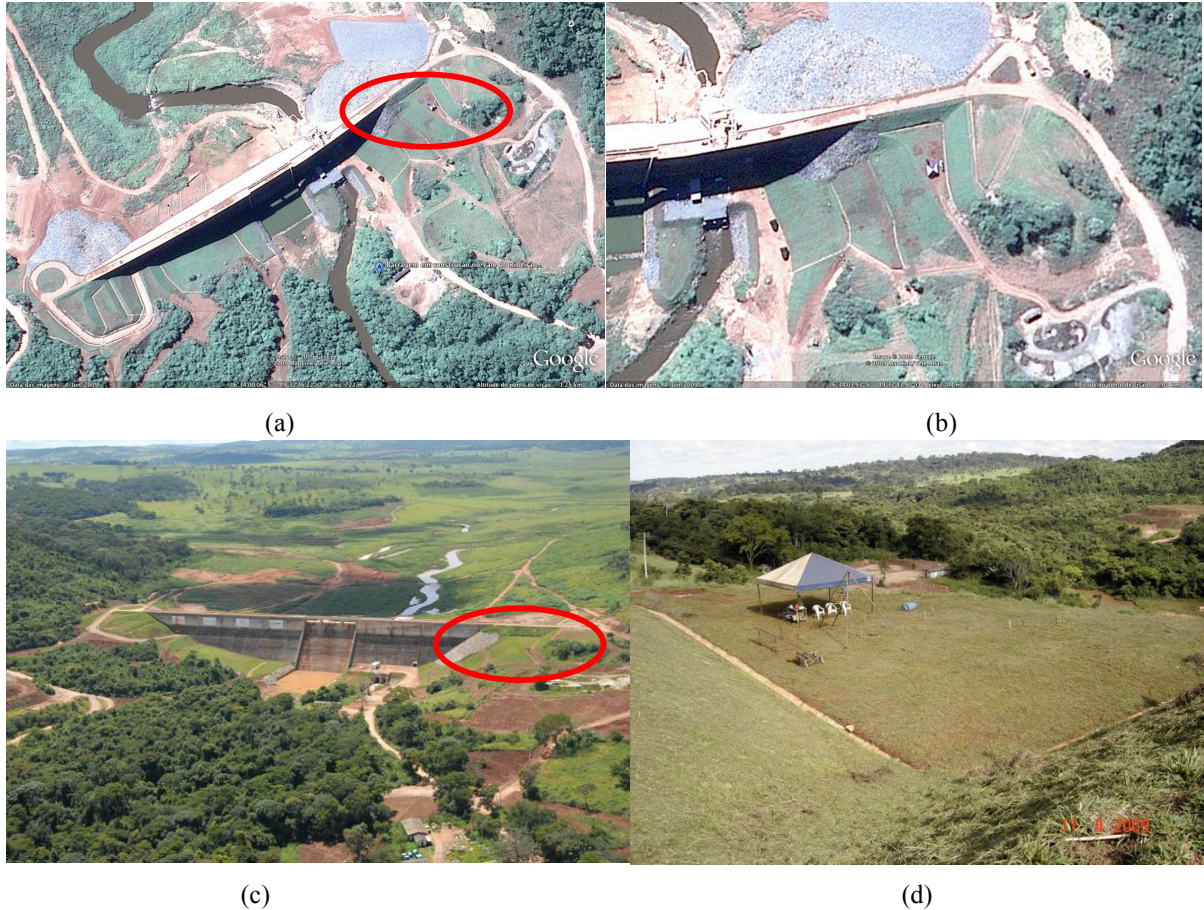


Figura 3.3 – a) Imagem de satélite da área da Barragem João Leite (Google Earth); b) Imagem de satélite da ombreira esquerda, mostrando inclusive a tenda no platô (Google Earth); c) Fotografia aérea da barragem com a indicação do platô (cedida pelo 42º Batalhão do Exército); d) Campo experimental na área do platô (cota: 746,00 m).

### 3.2 Coleta de Amostras Realizadas Durante a Construção do Aterro

As amostras indeformadas e deformadas foram coletadas durante a construção do aterro, para evitar a escavação muito profunda a partir de sua cota final e facilitar a reconstituição do aterro. Nesta fase os trabalhos de construção do aterro foram realizados dia e noite. Essa foi a primeira campanha, realizada no período de 03/10/08 a 17/10/08, para coleta de amostras.

A cada dia de coleta o aterro se encontrava em determinada cota. A primeira ação era realizada pelo topógrafo com a marcação dos piquetes que davam o alinhamento da trincheira a ser aberta (ver Figura 3.4). As trincheiras foram abertas por meio de retro-escavadeira (ver Figura 3.5) para a coleta de amostras deformadas (ver Figura 3.6) e para a retirada de blocos de amostras indeformadas com 30 cm de aresta (Figura 3.7).



Figura 3.4 - Locação dos piquetes de alinhamento da trincheira.



Figura 3.5 - Escavação da trincheira.



Figura 3.6 - Retirada de amostra deformada nas imediações dos blocos.



Figura 3.7 - Retirada dos blocos de amostra indeformada.

A área do platô do aterro onde foram feitas as trincheiras para coleta de amostras é mostrada na Figura 3.8.

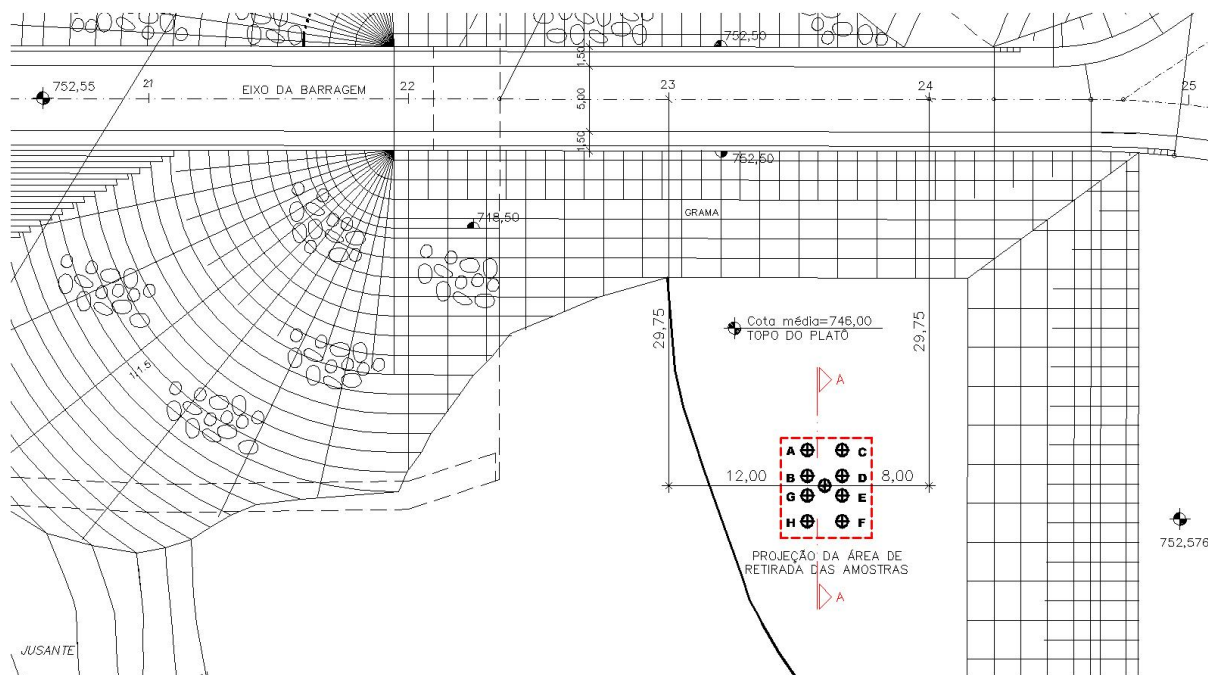


Figura 3.8 - Área de coleta das amostras no platô.

As Figuras 3.9 a 3.16 mostram a planta de locação dos piquetes de alinhamento das trincheiras a cada cota desejada, com área de projeção das trincheiras, bem como a cota de amarração da posição dos blocos retirados em relação aos piquetes. A Figura 3.17 apresenta a vista do perfil, cuja posição do corte está representada na Figura 3.8.

A posição de retirada dos blocos foi alternada a cada cota de coleta para que os mesmos não ficassem em posição sobreposta. Uma vez retirados os blocos, a reconstituição da escavação, era feita por equipamento compactador tipo "sapo mecânico". A Tabela 3.1 resume informações sobre a coleta de amostras realizadas e apresentadas nas Figuras 3.9 a 3.16.

Tabela 3.1 – Resumo das informações de coleta dos blocos de amostras indeformadas.

Cota topo bloco (m)	Cota do aterro (m)	Alinhamento da trincheira	Trincheira (TR)	Identificação do bloco	Data retirada
745,90	745,95	EF	TR7	14 e 15	17/10/08
745,00	745,55	AB	TR6	12 e 13	16/10/08
743,70	743,95	CD	TR5	10 e 11	14/10/08
743,00	743,15	EF	TR4	8 e 9	13/10/08
742,00	742,15	AB	TR3	6 e 7	10/10/08
741,00	741,35	CD	TR2	3 e 4	09/10/08
740,00	741,35	CD	TR2B	5	09/10/08
739,00	739,15	AB	TR1	1 e 2	03/10/08

Nota: A cota do aterro indica a altura do aterro quando da retirada das amostras indeformadas.



Vale esclarecer que, quando o aterro estava na cota 741,35 m foi feita a trincheira "TR2" para a retirada dos blocos 3 e 4 referentes a cota 741 m e em seguida a trincheira foi aprofundada, recebendo o nome de "TR2B" para a retirada do bloco 5 referente à cota 740 m.

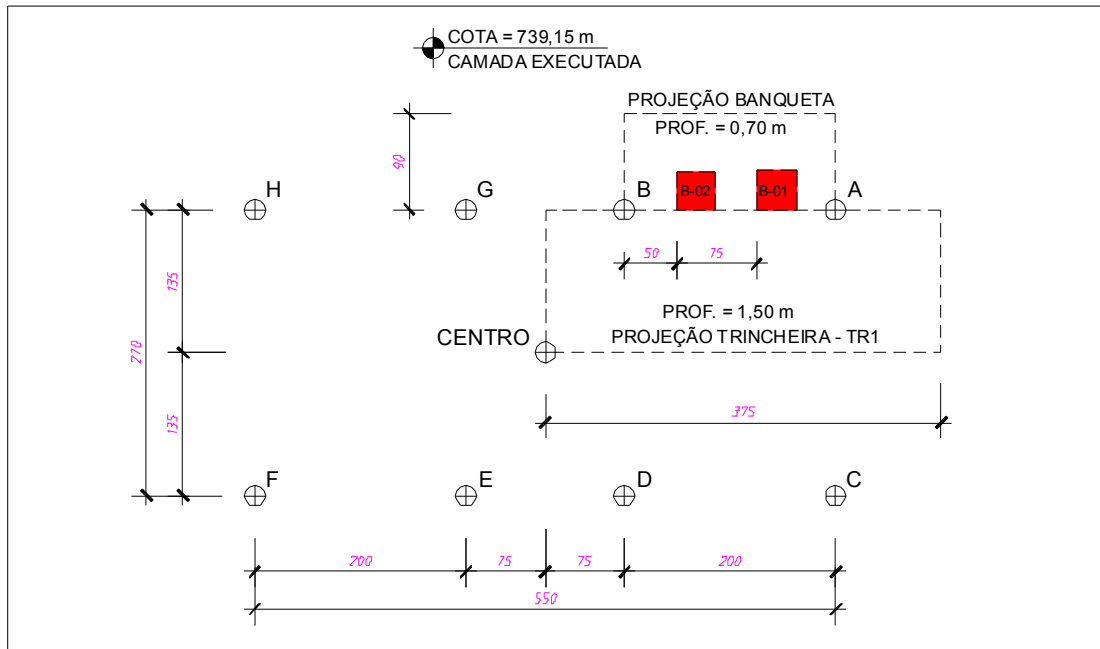


Figura 3.9 – Planta de localização dos pontos de coleta de amostras no dia 03/10/08. Topo dos blocos 1 e 2 na cota 739,00 m.

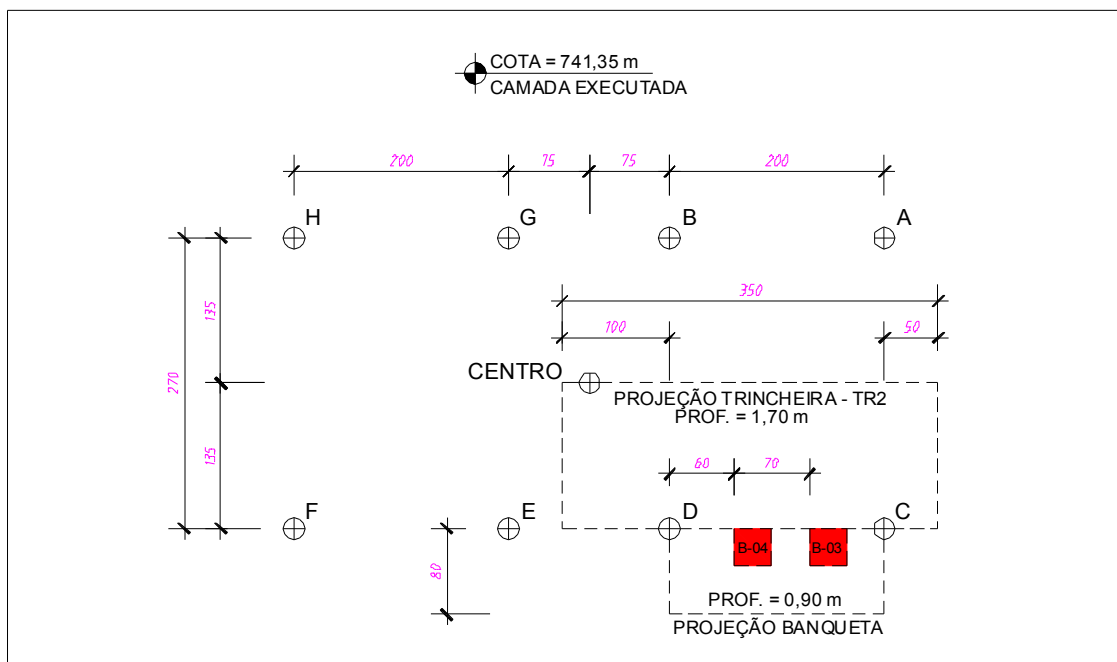


Figura 3.10 – Planta de localização dos pontos de coleta de amostras no dia 09/10/08. Topo dos blocos 3 e 4 na cota 741,00 m.

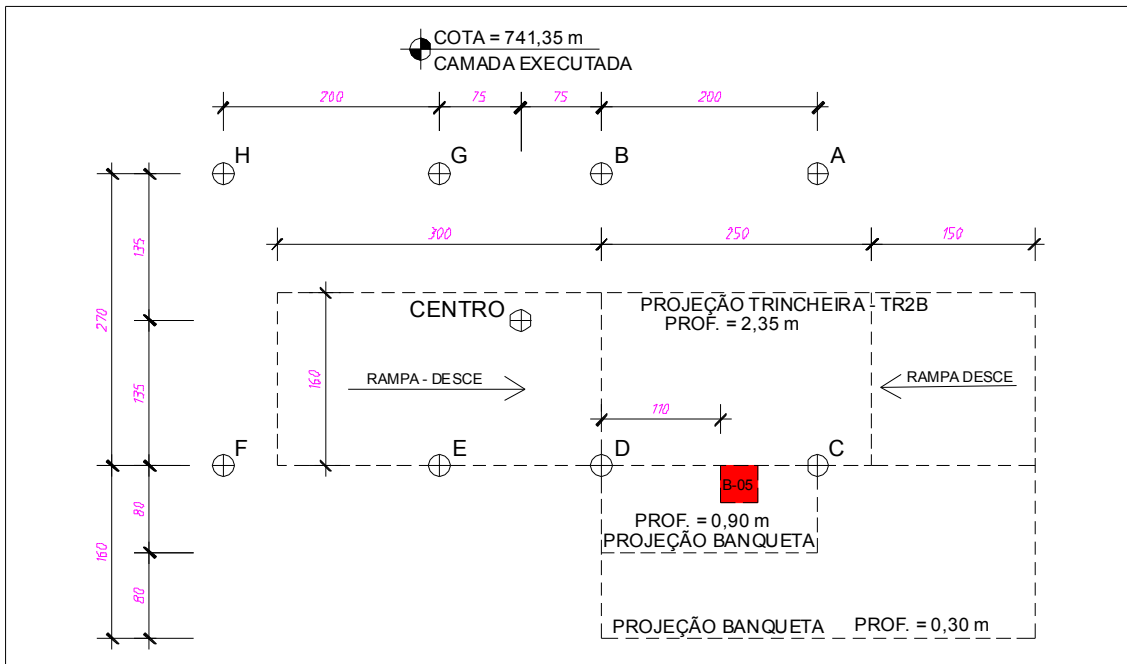


Figura 3.11 – Planta de localização dos pontos de coleta de amostras no dia 09/10/08. Topo do bloco 5 na cota 740,00 m.

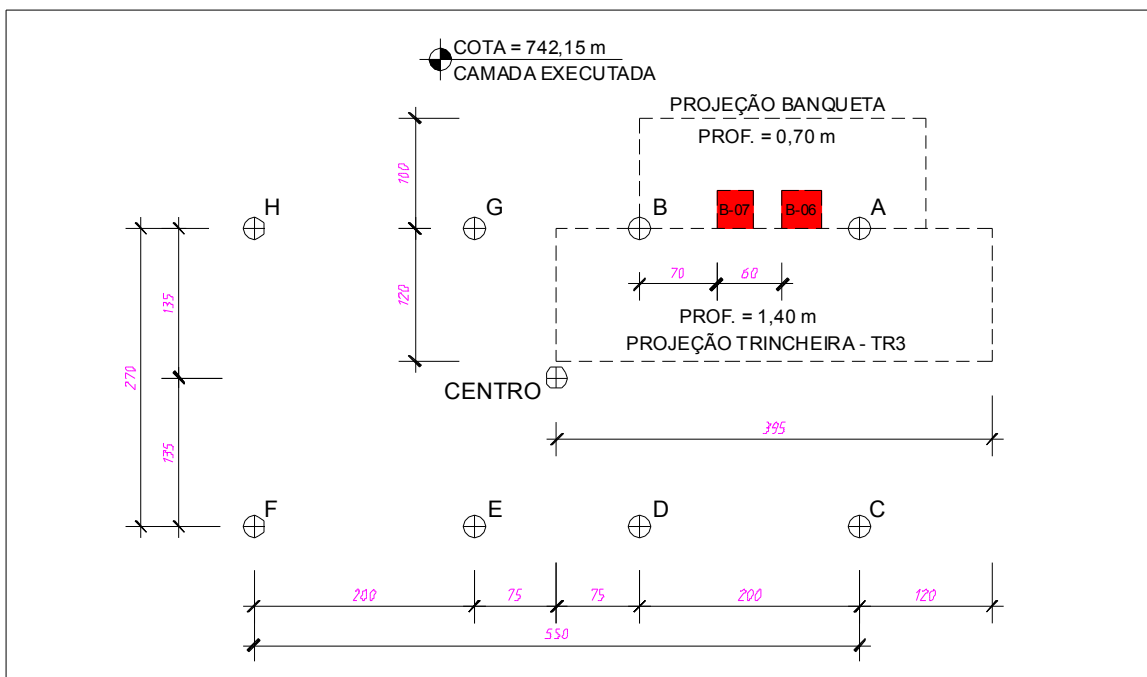


Figura 3.12 – Planta de localização dos pontos de coleta de amostras no dia 10/10/08. Topo dos blocos 6 e 7 na cota 742,00 m.

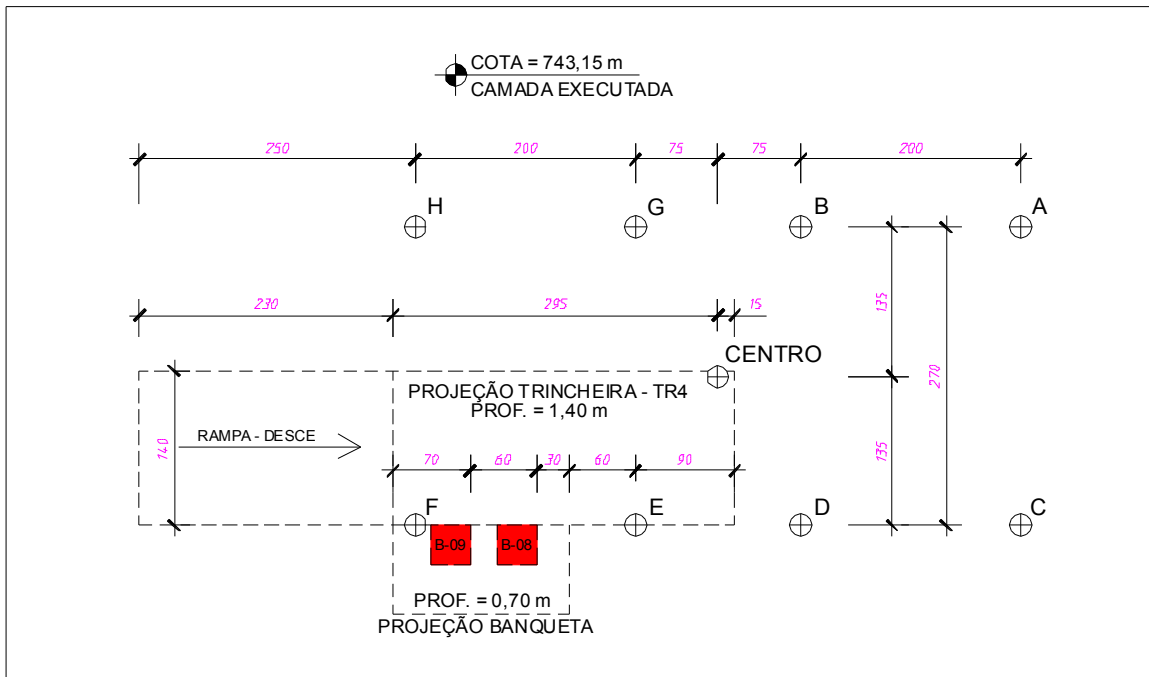


Figura 3.13 – Planta de localização dos pontos de coleta de amostras no dia 13/10/08. Topo dos blocos 8 e 9 na cota 743,00 m.

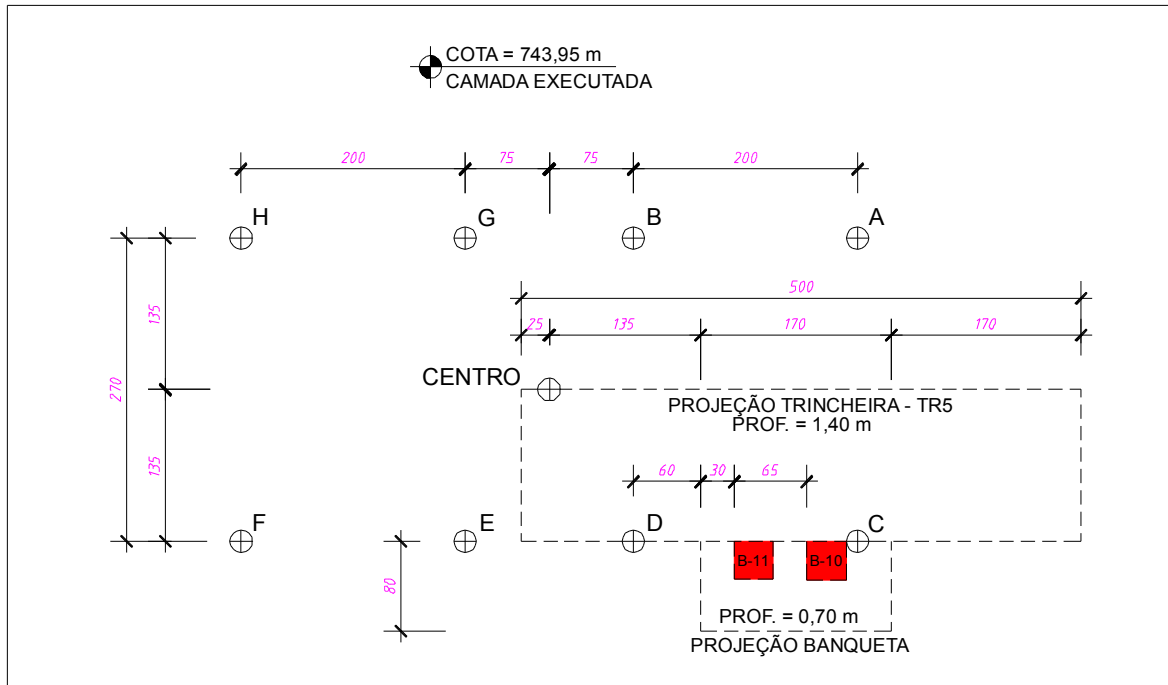


Figura 3.14 – Planta de localização dos pontos de coleta de amostras no dia 14/10/08. Topo dos blocos 10 e 11 na cota 743,70 m.

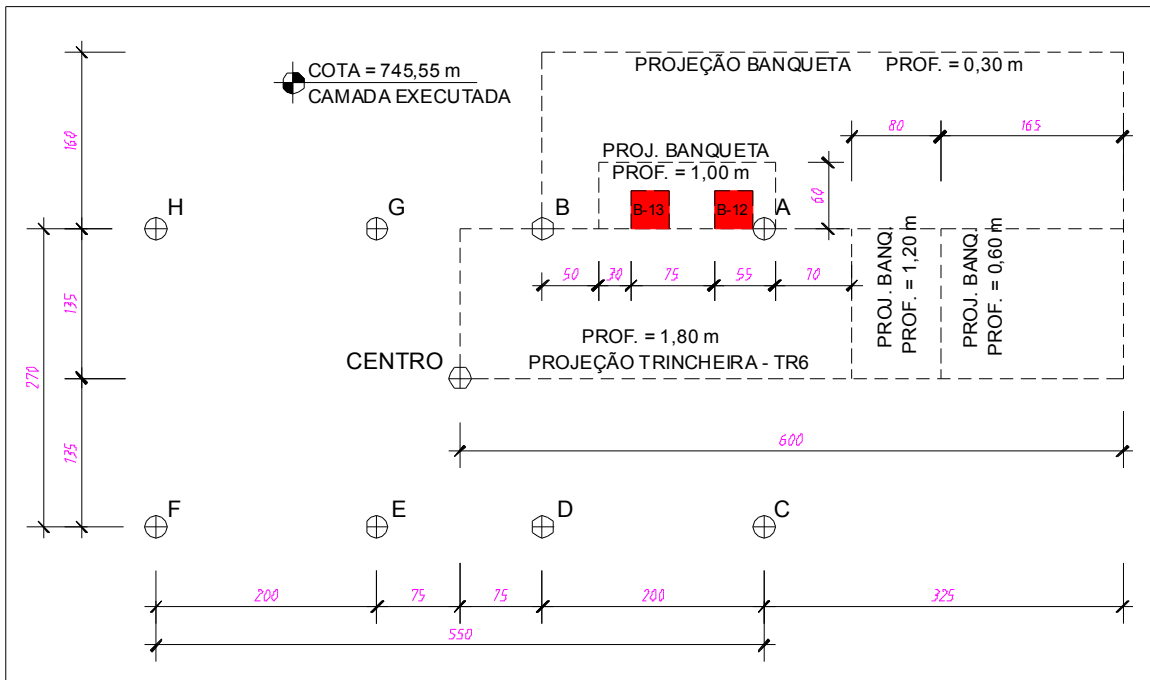


Figura 3.15 – Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 16/10/08. Topo dos blocos 12 e 13 na cota 745,00 m.

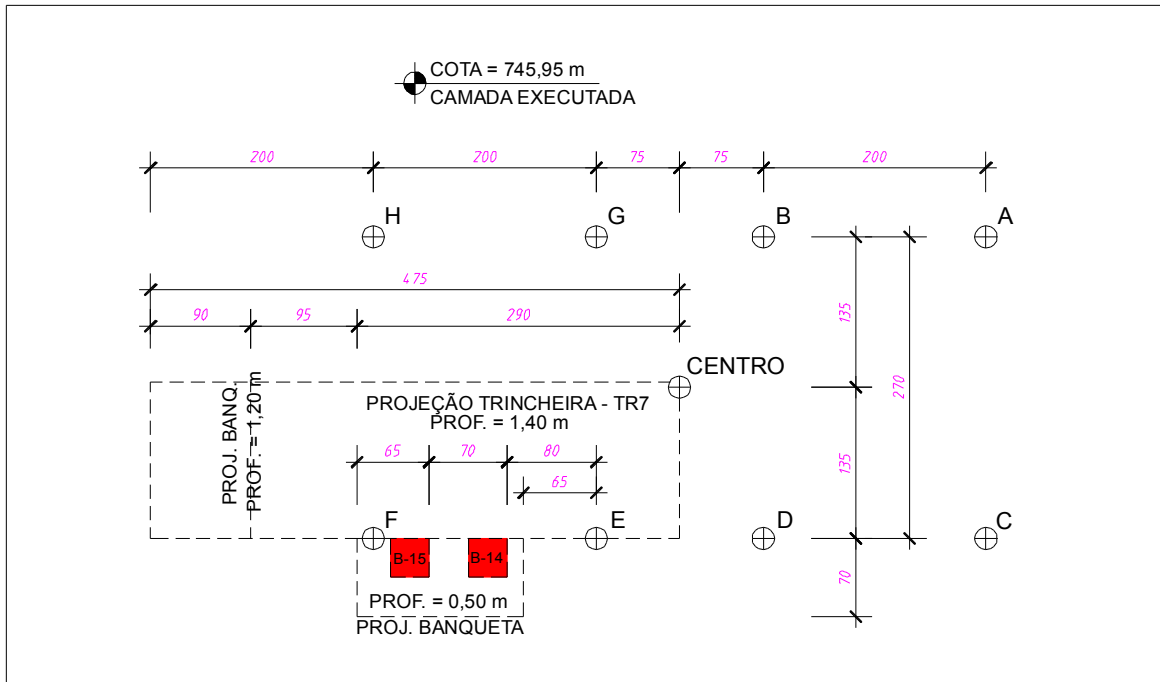


Figura 3.16 – Planta de locação dos pontos de coleta de amostras no dia 17/10/08. Topo dos blocos 14 e 15 na cota 745,90 m.

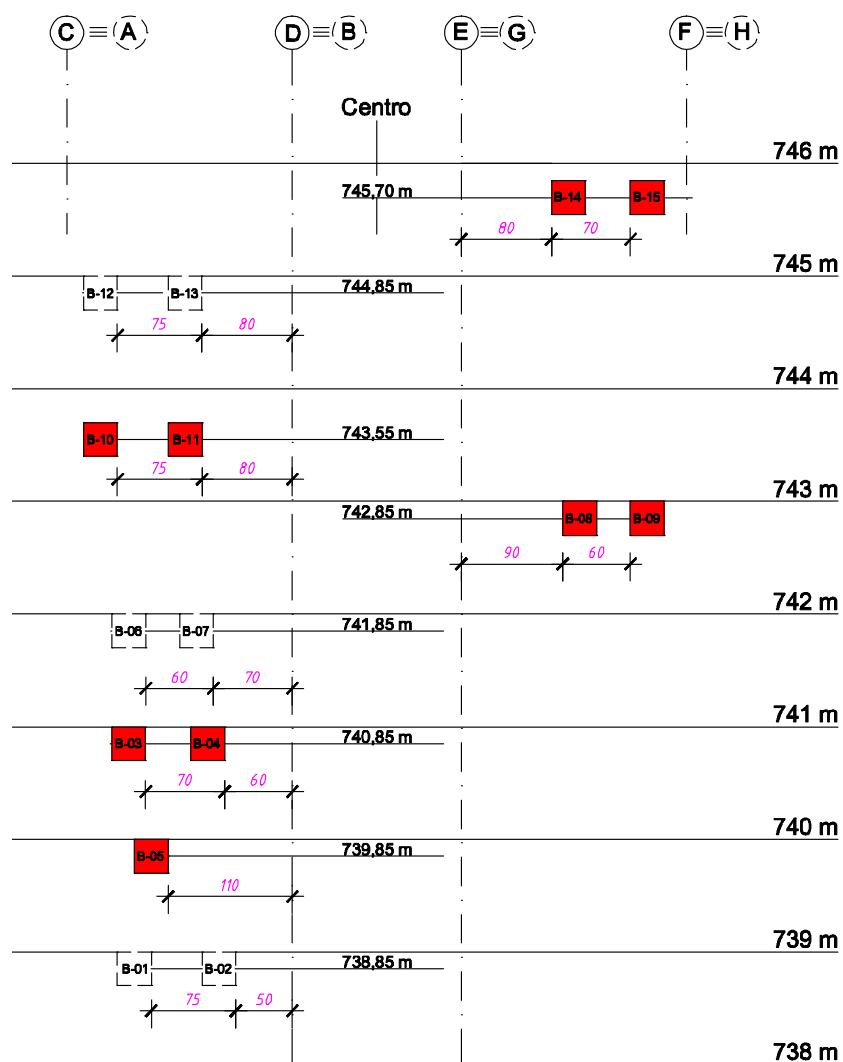


Figura 3.17 - Perfil do aterro do estudo (Corte AA) com a posição dos blocos retirados.

Os blocos foram devidamente protegidos com entretela e parafina, identificados e orientados quanto às suas posições no aterro em relação ao barramento, posteriormente dispostos em caixas de madeira com o preenchimento da folga com serragem para transporte até o Laboratório de Solos do Departamento de Apoio e Controle Tecnológico – DCT.C, de FURNAS, em Aparecida de Goiânia-GO, para realização dos ensaios.

Também foram coletadas amostras deformadas (aproximadamente 200 kg) dentro da vala, mais especificamente do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados, quando da retirada destes, tendo esse material já sofrido compactação *in situ*. As amostras foram acondicionadas em embalagens plásticas, lacradas, identificadas e conduzidas para o laboratório.

Para avaliar o eventual efeito da compactação de campo na quebra das agregações do solo foi coletada uma amostra deformada de “solo natural” da mesma jazida, depois do lançamento *in situ* e antes da sua compactação. Embora não se tenha registro da cota da camada de retirada a que pertence essa amostra, ela está situada no perfil de estudo.

Para a construção do maciço argiloso que compõem as ombreiras da barragem foi utilizado solo vermelho, fino e bastante laterizado, de uma única jazida localizada dentro da área do futuro reservatório à menos de 7 km à montante do barramento.

Segundo relatório da empresa terceirizada responsável pelo controle de qualidade de compactação *in situ*, o solo da jazida era de aspecto homogêneo, plástico, com a fração argila compondo mais de 20%, em massa, (determinada com uso de defloculante), pouco ativo e com baixa permeabilidade (inferior à  $10^{-8}$  m/s) quando compactado.

A compactação do maciço foi executada com energia equivalente à do Proctor Normal, obtida com 6 a 8 passadas dos equipamentos de compactação utilizados na obra, cujas algumas das características técnicas são apresentadas a seguir:

- TC-18 - trator compactador (Figura 3.18a) peso operacional de 15.000 kgf, quatro rodas com patas que aplicam carga de impacto;
- VAP-70 - rolo compactador vibratório (Figura 3.18b) de um cilindro com patas, com peso operacional de 10.100 kgf e impacto dinâmico de 32.000 kg;
- CA-25 - rolo compactador vibratório (Figura 3.18c) de um cilindro com patas com peso operacional de 11.400 kgf e do módulo do cilindro de 6.800 kgf.

Para o perfil estudado o grau de compactação requerido era normalmente atingido com 6 passadas do equipamento TC-18 ou com 8 passadas do equipamento VAP-70 ou com dois tipos de equipamentos trabalhando conjuntamente como foram os casos do TC-18 com o VAP-70 e também do VAP-70 com o CA-25.



a)



b)



c)

Figura 3.18 - Equipamentos de compactação utilizados: a) TC-18; b) VAP-70 e c) CA-25.

### 3.3 Programa de Ensaios de Laboratório

Uma vez que se pretende verificar o desempenho de ensaios de campo na determinação de parâmetros geotécnicos de maciços compactados faz-se necessário a realização de ensaios de laboratório para que possam servir de referência aos ensaios de campo.

#### 3.3.1 Caracterização mineralógica

Os ensaios de caracterização mineralógica foram realizados por difratometria de raios-X a partir de material retirado dos blocos de amostra indeformada.

Esta técnica tem sido muito utilizada na análise de inúmeros materiais, inclusive solos, a fim de qualificar os minerais constituintes. Identificar a composição mineralógica é muito importante, pois os minerais presentes condicionam as propriedades dos solos dentre outros fatores, além de fornecer informações importantes sobre a alteração intempérica sofrida pelo material.

A técnica de difratometria de raios-X consiste em determinar as distâncias mantidas pelos íons ou átomos formadores dos cristais (distâncias interplanares) através do conhecimento do ângulo formado pelo feixe de raios-X incidente e o plano atômico que o difrata e, do comprimento de onda desses raios. No entanto, deve-se ressaltar que há um limite de detecção do método que nas condições usuais de trabalho os constituintes que ocorram na amostra em quantidades abaixo de 5%, provavelmente não serão detectados.

A metodologia adotada para a preparação e análise das amostras seguiram os procedimentos do Laboratório de Solos do Departamento de Apoio e Controle Tecnológica de FURNAS Centrais Elétricas S.A., baseados nas normas da *American Society for Testing and Materials-ASTM*.

As amostras coletadas dos blocos foram submetidas a moagem em moinho orbital até se obter 100% passante na peneira 0,043 mm. Concluída esta etapa, parte do material de cada amostra foi levado diretamente para análise no Difrátômetro de Raios-X pelo Método do Pó Não-Orientado, chamada de Análise Integral.

Na sequência, com a outra parte do material das amostras procedeu-se à separação, por sedimentação em coluna, da fração argila destas amostras seguida por montagem em três



lâminas de vidro orientadas para cada amostra, preparadas procedendo o simples deslizamento de uma lâmina sobre a que contém a “lama” para orientação.

Nestas três lâminas foram feitas as seguintes análises:

- Análise Natural, apenas com secagem ao ar da amostra sobre a lâmina;
- Análise Glicolada, após saturação da lâmina contendo a fração argila com etileno-glicol em dessecador, colocado sobre chapa aquecida a 50°C por 12 horas, para garantir a completa saturação da atmosfera interna e assim possibilitar a identificação dos argilominerais expansivos, caso existam;
- Análise Calcinada, após a permanência da amostra em mufla a 550°C, por 3 horas, com o objetivo de indicar a presença de minerais que passam por retração de sua estrutura cristalina nestas condições (caulinita, gibbsita, goethita etc.).

### 3.3.2 Caracterização geotécnica

Os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados a partir das amostras deformadas e a preparação das amostras foi feita com secagem ao ar de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 1986).

Excepcionalmente para ensaios de determinação do teor de umidade natural e de peso específico foram utilizadas amostras retiradas dos blocos indeformados e ensaiadas sem secagem ao ar.

Os índices físicos e parâmetros do solo utilizados são apresentados a seguir:

- Teor de umidade natural e teor de umidade higroscópica ( $w$ , %):

Realizados de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 1986), calculando-se a média de três determinações por ponto. Na execução de cada furo de sondagem tipo SPT e PMT foram coletadas amostras para a determinação de umidade *in situ* do perfil;

- Peso específico úmido ( $\gamma$ , kN/m<sup>3</sup>):

O peso específico foi determinado a partir de três amostras cúbicas de aproximadamente 10 cm de aresta retiradas ao longo da altura dos blocos indeformados, utilizando-se o método da balança hidrostática normalizado pela NBR 2887 (ABNT, 1988). Excepcionalmente para a cota 740 m não foram realizadas as determinações, pois nesta

profundidade foi retirada apenas um bloco de amostra indeformada, cuja quantidade era suficiente apenas para execução dos outros ensaios.

- Peso específico seco ( $\gamma_d$ , kN/m<sup>3</sup>):

- Peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ , kN/m<sup>3</sup>):

Determinado pela média de três ensaios de acordo com a NBR 6508 (ABNT, 1984), sendo utilizado a fração do material que passou na peneira ABNT n° 10, de abertura 2,0 mm.

- Índices de consistência ( $w_L$ ,  $w_P$  e  $I_P$ ; %):

Foram determinados os limites de liquidez ( $w_L$ ) e plasticidade ( $w_P$ ) a partir das amostras deformadas segundo as normas NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1984), respectivamente. O Índice de plasticidade ( $I_P$ ) foi obtido pela diferença entre  $w_L$  e  $w_P$ .

- Índices de atividade ( $I_a$ ):

- Índice de vazios ( $e$ ):

- Porosidade ( $n$ , %):

- Grau de saturação ( $S$ , %):

- Análise granulométrica:

Determinada conforme os procedimentos da norma NBR 7181 (ABNT, 1984) que estabelece que no ensaio, a sedimentação do material seja feita com uso de defloculante químico. Nesta pesquisa foi realizado também o ensaio sem o uso de defloculante químico (hexametáfosfato de sódio) na sedimentação para avaliar o grau de agregação e determinar a distribuição granulométricas das partículas agregadas que muito influenciam no comportamento do material *in situ*. As análises foram feitas nas amostras deformadas do solo compactado retiradas a cada metro do perfil e numa amostra de solo natural sem ter sido compactado para avaliar o efeito da compactação *in situ* na detruição e formação de novas agregações.

### 3.3.3 Compactação

As amostras foram preparadas segundo o procedimento da NBR 6457 (ABNT, 1986) com secagem até o equilíbrio com a umidade higroscópica. Os ensaios foram realizados nas amostras deformadas do solo já compactado coletadas a cada metro do perfil, seguindo as especificações da NBR 1782 (ABNT, 1986), sem reuso de material e adotando energia Proctor Normal. Também foi realizado o ensaio para uma amostra natural que não foi compactada *in situ* para avaliar o efeito do reuso do material no ensaio.

### 3.3.4 Curvas características pelo método do papel filtro

A sucção matricial dos solos está relacionada com a matriz do solo variando seu valor com as oscilações da umidade no interior dos poros e é um parâmetro de relevante importância que influencia o estudo das tensões de solos não saturados.

Existem diversos métodos para medir a sucção nos solos. Nesta pesquisa foi utilizada a técnica do papel filtro, com medida de sucção matricial. Este método é baseado no princípio de absorção e equilíbrio que existe quando um material poroso é colocado em contato com um papel filtro com umidade menor.

Foram escolhidas amostras indeformadas referentes a duas profundidades do perfil, escolhidas com base nos resultados da análise granulométrica, para que se tivesse representatividade. Para cada um, dos dois blocos de amostra indeformada retirados, foi determinada uma curva característica. Para tanto, foram moldados 9 corpos-de-prova, com aproximadamente 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura, para a determinação de cada curva característica. Os corpos de prova foram primeiramente submetidos à secagem e depois umedecidos até o grau de saturação desejado.

O papel filtro utilizado nos ensaios foi o do fabricante Whatman nº 42, cortado em círculos com o mesmo diâmetro dos corpos-de-prova. A medida de sucção matricial foi executada colocando sobre as amostras nas umidades desejadas três papéis filtro e posicionando um calço sobre o papel filtro para garantir o contato com o CP e envolvendo o conjunto em filme plástico e posteriormente uma camada de papel alumínio, devidamente lacrados com fita adesiva, ver na Figura 3.19 o esquema de montagem. As amostras foram

acondicionadas em caixa de isopor fechada por um período 15 dias para atingir o equilíbrio de sucção.

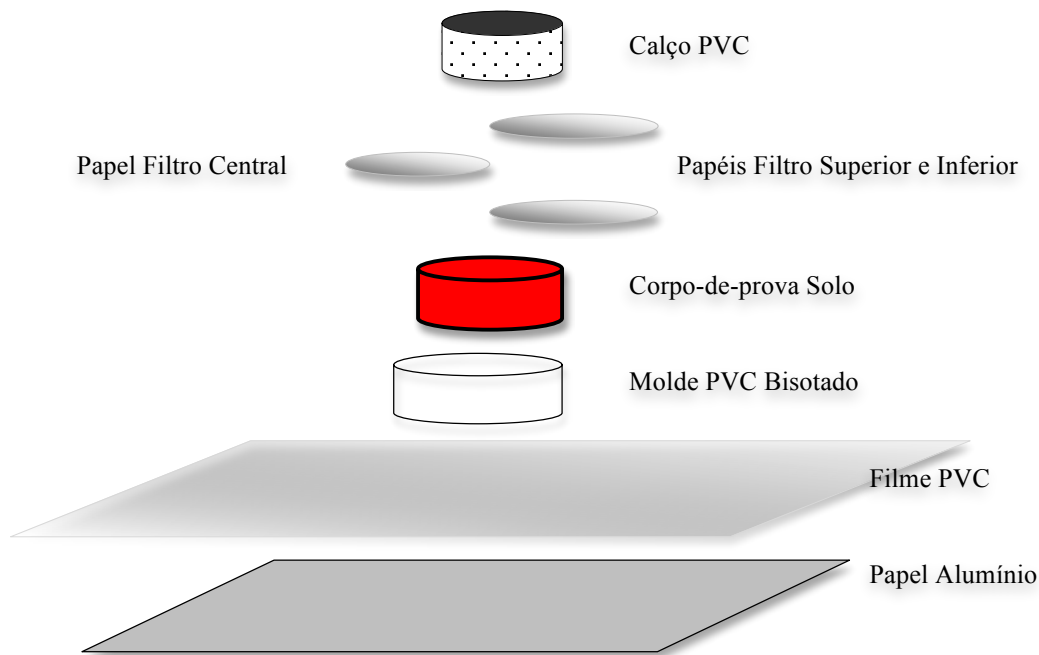


Figura 3.19 - Montagem do ensaio de papel filtro utilizada.

Posteriormente, com o auxílio de uma pinça, os papéis filtro central e superior foram imediatamente pesados e encaminhados à estufa para a determinação de sua massa seca, e determinada a umidade. Com a balança hidrostática foi determinado do peso específico, e posteriormente, da umidade dos CPs.

Para o cálculo da sucção foram utilizadas as Equações 3.6 e 3.7, propostas por Chandler et al. (1992), citado por Marinho (1994 e 1995).

$$Sucção = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)}, \text{ para } w > 47\% \quad (3.1)$$

$$Sucção = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w)}, \text{ para } w \leq 47\% \quad (3.2)$$

### 3.3.5 Ensaios oedométricos

Os ensaios de adensamento foram realizados segundo a norma NBR 12007 (ABNT, 1990) Para a realização dos ensaios foram moldados corpos-de-prova dos blocos indeformados, com aproximadamente 10 cm de diâmetro e 3 cm de altura. O ensaio determina

a velocidade e a magnitude do adensamento do solo quando este está confinado lateralmente, é carregado em incrementos e drenado axialmente.

Os ensaios oedométricos foram realizados em prensa convencional, com os seguintes estágios de carregamentos e descarregamentos: 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 800 kPa, 1600 kPa, 800 kPa, 400 kPa, 200 kPa, 50 kPa, 12,5 kPa. O primeiro carregamento foi mantido por 24 h para garantir a perfeito contato entre a prensa e o êmbolo no topo da amostra. Foram realizados ensaios sem inundação e inundados.

No caso dos ensaios inundados, o processo ocorreu a partir da tensão de 100 kPa, onde o CP foi inundado e mantido por mais 24h no mesmo carregamento. Nestes ensaios foram determinados os coeficientes de permeabilidade para as tensões: 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa.

Nos ensaios não inundados o edômetro foi protegido com flanela úmida para que a amostra não perdesse umidade em ambiente de laboratório. As leituras foram feitas no período de 6, 15 e 30 segundos; 1, 2, 4, 8, 15 e 30 minutos; 1, 2, 4, 8 horas.

Além da curva de compressibilidade, foram obtidos os seguintes parâmetros: razão de sobre-adensamento (OCR), módulo oedométrico ( $E_{oed}$ ), índice de compressão (CC) e índice de expansão (CS). O OCR é a relação entre a tensão de pré-adensamento obtida na curva de compressibilidade e a tensão geostática efetiva no ponto em questão. Para determinação da tensão de pré-adensamento foi adotado o método de Pacheco Silva.

O módulo oedométrico foi determinado para quatro faixas de tensão: 0 a 200 kPa, 200 kPa a 400 kPa, 400 kPa a 800 kPa e 800 kPa a 1600 kPa.

### **3.3.6 Ensaios de compressão triaxial**

Os ensaios triaxiais determinaram os parâmetros de resistência dos solos (coesão e ângulo de atrito) e do módulo de deformabilidade (E) para as condições de umidade natural e saturada.

Todos os ensaios foram realizados pelo Laboratório de Solos de Furnas segundo as normas da *American Society for Testing and Materials* (ASTM).

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados nas amostras indeformadas retiradas do platô do aterro. Os corpos-de-prova foram moldados com as seguintes dimensões: 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Foram executados ensaios de compressão triaxial tipo CDnat, CUnat, CDSat e CUsat para todas as amostras. Baseados nos gráficos de consolidação foram calculadas as velocidades de ruptura, sendo de 0,009 mm/min para os ensaios drenados e 0,083 mm/min para os não drenados.

Os ensaios tipo CD foram realizados para condições de umidade natural e saturada, em corpos-de-prova adensados e rompidos em condição drenada. A saturação foi realizada por percolação ascendente mantida por no mínimo 24 horas seguida de aplicação de contrapressão de 300 kPa, por aproximadamente 5 horas. As tensões confinantes de ensaio foram 49, 98, 196 e 588 kPa. Excepcionalmente, a tensão de 588 kPa foi substituída por 392 kPa no ensaio CDnat. Essas tensões foram definidas contemplando o intervalo de pré-adensamento oriundo do processo de compactação e também o das tensões geostáticas considerando o aterro acabado.

Os ensaios tipo CU foram realizados em corpos-de-prova adensados e rompidos em condição não-drenada e, como nos ensaios CD, para condições de umidade natural e saturada. O método de saturação utilizado foi o mesmo dos experimentos drenados. As tensões confinantes também foram as mesmas.

### **3.3.7 Ensaio de compressão triaxial tipo $K_0$**

Este ensaio consiste em um tipo de compressão triaxial onde a consolidação, fase que antecede a ruptura, é realizada anisotropicamente, ou seja, o corpo-de-prova é adensado com a relação tensão horizontal / tensão vertical =  $K_0$ . O objetivo deste ensaio é a determinação da relação entre a tensão principal menor e a tensão principal maior, ambas efetivas, denominada de coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ). Neste ensaio a tensão horizontal é aumentada de modo a evitar as deformações radiais que seriam oriundas do carregamento vertical.

Todos os ensaios de compressão triaxial tipo  $K_0$  foram realizados pelo Laboratório de Solos de Furnas segundo as normas da *American Society for Testing and Materials*. Uma célula triaxial especial foi usada com o objetivo de impedir que ocorressem deformações laterais do corpo de prova com o acréscimo das tensões axial e confinante.

As amostras ensaiadas foram provenientes das amostradas dos blocos indeformados e foram utilizadas em estado natural. Os corpos de prova foram montados sobre pedra porosa apenas úmida, como nos demais ensaios triaxiais.

### **3.4 Programa de Ensaios de Campo**

Os ensaios de campo foram realizados, nas imediações da área onde foram coletadas as amostras deformadas e indeformadas do solo do perfil de estudo. A planta de locação das sondagens dos ensaios de campo são apresentadas no capítulo 5 para facilitar a apresentação e as análises dos resultados.

No platô do aterro foram realizados os ensaios de campo SPT, SPT-T, Panda 2, PMT, Ensaio de placa e SPT com ponteira cônica substituindo o amostrador. Nesta tese serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de placa, SPT e PMT.

#### **3.4.1 Ensaio de placa**

O ensaio de placa foi realizado, conforme a NBR 6489 (ABNT, 1984), a 25 cm de profundidade em relação à superfície do aterro na cota média de 746,00 m, com placa rígida de aço de 29,7 cm de diâmetro e utilizando como cargueira de reação um caminhão de caçamba basculante, tipo “toco” ou de único eixo traseiro, carregado de solo, levando o ensaio até a ruptura do solo.

#### **3.4.2 Ensaio SPT**

Foram realizados três ensaios SPT (SPT1, SPT2 e SPT3), executados nos furos SP1, SP2 e SP3, até a profundidade de 8 metros.

O ensaio SPT3 foi realizado da forma convencional a cada metro de profundidade, conforme as recomendações da norma brasileira NBR 6484 (ABNT, 2001), exceto pelo uso de disparador manual do martelo e ausência de coxim de madeira.

Quanto aos outros dois ensaios SPT, a única diferença em relação ao anterior, é que foram realizados de forma contínua no furo de sondagem, ou seja, após a determinação de cada "N", procedia-se a limpeza do furo, aprofundando-o em cerca de 10 cm (2 vezes o diâmetro do amostrador), e iniciava-se outro ensaio, a fim de determinar o maior número de parâmetros de resistência do solo ao longo do perfil sondado.

### 3.4.3 Ensaio PMT

Foram realizados três ensaios pressiométricos (PMT1, PMT2 e PMT3) com o pressiômetro tipo Ménard (sonda “G” ou de células encaixadas, codificação BX, diâmetro de 60 mm; membrana externa telada A.P. de espessura de 4 mm para média e alta pressões; tubulação da sonda à CPV de 25m) no ano de 2009 no platô do aterro compactado da Barragem do Ribeirão João Leite.

Os ensaios foram realizados em pré-furos abertos de metro em metro, até a profundidade de oito metros, seguindo os procedimentos recomendados pelas normas americana D-4719 (ASTM, 1987) e francesas NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) e XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999). A Figura 3.20 mostra o ensaio no momento da calibração da sonda.

O processo de escavação do furo para realização dos ensaios pressiométricos só foi possível pela cravação do trado tipo copo (Figuras 3.21 e 3.22), desenvolvido para ser cravado com o uso do equipamento do ensaio SPT (tripé, martelo, corda, roldana e disparador). Teve-se o cuidado de cravar o trado com 4 a 5 golpes do martelo, que correspondiam a um avanço de aproximadamente 15 cm, sendo que destes 6 cm correspondiam ao comprimento das lâminas e o restante ao copo, de tal forma que evitou-se o embuchamento do solo no copo. Antes da retirada, o trado era girado 360° no furo para cortar e trazer o solo da região entre as lâminas. Acredita-se que o processo quase não tenha amolgado a região em torno da cavidade, considerando o peso específico úmido elevado do solo de cerca de 20 kN/m<sup>3</sup>.

A dificuldade do processo de escavação residiu em garantir que o trado avançasse no mínimo 3 cm por golpe, pois quando o avanço é menor significa que o solo embuchou no copo do trado e com isso perturba o solo das imediações da cavidade. Para se evitar este problema, era necessário que o trado fosse sacado seguidas vezes para limpeza, retirando pouco material da escavação. Para tanto, a cada vez era necessário o torque do trado, forçando as hastes com 2 chaves de grifo e 2 operadores. Depois, o trado era erguido com o martelo saca-tubos para quebrar o atrito e então retirado manualmente. Quanto mais profundo, maior o comprimento de hastes. Para aprofundar o furo em 1 metro, antes do ensaio PMT, eram gastas aproximadamente 2 horas, trabalhando com 3 operadores.

Uma vantagem do trado tipo copo utilizado, de diâmetro 63,5 mm, é que o furo resultante ficou com as dimensões pouco acima do diâmetro do trado, em torno de 65 a 70 mm, e com boa verticalidade, garantida pelo comprimento do copo, em torno de 25 cm, que guiava a cravação no aterro.





Figura 3.20 - PMT - Calibração da sonda ao ar livre.



Figura 3.21 - Detalhe do trado utilizado.



Figura 3.22 - Detalhe do trado após retirada do furo.

### 4 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de laboratório. As metodologias utilizadas foram descritas no Capítulo 3. Os ensaios de laboratório são referência para entendimento e análise dos ensaios de campo que serão apresentados no Capítulo 5.

#### 4.1 Caracterização Mineralógica

Os resultados das análises das difratometrias de Raios-X estão resumidos na Tabela 4.1. As amostras utilizadas foram coletadas dos blocos de amostras indeformadas.

Os termos "principal", "subordinado" e "traço" referem-se a uma identificação qualitativa, permitindo a percepção de quantidades relativas (muito, pouco e muito pouco) de cada mineral presente na amostra do material analisado. A identificação qualitativa foi realizada avaliando-se individualmente a ocorrência de picos do mineral e a intensidade apresentada em relação aos outros minerais identificados no difratograma (semi-quantitativo).

De acordo com a Tabela 4.1, o mineral principal encontrado em todas as amostras analisadas foi a gibbsita, também chamada de hidrargilita. Trata-se de um mineral constituído de  $\text{Al}(\text{OH})_3$  que ocorre sob formas de agregados microscópicos. Por fazer parte da cadeia evolutiva dos solos tropicais, é muito frequente nos solos lateríticos e nas concreções lateríticas, como no caso do solo deste estudo, estando presente seja na fração argila, seja formando agregados das frações pedregulho, areia e silte do solo.

O mineral quartzo, constituído de  $\text{SiO}_2$ , proveniente da rocha-mãe, esteve sempre presente em todas as amostras analisadas, seja como mineral principal ou subordinado. Muito resistente à ação das intempéries, é comum encontrá-lo no perfil de intemperismo de quase todos os solos tropicais.

Entre os minerais subordinados, estão presentes em todas as amostras o argilomineral caulinita, constituído de silicato de alumínio hidratado, e o mineral hematita, constituído de

óxido de ferro. Além deste, outros óxidos de ferro foram detectados em algumas amostras, como a magnetita (745,75 m), a ilmenita (744,85 m), o espinélio cromífero (743,55 m) e o espinélio (738,85 m).

Tabela 4.1 – Características mineralógicas de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	Semi-quantitativo	Minerais presentes na composição da amostra de solo
745,75	0,25	Principal	Gibbsita e Quartzo
		Subordinado	Hematita, Magnetita e Caulinita
		Traço	Montmorilonita e Ilita
744,85	1,15	Principal	Gibbsita e Quartzo
		Subordinado	Hematita, Ilmenita e Caulinita
		Traço	Montmorilonita
743,55	2,45	Principal	Quartzo e Gibbsita
		Subordinado	Hematita, Caulinita e Espinélio Cromífero
		Traço	Ilita
742,85	3,15	Principal	Gibbsita
		Subordinado	Quartzo, Hematita e Caulinita
		Traço	Sepiolita e Ilita
741,85	4,15	Principal	Gibbsita
		Subordinado	Quartzo, Hematita e Caulinita
		Traço	Ilita
740,85	5,15	Principal	Gibbsita
		Subordinado	Quartzo, Hematita e Caulinita
		Traço	Sepiolita, Piroxênio (Enstatita) e Ilita
739,85	6,15	Principal	Gibbsita e Quartzo
		Subordinado	Hematita e Caulinita
		Traço	Ilita, Goethita e Montmorilonita
738,85	7,15	Principal	Gibbsita
		Subordinado	Quartzo, Hematita, Espinélio e Caulinita
		Traço	Montmorilonita, Ilita, Magnetita, Sepiolita e Goethita

A caulinita é um argilomineral formado por uma camada tetraédrica de sílica e uma octaédrica de alumínio, num arranjo estrutural de camada 1:1, cujas ligações fortes de hidrogênio impedem sua separação e que entre elas se introduzam moléculas de água, tornando-as não expansivas à água (Pinto, 2002). Por ser o constituinte mais comum das argilas nos solos de intemperismo, ocorre no horizonte superficial principalmente na fração argila (dimensão inferior à 2 µm), ao passo que nos solos de alteração ocorre, sobretudo, na fração silte (dimensão entre 2 µm e 60 µm) como produto intermediário de alteração de alguns minerais, a exemplo dos feldspatos. Seu processo de meteorização ou pedológico dá origem ao mineral gibbsita. A hematita, constituída de Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>, quando proveniente da

rocha-mãe meteoriza-se lentamente transformando-se em goethita. Entretanto, a hematita, bem como a goethita, pode ser formada também pela evolução da caulinita, basta que haja íons ferro disponíveis no meio para formar estes minerais e ação de intemperismo e aeração no solo.

Detectou-se também o traço dos minerais montmorilonita, illita, goethita, piroxênio, sepiolita e magnetita. Devido à menor quantidade relativa destes minerais no solo, far-se-á discussão somente daqueles cujas propriedades na presença de água podem influenciar no comportamento tecnológico do solo como é o caso da montmorilonita e da illita.

A montmorilonita, pertencente ao grupo dos filossilicatos, são constituídos pela superposição de conjuntos formados de duas camadas de tetraedros de sílica que intercala com uma camada de octaedros de alumina, num arranjo estrutural de camada 2:1. Os conjuntos superpostos podem alojar entre eles, grande quantidade de água e cátions, o que pode tornar esses minerais muito expansivos e com atividade coloidal acentuada em contato com a água.

A illita é um mineral de argila que apresenta uma estrutura semelhante à montmorilonita, entretanto não absorve água entre as camadas devido à presença de íons de potássio que provocam uma ligação mais firme entre elas. Em consequência disto, seu comportamento perante a água é intermediário entre o da caulinita e o da montmorilonita (Pinto, 2002).

No processo evolutivo, a montmorilonita antecede a illita no perfil de intemperismo. E a illita, embora não seja o único mineral, antecede à caulinita na evolução do perfil de intemperismo que caracteriza os solos tropicais naturais. Desta forma, considerando as pequenas quantidades relativas detectadas de montmorilonita e illita em relação à caulinita presente no solo do perfil, pode-se concluir o elevado grau de intemperismo do solo estudado.

Pela análise mineralógica conclui-se que de uma forma geral os minerais principais e subordinados detectados na composição do solo do perfil estudado foram os mesmos para todas as profundidades, destacando-se a gibbsita, o quartzo, a hematita e a caulinita.

Mesmo havendo algumas diferenças na composição mineralógica quanto ao nível de intemperismo sofrido pelo material usado no perfil do aterro, esta pequena variação é natural devido ao processo de desmonte da jazida em camadas e ao grande volume de material empregado na construção do aterro.

Trata-se, portanto, de um solo de cor avermelhada profundamente intemperizado, o que pode ser denotado pela presença de argilominerais e de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

## 4.2 Caracterização Geotécnica

As Tabelas 4.2 a 4.4 apresentam os resultados da caracterização geotécnica realizada em amostras dos blocos indeformados retiradas do perfil em estudo do aterro compactado.

Tabela 4.2 – Índices físicos de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	Local bloco	Parâmetros						
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	n (%)	S (%)
745,75	0,25	topo	20,44	19,3	17,14	27,55	0,61	37,8	89,2
		meio	19,67	19,7	16,43		0,68	40,4	81,7
		base	18,57	20,7	15,39		0,79	44,1	73,6
744,85	1,15	topo	20,25	20,6	16,79	27,38	0,63	38,7	91,2
		meio	19,69	20,7	16,31		0,68	40,4	85,1
		base	19,67	20,6	15,17		0,80	44,6	71,4
743,55	2,45	topo	17,81	22,1	14,59	27,34	0,87	46,6	70,5
		meio	19,78	20,9	16,36		0,67	40,2	86,8
		base	17,89	22,2	14,64		0,87	46,5	71,3
742,85	3,15	topo	19,78	20,7	16,39	27,11	0,65	39,5	87,5
		meio	20,05	19,9	16,72		0,62	38,3	88,5
		base	18,87	20,1	15,72		0,72	42,0	76,7
741,85	4,15	topo	18,62	20,0	15,52	27,40	0,77	43,4	73,0
		meio	18,56	19,6	15,52		0,77	43,4	71,5
		base	19,26	20,1	16,03		0,71	41,5	79,1
740,85	5,15	topo	19,05	20,4	15,82	27,13	0,71	41,7	78,9
		meio	20,06	20,7	16,62		0,63	38,7	90,5
		base	18,27	21,1	15,08		0,80	44,4	73,0
739,85	6,15	meio	-	-	-	27,73	-	-	-
738,85	7,15	topo	19,98	20,5	16,58	26,96	0,63	38,5	90,0
		meio	20,59	19,1	17,29		0,56	35,9	93,9
		base	20,24	20,3	16,82		0,60	37,6	92,5
Média	-	-	19,39	20,4	16,04	27,33	0,70	41,2	81,7

Notas: 1) Excepcionalmente, para determinação de  $\gamma_s$  foram utilizadas as amostras deformadas coletadas *in situ*; 2) O peso específico úmido ( $\gamma$ ) foi determinado pelo método da balança hidrostática; 3) Exceto  $\gamma_s$ , os parâmetros não foram determinados para a cota 739,85 m; 4) Foi utilizado  $\gamma_w = 9,81$  kN/m<sup>3</sup>.

Dentre os índices físicos apresentados na Tabela 4.2, o peso específico dos sólidos ( $\gamma_s$ ) variou entre 26,96 kN/m<sup>3</sup> e 27,55 kN/m<sup>3</sup>, com média do perfil de 27,33 kN/m<sup>3</sup>, valor este condizente com o peso específico dos minerais predominantes na composição do solo, a saber: gibbissita ( $\gamma_s = 24,0$  kN/m<sup>3</sup>), quartzo ( $\gamma_s = 26,5$  kN/m<sup>3</sup>), hematita ( $\gamma_s = 52,5$  kN/m<sup>3</sup>) e caulinita ( $\gamma_s = 26,0$  kN/m<sup>3</sup>).

Os valores do teor de umidade ( $w$ ) variaram entre 19,1% e 22,2% ( $\Delta w = 3,1\%$ ) no perfil, com média de 20,4%. Esses valores estão dentro da faixa de umidade determinada durante o controle da compactação quando da execução das camadas do aterro, assunto que será tratado no próximo capítulo, o que demonstra a eficiência do processo de coleta das amostras indeformadas, resultado de alguns cuidados como instalação de tenda sobre a trincheira, rapidez na extração e adequada proteção, acondicionamento, transporte e armazenamento das amostras.

A variação do teor de umidade deve-se às limitações inerentes ao processo de execução do aterro, como a preparação do material próximo à jazida (variação da umidade do solo natural desmontado, ajustes de vazão e velocidade na molhagem do caminhão pipa, dificuldades de homogeneização, perda de umidade no estoque e no transporte até o local do aterro), horário da execução do aterro (dia ou noite), temperatura, umidade relativa do ar e velocidade dos ventos, bem como acréscimos ocasionais de água pelo caminhão pipa no local do aterro para eventual ajuste ou correção do teor umidade do solo, buscando sempre a umidade ótima.

A Figura 4.1 representa alguns dos resultados expressos na Tabela 4.2, e para facilitar a visualização dos índices físicos ao longo da profundidade, apresenta também a média das três determinações de cada bloco de amostra indeformada.

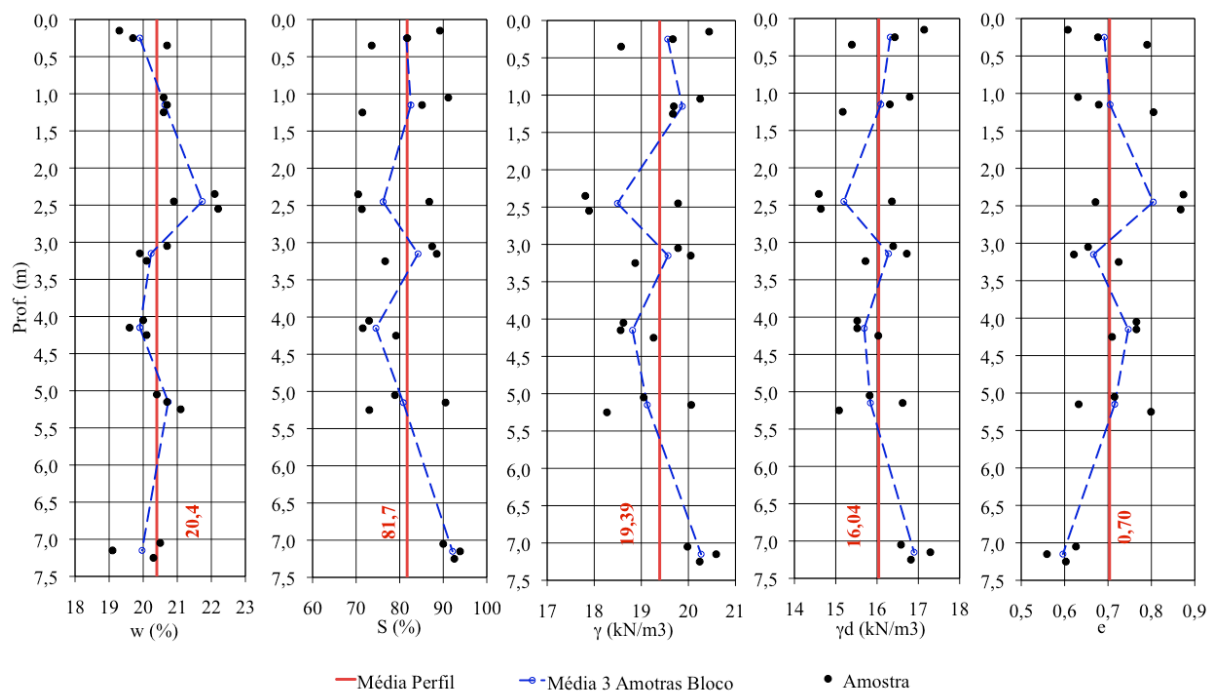


Figura 4.1 – Representação do índices físicos do solo compactado.

Os valores do peso específico úmido ( $\gamma$ ) variaram entre 17,81 kN/m<sup>3</sup> e 20,59 kN/m<sup>3</sup>, ou seja, 13,5% com média no perfil de 19,39 kN/m<sup>3</sup>. É sabido que para uma determinada energia de compactação, o peso específico resultante é função da umidade em que o solo estiver no momento da compactação. As considerações sobre o que interfere no teor de umidade *in situ* já foram discutidas anteriormente.

Comparando-se os gráficos do teor umidade ( $w$ ) e do peso específico úmido ( $\gamma$ ) da Figura 4.1, parâmetros de determinação direta em laboratório, observou-se que as curvas das médias das amostras possuem um comportamento quase assimétrico. De uma forma geral, valores de umidade acima da média do perfil resultaram em valores de peso específico úmido abaixo da média do perfil e vice-versa. A falta de uma assimetria “perfeita” entre as referidas curvas pode ter como causa alguma variação na energia de compactação *in situ*, que ocorre eventualmente com o aumento do número de passadas do equipamento de compactação.

De forma indireta, a partir dos parâmetros determinados em laboratório, calculou-se o peso específico seco ( $\gamma_d$ ), o índice de vazios ( $e$ ), a porosidade ( $n$ ) e o grau de saturação ( $S$ ), apresentados na Tabela 4.2.

Os valores do peso específico seco ( $\gamma_d$ ) variaram entre 14,59 kN/m<sup>3</sup> e 17,29 kN/m<sup>3</sup>, com média no perfil de 16,04 kN/m<sup>3</sup>. O índice de vazios e a porosidade apresentaram valores médios de 0,70 e 41,2%, respectivamente e o grau de saturação foi de 81,7%, variando dentro de uma faixa ampla de 70,5% a 93,9%. De maneira geral, os valores estiveram dentro de uma faixa esperada para este tipo de solo quando compactado.

Na discussão sobre a variação dos índices físicos, apresentados na Tabela 4.2, dentro de cada bloco da amostra indeformada, é importante explicar que cada bloco com 30 cm de altura é capaz de amostrar, conforme a sua posição no perfil, a espessura de duas ou de até três camadas compactadas *in situ* com 20 cm de espessura. Desta forma, isto interferiu nos resultados de laboratório, haja visto que, as amostras cúbicas com 10 cm de aresta retiradas uma sobre a outra do topo, meio e base da aresta do bloco, podem conter porções de duas camadas distintas, que por sua vez, podem ter sido compactadas com solo, teor de umidade e energia diferentes e ainda contendo a zona de ligação entre camadas, que por mais cuidado que se tenha em campo está sempre sujeita a problemas de ligação, como delaminação e maior porosidade na interface.

Ainda, pode ocorrer outra situação, que é a obtenção de duas amostras dentro da mesma camada, neste caso, demonstraria um gradiente dos valores dos índices físicos dentro da espessura da camada. Devido às dificuldades de se fazer um controle topográfico rigoroso

nas cotas das camadas compactadas no perfil estudado, esta análise não pode ser realizada. Nestes casos os ensaios *in situ*, como o do método do cilindro de cravação e do frasco de areia, levam vantagem pela garantia de amostragem do material da espessura da camada compactada de interesse, imediatamente após sua conclusão.

A Tabela 4.3 apresenta os resultados da análise granulométrica realizada nas amostras deformadas coletadas dentro da vala, mais especificamente do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados, quando da retirada destes, tendo já sofrido compactação *in situ*. Para facilitar a visualização e análise das amostras em conjunto, esses resultados também são mostrados na Figura 4.2.

A análise granulométrica realizada com uso de defloculante (hexa-metafosfato de sódio), conforme NBR 7181 (ABNT, 1984), apresentou resultados bem distintos de quando realizada sem uso de defloculante para as amostras do estudo. Essa diferença é justificada pela existência de agregações de partículas constituintes desse solo em macro e micro concreções com certa resistência à água, não se desfazendo na sua presença e necessitando assim de agente químico dispersor para a efetiva separação das partículas.

Tabela 4.3 – Análise granulométrica de amostras deformadas coletadas dentro da vala *in situ*, do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	Uso defloculante	Composição da amostra (%)			
			Pedregulho	Areia	Silte	Argila
745,75	0,25	Sim	0,4	37,1	22,3	40,1
		Não	0,4	53,9	45,7	0
744,85	1,15	Sim	0,5	38,4	24,5	36,6
		Não	0,5	76,4	23,1	0
743,55	2,45	Sim	0,9	37,3	26,1	35,7
		Não	0,9	68,2	30,9	0
742,85	3,15	Sim	0,4	36,0	25,9	37,8
		Não	0,4	66,4	33,3	0
741,85	4,15	Sim	0,6	45,2	26,7	27,5
		Não	0,6	63,7	35,7	0
740,85	5,15	Sim	1,4	38,2	21,5	39
		Não	1,4	54,9	43,7	0
739,85	6,15	Sim	1,3	35,9	25,2	37,5
		Não	1,3	54,4	44,3	0
738,85	7,15	Sim	1,1	39,6	20,6	38,7
		Não	1,1	76,8	22,1	0

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 ( $D \leq 0,002 \text{ mm}$ ).



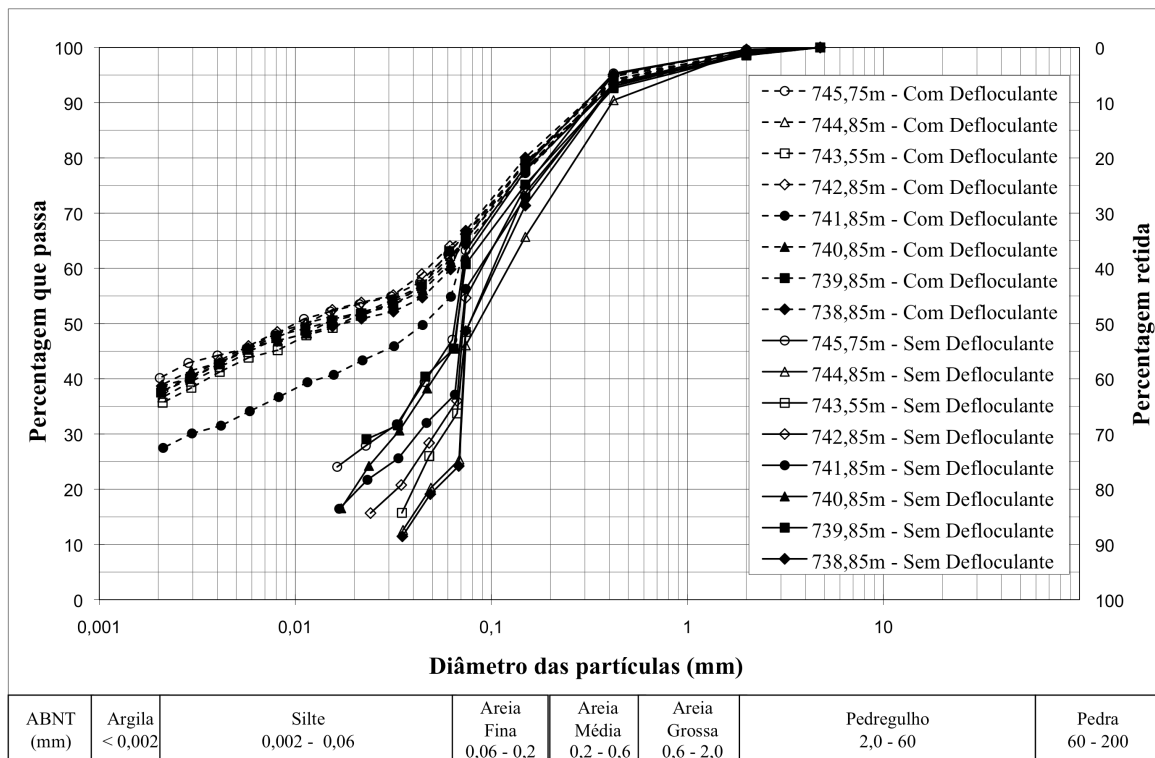


Figura 4.2 – Curvas de distribuições granulométricas do solo compactado do perfil de estudo.

O procedimento em se caracterizar o solo com análises granulométricas com e sem o uso de defloculante foi importante para se ter o conhecimento do nível de laterização do solo e das dimensões das agregações presentes, cujos resultados foram condizentes com a análise mineralógica do solo, que possui teor significativo de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio na sua composição, que por sua vez, por apresentarem propriedades cimentantes, contribuem para o processo de formação das concreções lateríticas.

Analisando os resultados das análises granulométricas realizadas com uso de defloculante, percebeu-se que de maneira geral as curvas apresentaram uma distribuição muito semelhante, praticamente coincidentes, com exceção da curva referente à cota 741,85 m

A classificação a partir da análise granulométrica com defloculante enquadra o material no limite entre areia argilosa e argila arenosa, devido aos teores de argila e areia terem sido muito próximos em todas as amostras do perfil. Assim, entende-se como mais adequada a designação de argila arenosa, considerando o comportamento coesivo do solo em estudo. Cabe também destacar a presença da fração silte, que embora em menor quantidade entre 20,6% a 26,7%, também influencia no comportamento do material.

Quanto às análises granulométricas sem uso de defloculante, o material pode ser classificado como uma areia siltosa sem presença de argila e percebe-se uma maior faixa de variação das curvas entre as diferentes profundidades comparando a faixa de variação entre as

curvas obtidas com defloculante. Esta maior variabilidade da composição granulométrica das amostras do material, condiz com os solos tropicais provenientes de perfis de intemperismo, como foi o caso da jazida utilizada, desmontada em camadas para a construção do aterro.

Ainda no que diz respeito às curvas obtidas sem uso de defloculante, percebeu-se que no ramo abaixo da dimensão 0,075 mm, correspondente à peneira nº 200, que as amostras dos solos apresentaram diferentes teores de finos, variando entre as dimensões de 0,035 mm a 0,016 mm, constituída tanto de partículas como de micro concreções. Tal fato também pode ser explicado pelo intemperismo do perfil na jazida de origem.

Para avaliar o eventual efeito da compactação de campo na quebra das partículas e agregações do solo foi coletada uma amostra de “solo natural” da mesma jazida, depois do lançamento *in situ* e antes da sua compactação. Embora não se tenha registro da cota da camada a que pertence a amostra, ela está situada no perfil de estudo. Suas características mineralógicas foram identificadas e são semelhantes às das demais amostras do perfil.

A Figura 4.3 apresenta a curva de distribuição granulométrica da amostra de "solo natural" da mesma jazida, coletada depois do lançamento *in situ* e antes da sua compactação, juntamente com a faixa definida pelos limites superior e inferior das curvas de distribuição granulométricas do perfil para os ensaios realizados com e sem uso de defloculante.

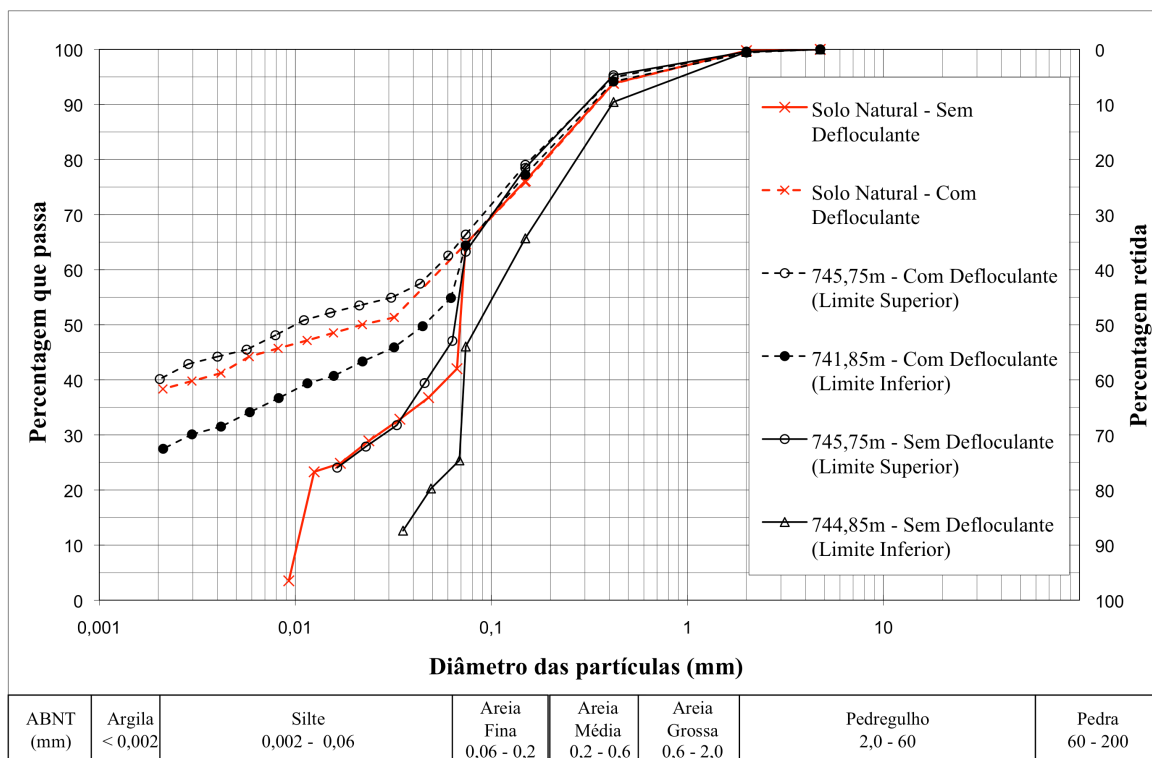


Figura 4.3 – Curvas de distribuição granulométrica do "solo natural" e dos limites do perfil.

Verificou-se que a amostra de "solo natural" enquadrava-se nas faixas granulométricas referentes às amostras compactadas do perfil, tanto para a situação de ensaio realizado com e sem defloculante, demonstrando que o processo de compactação *in situ* não causou a quebra e nem a formação de novas agregações do solo em estudo, pelo menos em quantidades importantes que pudessem causar uma dispersão na curva de distribuição granulométrica do solo que já havia sido compactado *in situ* em relação ao solo natural. Cabe salientar, que taticil-visualmente não foi perceptível nenhuma diferença na textura dos materiais nas referidas condições, estando coerente com estes resultados.

A Tabela 4.4 apresenta os índices de consistência do solo. Os índices de Atterberg indicam a influência dos finos argilosos no comportamento do solo. Os limites de liquidez ( $w_L$ ) e plasticidade ( $w_P$ ) de uma forma geral variaram pouco. O índice de plasticidade ( $I_P$ ) do material variou pouco, entre 18% e 19%.

Analisando os resultados com base na análise mineralógica, que destaca a presença significativa de caulinita na composição do solo do perfil, pode-se verificar que os valores determinados estão dentro do intervalo típico de 35% a 100% para o limite de liquidez e de 20% a 40% para o limite de plasticidade expressos por Mitchell (1976) e Skempton (1953) *apud* Das (2007) para o referido mineral argila.

Tabela 4.4 – Índices de consistência das amostras deformadas coletadas dentro da vala *in situ*, do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	Teor argila * (%)	$w_{ot}$ (%)	Parâmetros			
				$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$I_P$ (%)	$I_a$
745,75	0,25	40,1	20,4	45	26	19	0,47
744,85	1,15	36,6	20,6	47	29	18	0,49
743,55	2,45	35,7	21,1	46	28	18	0,50
742,85	3,15	37,8	20,5	46	28	18	0,48
741,85	4,15	27,5	20,8	46	27	19	0,69
740,85	5,15	39,0	19,9	46	28	18	0,46
739,85	6,15	37,5	18,6	43	25	18	0,48
738,85	7,15	38,7	18,8	44	25	19	0,49

\* Obtida da análise granulométrica com uso de defloculante.

Nota:  $w_{ot}$  para Energia Proctor Normal do ensaio de compactação.

Trata-se de solo de plasticidade média segundo a classificação qualitativa de Burmister (1949) *apud* Das (2007), definida para o intervalo do índice de plasticidade entre 10% e 20%. Cabe salientar que quanto maior for o valor do índice de plasticidade mais plástico será o solo.

O teor de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio presentes na composição do solo influenciou na redução da plasticidade do material, pois esses elementos são pouco plásticos ou não plásticos (Camapum de Carvalho, 2004).

Por outro lado, a presença de traço do argilomineral montmorilonita tenha sido encontrada em algumas amostras analisadas, suas quantidades não foram significativas ao ponto de influenciar elevando a plasticidade do solo, considerando que este mineral tem alta superfície específica e alta atividade.

O índice de atividade ( $I_a$ ) variou entre 0,46 e 0,69. Segundo Pinto (2002) a argila presente num solo é considerada normal quando seu índice de atividade se situa entre 0,75 e 1,25, inativa quando é menor que 0,75 e ativa quando é maior que 1,25. Dentro desta classificação a argila presente no solo do perfil se enquadra como inativa. Este resultado é coerente com a análise mineralógica que destaca a presença significativa de caulinita, que de acordo com Mitchell (1976) e Skempton (1953) *apud* Das (2007), o referido mineral argila apresenta valores típicos de atividade entre 0,3 e 0,5. Segundo Sória (1986) esta baixa atividade é típica de solos lateríticos.

A presença da gibbissita como elemento preponderante na composição mineralógica do solo também influenciou na baixa atividade, pois como hidróxido de alumínio possui capacidade de troca de cátions (CTC) desprezível, não é expansiva e perante a água sua consistência varia de pouco plástica a não plástica.

O valor da umidade ótima ficou um pouco abaixo do limite de plasticidade, ou seja, dentro de um comportamento típico esperado para solos compactados (Pinto, 2002).

Com a análise granulométrica e os índices de consistência foi possível fazer a classificação do solo segundo o Sistema Rodoviário de Classificação da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e o Sistema Unificado. De acordo com Pinto (2002), este sistema foi elaborado por Casagrande para obras de aeroportos e teve seu emprego generalizado, atualmente vem sendo utilizado principalmente pelos geotécnicos em obras de barragens de terra. A Tabela 4.5 apresenta os resultados das classificações realizadas.

Tabela 4.5 – Classificações das amostras deformadas coletadas dentro da vala *in situ*, do solo escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	Classificação		
		Granulométrica *	Unificada	Rodoviária
745,75	0,25	argila arenosa	CL	A 7-6 (IG = 12)
744,85	1,15	areia argilosa	ML	A 7-6 (IG = 11)
743,55	2,45	areia argilosa	ML - CL	A 7-6 (IG = 11)
742,85	3,15	argila arenosa	ML - CL	A 7-6 (IG = 11)
741,85	4,15	areia argilosa	CL - ML	A 7-6 (IG = 11)
740,85	5,15	argila arenosa	ML - CL	A 7-6 (IG = 11)
739,85	6,15	argila arenosa	CL	A 7-6 (IG = 11)
738,85	7,15	areia argilosa	CL	A 7-6 (IG = 12)

\* Obtida da análise granulométrica com uso de defloculante.

Notas: CL-argila de baixa plasticidade; ML-silte de baixa plasticidade; CL-ML-argila siltosa de baixa plasticidade; ML-CL-silte argiloso de baixa plasticidade; A 7-6-solos argilosos; IG-índice de grupo (de 0 a 20, seu valor é inversamente proporcional a qualidade do desempenho de um solo como material de subleito).

Liu (1967) *apud* Das (2007) comparou os sistemas da AASHTO e Unificado, verificando que para o grupo A 7-6 da AASHTO, no qual se enquadrou o solo deste estudo, há grupos do sistema Unificado comparáveis, dentre os quais o CL é o mais provável para este caso.

Desta forma, pode-se fazer uma análise da convergência dos sistemas de classificação que de uma forma geral apontaram para um solo argiloso. As discrepâncias entre estes sistemas, principalmente para o de classificação granulométrica, evidenciam que parâmetros e classificações desenvolvidos em países de clima temperado não representam bem o comportamento de solos lateríticos e saprolíticos, comuns no Brasil (Pinto, 2002).

### 4.3 Ensaio de Sucção Pelo Método do Papel Filtro

A Tabela 4.6 apresenta os resultados do ensaio de sucção pelo método do papel filtro, obtidas em amostras indeformadas do solo compactado referente às cotas 741,85 m e 742,85 m do perfil. A sucção mátrica foi determinada para um papel filtro de diâmetro menor (sucção mátrica 1) e para outro de diâmetro maior (sucção mátrica 2), usado como proteção do menor, conforme explicado na metodologia do ensaio.

Tabela 4.6 - Resultados do ensaio de sucção realizado com amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	w (%)	S (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	Sucção Matricial 1 (kPa)	Sucção Matricial 2 (kPa)
742,85	4,1	15,3	15,58	0,74	11895	12647
	6,3	24,2	15,80	0,72	10481	12212
	12,7	48,2	15,68	0,73	6747	7309
	15,1	57,0	15,66	0,73	2015	2278
	18,3	66,0	15,35	0,77	26	30
	19,2	75,0	15,89	0,71	14	14
741,85	4,2	20,2	17,30	0,58	13804	15911
	8,0	39,4	17,48	0,57	11627	12885
	12,4	58,7	17,25	0,59	10949	10002
	14,7	71,3	17,40	0,57	6865	6495
	17,2	82,7	17,34	0,58	96	116
	18,5	84,8	17,01	0,61	47	57

Nota: Os valores de  $\gamma_s$  utilizados no cálculo do índice de vazios constam na Tabela 4.2.

As Figuras 4.4 e 4.5 apresentam as curvas características de retenção de água referentes à sucção mátrica em função do teor de umidade e do grau de saturação, respectivamente.

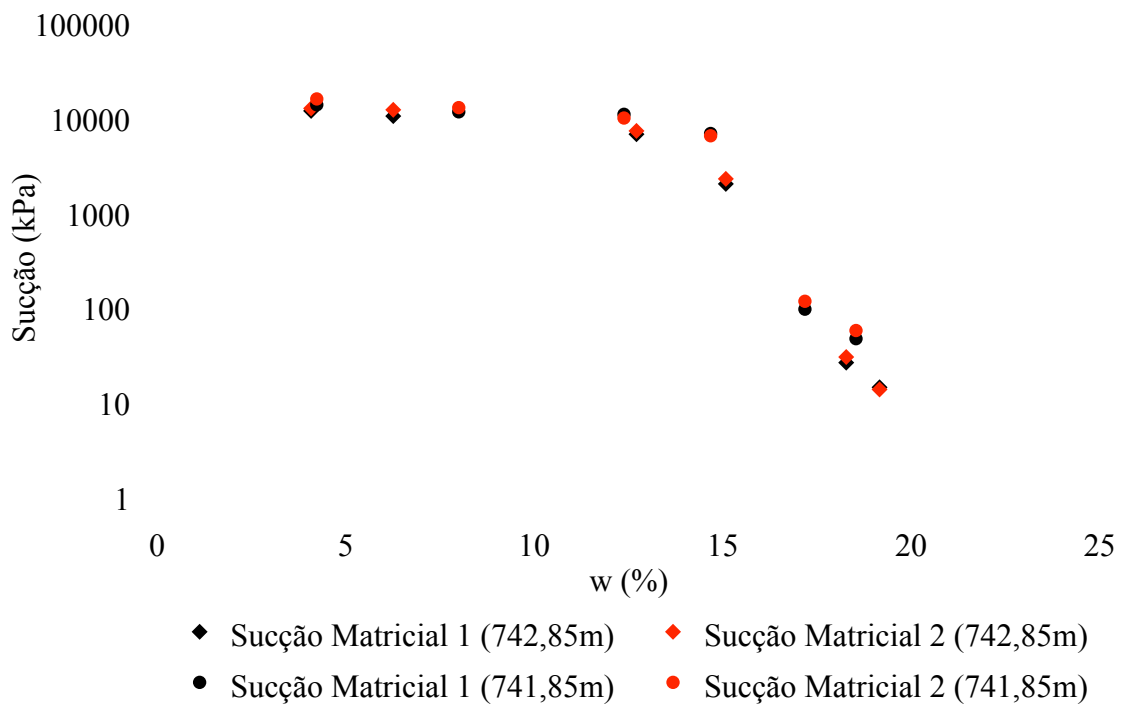


Figura 4.4 – Curvas características em função do teor de umidade.

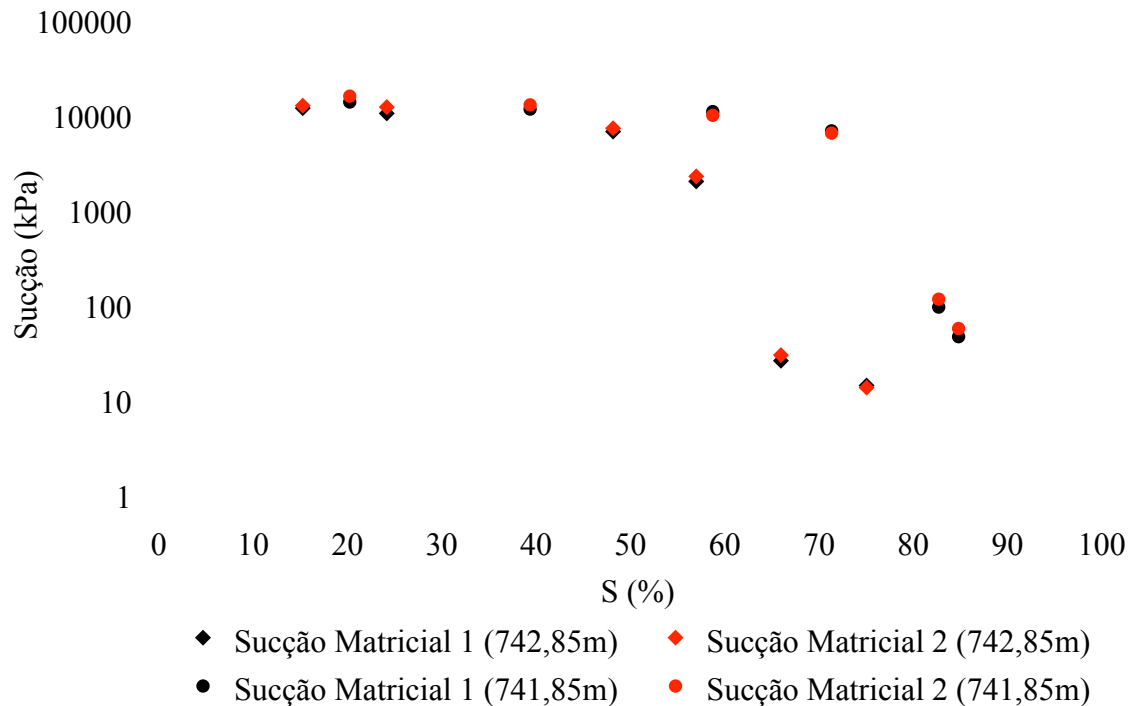


Figura 4.5 – Curvas características em função do grau de saturação

Ao se analisar o comportamento das duas sucções mátricas 1 e 2, percebeu-se uma grande proximidade dos valores determinados. Acredita-se que a pequena diferença, apesar do zelo empregado, seja basicamente uma questão de perda/ganho de umidade do papel filtro até o instante da pesagem, levando-se em consideração que o papel filtro de diâmetro menor sempre era pesado primeiro que o outro. Desta forma, o maior serviu como contra-prova do outro, comprovando a confiabilidade dos valores medidos.

Foram escolhidas duas cotas do perfil para realização dos ensaios de sucção. O critério de seleção foi baseado nos resultados das análises granulométricas. A cota 742,85 m foi escolhida porque sua curva de distribuição com defloculante representa bem as demais curvas do perfil, com exceção da curva da cota 741,85 m, também escolhida por ter se distanciado das outras (ver Figura 4.2). Sob o ponto de vista da análise sem defloculante, situação semelhante ao do solo no campo, ambas as curvas tiveram um comportamento mais próximo da média da faixa determinada pelas curvas granulométricas do perfil.

Cabe salientar, que na análise sem defloculante, o solo referente à cota 741,85 m mostrou ser um pouco mais fino que o da cota 742,85 m, além de ter apresentado maior proximidade entre suas curvas granulométricas, referentes às análises com e sem defloculante, indicando assim o menor teor de agregações em relação aos demais solos do perfil.

Segundo Guimarães (2002), o formato das curvas características depende do tipo de solo e da distribuição e tamanho dos poros, sendo que solos arenosos tendem a apresentar perda brusca de umidade ou de saturação e argilosos perdas mais suaves quando a sucção atinge o ponto de entrada de ar. Vanapalli *et al.* (1999) *apud* Martínez (2003) acrescentam ainda outros fatores de influência nas curvas características como teor de umidade inicial, presença de agregações, mineralogia, história de tensões e método de compactação.

Camapum de Carvalho e Leroueil (2004) mostram que os solos tropicais profundamente intemperizados e agregados tem duas entradas de ar, uma referente aos macroporos e outra referente aos microporos.

Desta forma, para a análise das curvas características típicas de solos tropicais intemperizados é interessante trabalhar com alguns pontos, que da direita para a esquerda, pode-se perceber nas curvas (ver Figuras 4.4 e 4.5):

- pressão de entrada de ar nos macroporos – corresponde a intersecção da curva com a vertical passando por  $S = 100\%$ ;
- pressão de término de entrada de ar nos macroporos – corresponde ao primeiro ponto de inflexão;
- trecho central reto e inclinado – corresponde à variação de saturação devido a atuação da sucção em poros intermediários e na própria água de hidratação superficial dos agregados e demais partículas isoladas;
- pressão de entrada de ar nos microporos – corresponde ao segundo ponto de inflexão.

Analisando as curvas características obtidas neste trabalho, referente a cota 742,85 m, cujo solo possui características granulométricas bem representativas do perfil, observou-se que o valor da pressão de entrada de ar nos macroporos foi de 14 kPa e nos microporos ficou em torno de 5.000 kPa. Para o solo referente à cota 741,85 m esses valores foram em torno de 50 kPa e 10.000 kPa, respectivamente. Cabe salientar que a metodologia do papel filtro não é eficaz para medição de valores baixos de sucção, neste caso das pressões de entrada de ar nos macroporos.

Segundo Aubertin *et al.* (1998), *apud* Gerscovich (2001), espera-se que o ponto de entrada de ar varie entre 0,2 kPa a 1 kPa em areias grossas, 1 kPa a 3,5 kPa em areias médias, 3,5 kPa a 7,5 kPa em areias finas, 7 kPa a 25 kPa para siltes e mais de 25 kPa para argilas. Analisando os limites propostos, percebe-se que a sucção aumenta seus valores conforme a dimensão da partícula de solo diminui e com isso consequentemente o volume de vazios aumenta.



Considerando os resultados da análise granulométrica com o uso de defloculante apresentados na Tabela 4.3, percebeu-se que o solo referente a cota 741,85 m classificado como argila arenosa enquadrou-se nos limites estabelecidos para as argilas, enquanto o solo referente a cota 742,85 m, classificado com areia argilosa enquadrou-se nos limites para silte, não ficando neste caso coerente com a classificação do referido solo.

Os valores elevados da pressão de entrada de ar, superiores a 25 kPa, comum aos solos argilosos não podem ser explicados no índice de vazios, já que o solo da cota 741,85 m que apresentou a maior a pressão de entrada de ar, teve os menores valores para o índice de vazios, entre 0,57 a 0,61, em relação ao do outro solo, entre 0,71 e 0,77 (ver Tabela 4.6). Isto indica que a sucção é muito influenciada pelo índice de vazios, mas não só pela quantidade de vazios presentes, mas pela maneira como estes vazios estão distribuídos no solo, pois quando o sistema de poros é constituído por vazios interconectados formando tubos ou capilares de pequeno diâmetro há um aumento da força de sucção capilar.

Acredita-se na hipótese de que a proporção das frações de areia e silte apresentadas na análise granulométrica sem uso de defloculante, situação semelhante à de campo, permitiu naturalmente uma melhor compactidade do material, favorecendo este comportamento do solo em estudo.

Além disso, acrescenta-se o fato do processo de compactação reduzir o volume de vazios, contribuindo para a formação de uma estrutura mais densa que resulta num sistema de poros diminutos e conseqüentemente com capilares de pequeno diâmetro e de elevado poder de sucção.

Como já foi constatado anteriormente, ao se comparar as análises granulométricas do solo compactado *in situ* com a do solo natural, a compactação não destruiu as agregações presentes, o que corrobora com a afirmação que elas foram apenas reorganizadas na massa de solo, onde as menores agregações tendem a ocupar os espaços vazios entre as maiores. Cabe salientar que o solo referente a cota 741,85 m apresentou o maior valor do índice de atividade da argila verificado no perfil (ver Tabela 4.4), estando coerente com as considerações feitas.

Analisando a influência da mineralogia na sucção, percebe-se que a presença do argilomineral caulinita pode ter influenciado no comportamento do solo frente a água, pois, embora não absorva a água, é capaz de retê-la adsorvida à sua superfície. Acredita-se que esta propriedade deste argilomineral permaneça inalterada, ou pelo menos em grande parte, quando, sob efeito de cimentação, esteja constituindo partículas na forma de agregados.

Unikowski (1982) sintetiza o que foi explicado por vários autores sobre a tendência das argilas em adsorver as moléculas polares de água. Suas superfícies negativas e seus

cátions compensadores deslocam as moléculas da água pelas extremidades positivas, fixando assim uma primeira camada, bastante fina, denominada “camada fortemente ligada”. As extremidades negativas das moléculas compondo esta camada podem, por sua vez, atrair uma segunda camada de moléculas orientadas formando uma “camada fracamente ligada”, de espessura maior do que a primeira. As duas constituem a “dupla camada”. A última camada separa a água fortemente ligada da água intersticial (água líquida ou livre dos poros).

Complementando, Souza Santos (1989) comenta que existe evidência experimental considerável indicando que a água adsorvida tem propriedades diferentes da água líquida, mais próximas das do gelo (não líquida). Diante do exposto, conclui-se que existe uma afeição natural dos argilominerais pela água, responsável também pela retenção de água no solo, além das forças de sucção capilar.

Além dos fatores apresentados que podem estar influenciando o comportamento do solo da cota 741,85 m em relação ao solo da cota 742,85 m, existem outros como o fato dele ser um pouco mais fino e também pelo menor teor de agregações presente no material.

Comparando as curvas características dos dois solos entre si percebeu-se um comportamento semelhante, quase coincidente quando a sucção foi expressa em função do teor de umidade, porém quando expressa em função do grau de saturação, manteve a semelhança, entretanto a curva referente a cota 741,85 m apresentou-se deslocada para a esquerda em relação a outra, o que para um mesmo valor de sucção resulta em valores bem distintos do grau de saturação.

O "trecho central reto e inclinado" das curvas características apresentou-se bem inclinado, resultando numa faixa grande de variação dos valores de sucção entre 2.500 kPa e 55 kPa para a cota 742,85 m e entre 6.000 kPa e 95 kPa, para a cota 741,85 m, na faixa de variação do teor umidade entre 14% a 17% e 14% a 18,3%, respectivamente.

Este comportamento é muito importante e pode influenciar muito nos resultados dos ensaios *in situ*, se o teor de umidade estiver nesse intervalo de umidade. Em termos de grau de saturação o referido trecho das curvas apresentaram-se paralelos entre si, com faixas de variação entre 70% a 85% e entre 55% e 65%, respectivamente aos solos das cotas 741,85 m e 742,85 m.

#### 4.4 Ensaio de Compactação

Os ensaios de compactação Proctor Normal foram executados a partir das amostras deformadas, ou seja, que já haviam sido compactadas *in situ*. Os resultados são apresentados na Tabela 4.7. Cabe salientar que todo o perfil foi construído com material extraído da mesma jazida.

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de compactação a partir de amostras deformadas coletadas dentro da vala *in situ*, do solo compactado escavado em volta do perímetro dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	Parâmetros						
		W <sub>ot</sub> (%)	ρ <sub>d max</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	γ <sub>d max</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	γ <sub>s</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	e	n (%)	S (%)
745,75	0,25	20,4	1,697	16,65	27,55	0,65	39,6	87,5
744,85	1,15	20,6	1,685	16,53	27,38	0,66	39,6	87,6
743,55	2,45	21,1	1,662	16,30	27,34	0,68	40,4	86,8
742,85	3,15	20,5	1,674	16,42	27,11	0,65	39,4	87,0
741,85	4,15	20,8	1,657	16,26	27,40	0,69	40,7	84,8
740,85	5,15	19,9	1,690	16,58	27,13	0,64	38,9	86,5
739,85	6,15	18,6	1,735	17,02	27,13	0,59	37,3	86,6
738,85	7,15	18,8	1,710	16,78	26,69	0,59	37,1	86,6
Média	-	20,1	1,689	16,57	27,22	0,64	39,1	86,7

Nota: Conversão utilizada: 1 g/cm<sup>3</sup> = 9,81 kN/m<sup>3</sup>.

As curvas de compactação com as curvas de saturação do solo do perfil em estudo são apresentadas nas Figuras 4.6 a 4.13. Os gráficos das referidas figuras são expressos em termos de massa específica em g/cm<sup>3</sup> versus o teor de umidade em porcentagem.

O intervalo de valores obtidos para a umidade ótima variou de 18,6% a 21,1%, com valor médio de 20,1%, e o para o peso específico seco máximo de 16,26 kN/m<sup>3</sup> a 17,02 kN/m<sup>3</sup>, com valor médio de 16,57 kN/m<sup>3</sup>. Isso mostra que o material utilizado no perfil teve um comportamento bem semelhante. O valor da saturação média ficou em torno de 87%.

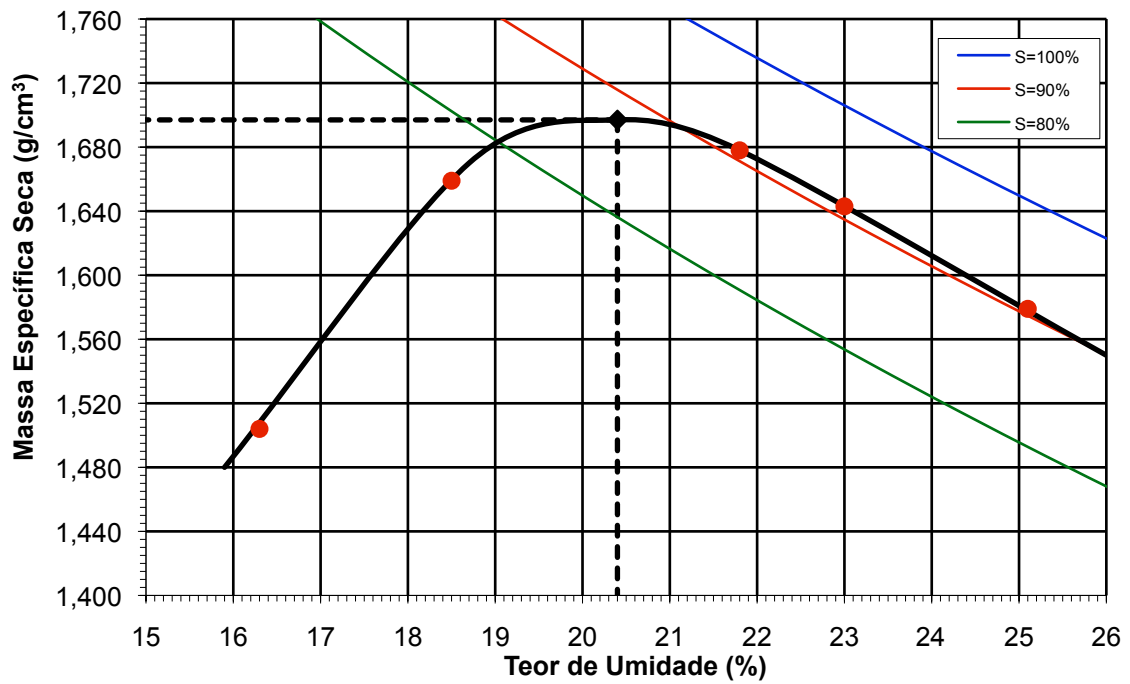


Figura 4.6 – Curva de compactação do solo referente à cota 745,75 m.

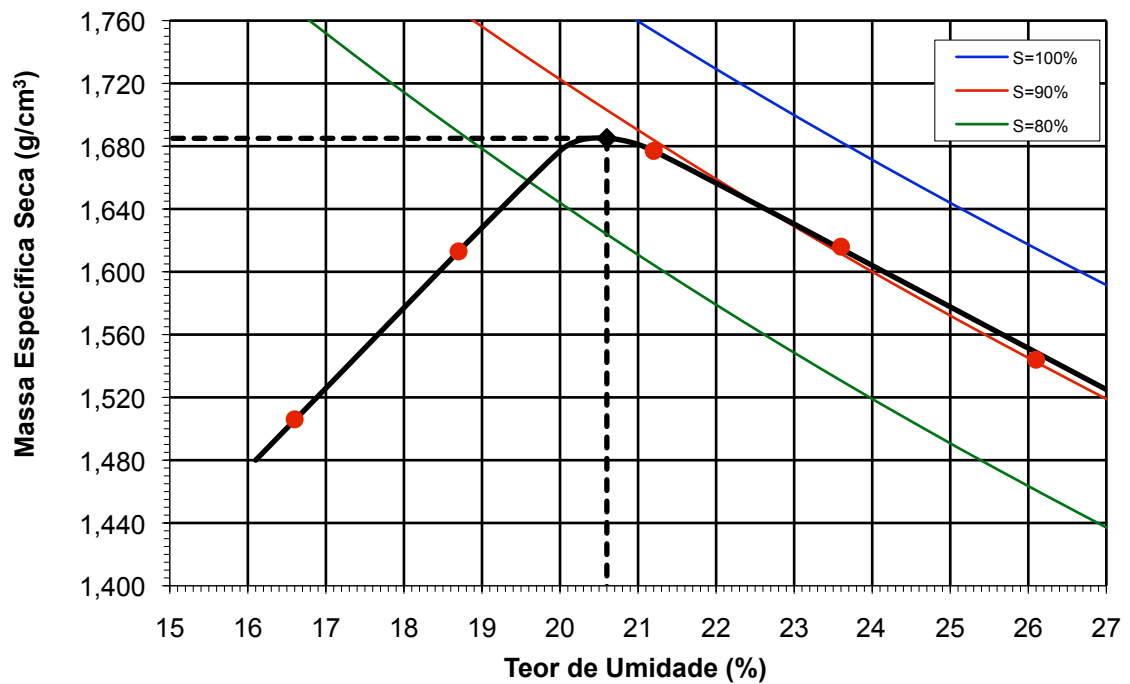


Figura 4.7 – Curva de compactação do solo referente à cota 744,85 m.

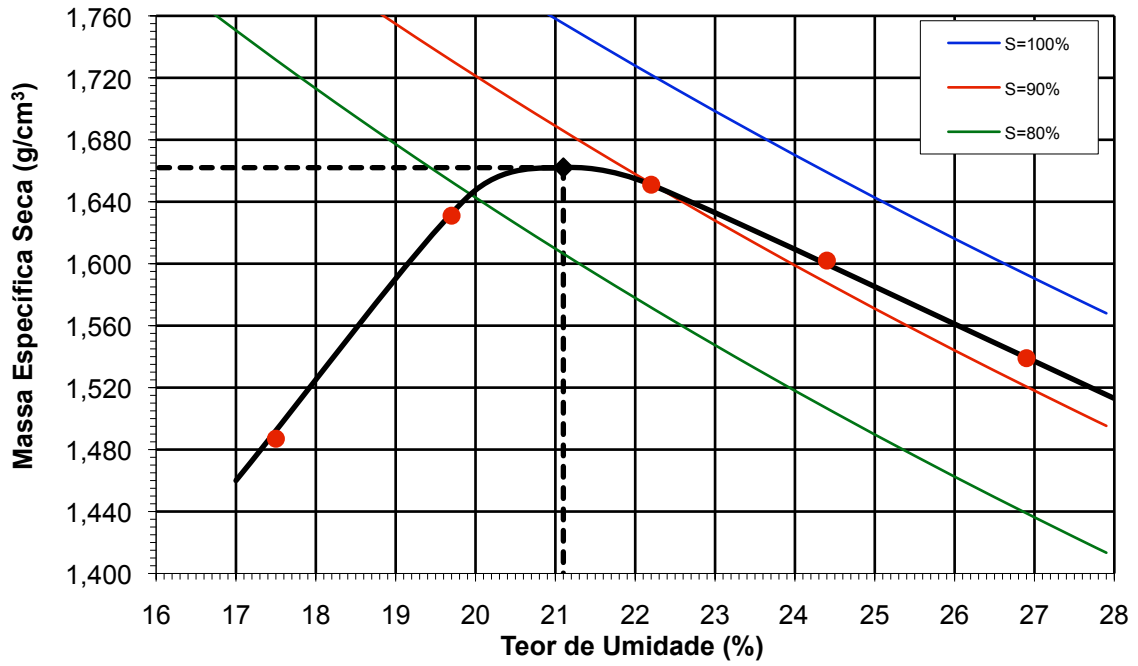


Figura 4.8 – Curva de compactação do solo referente à cota 743,55 m.

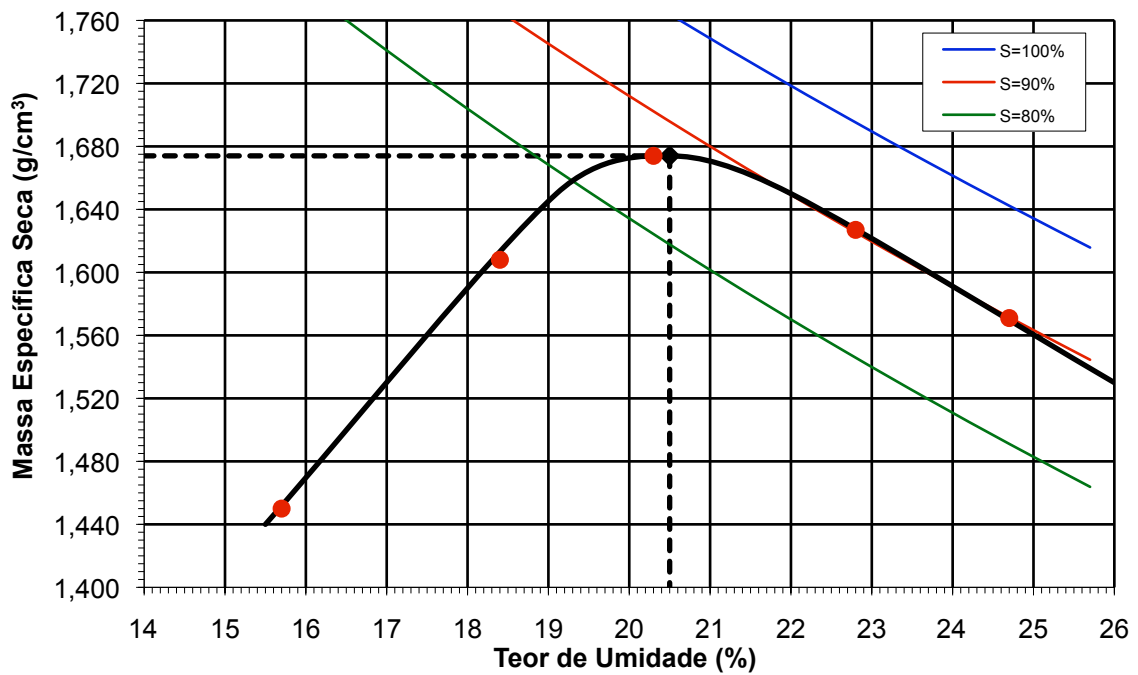


Figura 4.9 – Curva de compactação do solo referente à cota 742,85 m.

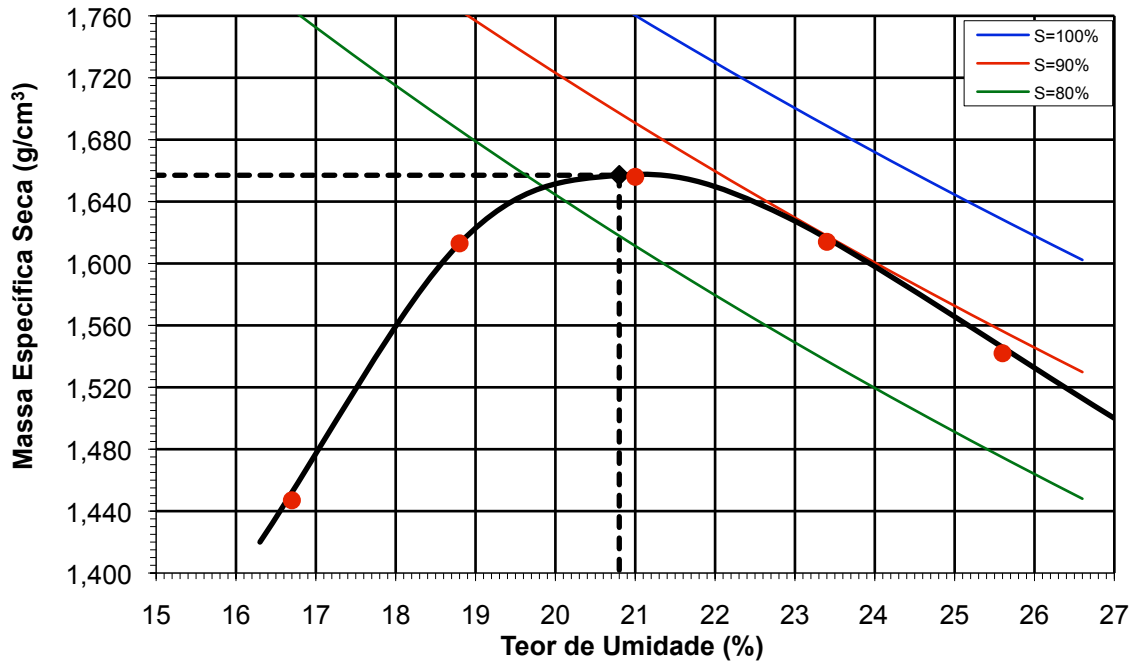


Figura 4.10 – Curva de compactação do solo referente à cota 741,85 m.

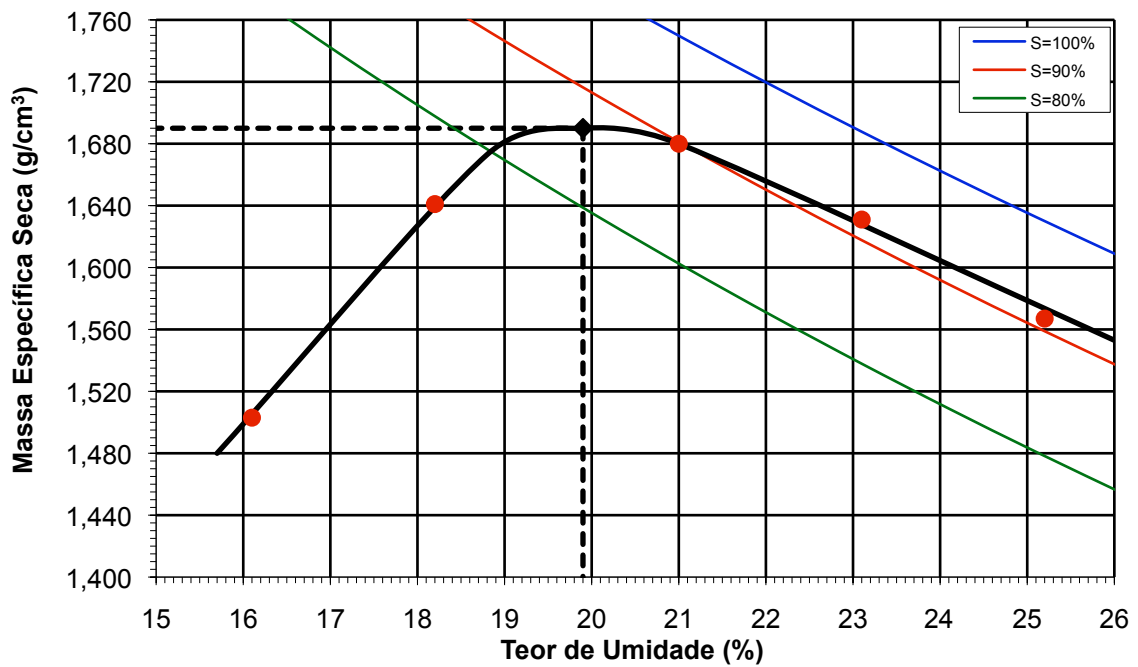


Figura 4.11 – Curva de compactação do solo referente à cota 740,85 m.

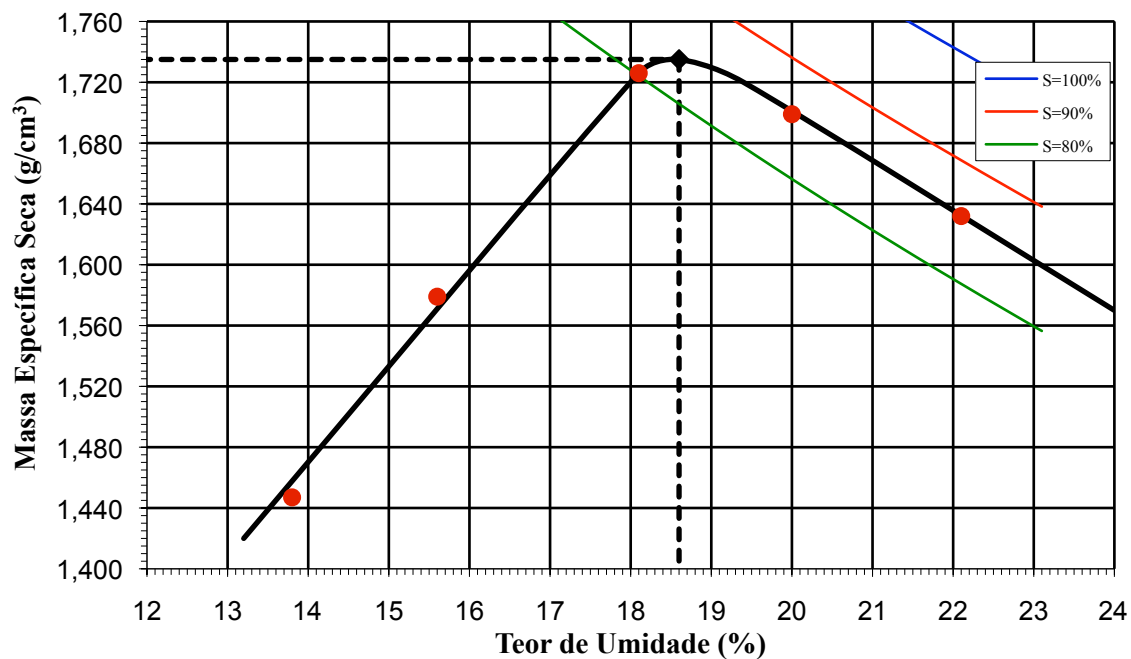


Figura 4.12 – Curva de compactação do solo referente à cota 739,85 m.

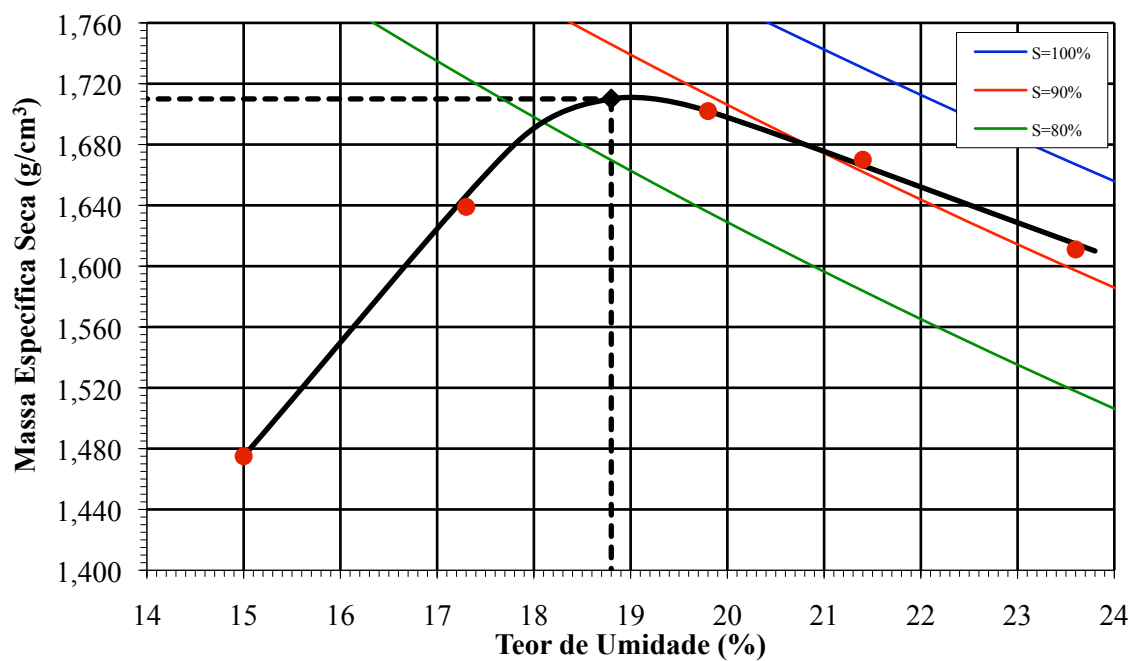


Figura 4.13 – Curva de compactação do solo referente à cota 738,85 m.

A Figura 4.13-A apresenta todas as curvas de compactação reunidas num único gráfico, inclusive a curva de compactação de uma amostra de solo natural, coletada de uma camada do perfil em estudo, antes da sua compactação *in situ*.

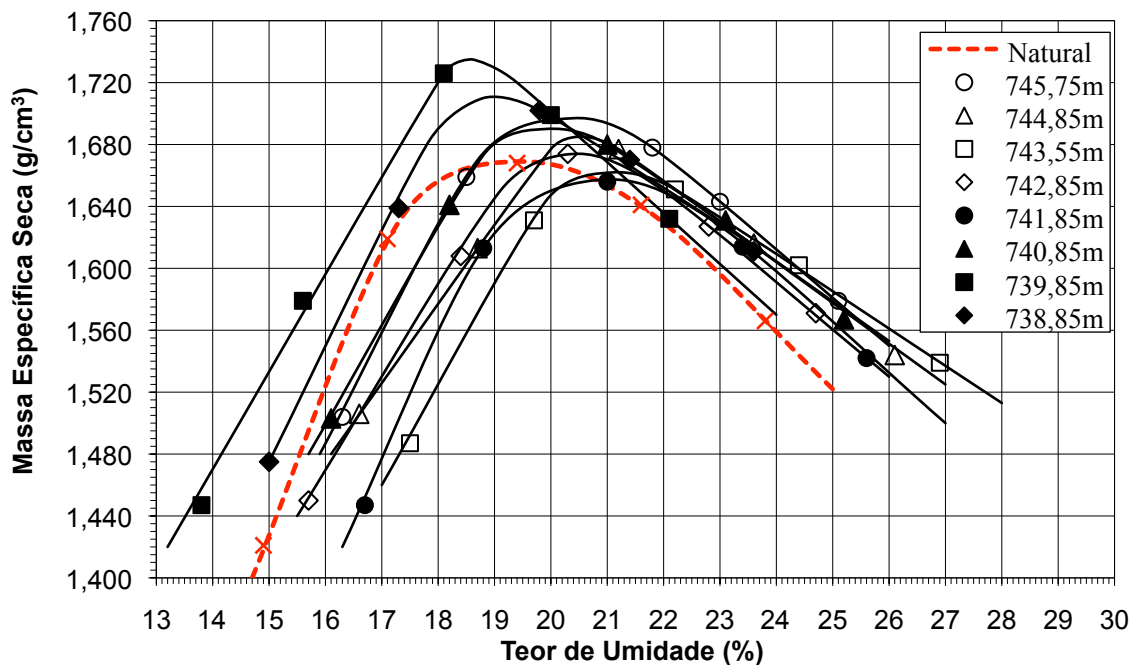


Figura 4.13-A - Curvas de compactação reunidas.

A curva de compactação referente ao solo natural teve um comportamento semelhante ao das outras curvas de compactação do perfil determinadas a partir de amostras deformadas do solo compactado *in situ*, ficando seus valores de massa específica seca máxima e teor de umidade ótimo dentro dos limites da faixa determinada pelas curvas de compactação dos solos do perfil.

Isto mostrou que o uso de amostras deformadas do solo compactado *in situ* não interferiu nos resultados dos ensaios de compactação de laboratório para o solo em estudo, confirmando os resultados da análise granulométrica para o solo natural e demais solos do perfil, que receberam compactação *in situ*, onde foi percebido que as agregações presentes no solo não foram destruídas ou não foram destruídas em escala relevante que pudessem afetar a comportamento do solo.

As curvas de compactação do perfil também apresentaram comportamento muito semelhante. De forma geral, percebe-se que o ramo seco das curvas de compactação apresentaram-se nitidamente mais íngremes do que o ramo úmido. Tal comportamento



peculiar tem sido empregado para a identificação dos solos lateríticos, como menciona Pinto (2002).

O comportamento descrito das curvas de compactação mostra que para pequenas variações do teor de umidade dentro o ramo seco mais íngreme, induz a consideráveis alterações do peso específico seco, que levam a mudanças significativas no comportamento geo-mecânico do material compactado. Enquanto que para as pequenas variações de umidade dentro do ramo úmido das curvas, mais abatidos, não provoca alterações significativas no peso específico seco. Desta forma, o conhecimento desse comportamento do solo da jazida é de suma importância para a execução do aterro, pois com base nele, dentre outros fatores, devem-se estabelecer limites aceitáveis para a variação de umidade em relação à ótima, no caso, menor dentro do ramo seco e maior dentro do úmido.

Analisando a Figura 4.13-A, percebe-se que embora o comportamento do solo seja semelhante, como demonstra o relativo paralelismo entre os ramos secos e a relativa coincidência entre os ramos úmidos das curvas de compactação, cada amostra apresentou seu particular valor de peso específico seco máximo (ou massa específica seca máxima) e valor de teor de umidade ótimo para a mesma energia de compactação utilizada.

Segundo Pinto (2002), numa mesma área de empréstimo o solo sempre apresenta alguma heterogeneidade e que se duas amostras forem retiradas de uma mesma área de empréstimo apresentarão curvas de compactação distintas, podendo a umidade ótima, apresentar diferenças de 2% a 4%. Complementa ainda que o comportamento destes solos com curvas de compactação um pouco diferentes é bastante semelhante se os dois forem compactados com o mesmo desvio de umidade e o mesmo grau de compactação. Tal fato não ocorre se os dois forem compactados com a mesma umidade e de modo que viessem a ter o mesmo peso específico seco, que corresponderiam a desvios de umidade e graus de compactação diferentes.

Desta forma, chama-se a atenção para a grande importância dos ensaios de controle *in situ* que permitem determinação do teor de umidade ótimo e o peso específico seco máximo para o solo de cada camada lançada, respeitando-se a variabilidade das características solo ou suas particularidades, buscando o seu melhor desempenho, principalmente em se tratando de solos tropicais que podem variar sua composição ao longo do perfil de intemperismo.

A Tabela 4.8 apresenta os resultados do grau de compactação (GC) e desvio de umidade ( $\Delta w$ ) para as amostras retiradas dos blocos de amostras indeformadas (ver Tabela 4.2), situação semelhante a de campo, comparados com os resultados dos ensaios

de laboratório realizados *a posteriori* em amostras deformadas retiradas do corpo do aterro compactado (ver Tabela 4.7).

Tabela 4.8 – Grau de compactação e desvio de umidade das amostras indeformadas.

Cota (m)	Prof. (m)	Local bloco	Amostra Indef.		Compact. Laboratório		Verificação	
			w (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	w <sub>ot</sub> (%)	$\gamma_{d\ max}$ (kN/m <sup>3</sup> )	GC (%)	$\Delta w$ (%)
745,75	0,25	topo	19,3	17,14	20,4	16,65	102,9	-1,1
		meio	19,7	16,43			98,7	-0,7
		base	20,7	15,39			92,4	0,3
744,85	1,15	topo	20,6	16,79	20,6	16,53	101,6	0,0
		meio	20,7	16,31			98,7	0,1
		base	20,6	15,17			91,8	0,0
743,55	2,45	topo	22,1	14,59	21,1	16,30	89,5	1,0
		meio	20,9	16,36			100,4	-0,2
		base	22,2	14,64			89,8	1,1
742,85	3,15	topo	20,7	16,39	20,5	16,42	99,8	0,2
		meio	19,9	16,72			101,8	-0,6
		base	20,1	15,72			95,7	-0,4
741,85	4,15	topo	20,0	15,52	20,8	16,26	95,4	-0,8
		meio	19,6	15,52			95,4	-1,2
		base	20,1	16,03			98,6	-0,7
740,85	5,15	topo	20,4	15,82	19,9	16,58	95,4	0,5
		meio	20,7	16,62			100,2	0,8
		base	21,1	15,08			91,0	1,2
738,85	7,15	topo	20,5	16,58	18,8	16,78	98,8	1,7
		meio	19,1	17,29			103,0	0,3
		base	20,3	16,82			100,2	1,5
Média	-	-	20,4	16,04	20,1*	16,57*	97,2	0,1

\* Média extraída da Tabela 4.7 que considera na sua determinação os valores dos índices do solo referente à cota 739,85 m, que não são apresentados nesta tabela.

A Tabela 4.9 apresenta os resultados do controle de compactação realizados *in situ* por empresa terceirizada quando da execução das camadas do aterro. Embora este capítulo vise tratar especificamente dos resultados dos ensaios de laboratório, torna-se oportuno apresentar os resultados do controle da compactação *in situ* dentro de ensaio de compactação por estarem intimamente relacionados e também no sentido que verificar a eficiência da retro-análise e sua validação via resultados posteriores de laboratório em amostras indeformadas, como apresentado na Tabela 4.8

Tabela 4.9 – Resultados do controle de compactação *in situ*.

Cota (m)	Prof. (m)	Cota camada		Tipo comp. *	Nº pas. **	Hilf			Verificação Lab.		
		início (m)	fim (m)			GC (%)	W <sub>aterro</sub> (%)	Δw (%)	GC (%)	W <sub>ot</sub> (%)	Δw (%)
745,75	0,25	745,95	745,75	1	6	101,1	19,9	0,7	100,3	19,8	0,1
		745,75	745,55	1+2	8	98,7	19,6	0,6	98,2	19,6	0,0
744,85	1,15	745,15	744,95	1	6	99,1	20,9	0,6	99,1	20,2	0,7
		744,95	744,75	1+2	8	100,4	21,1	0,2	100,1	20,7	0,4
743,55	2,45	744,75	744,55	1	6	100,6	21,3	0,2	100,1	20,9	0,4
		743,75	743,55	1	6	99,5	22,4	-0,4	98,6	20,5	1,9
742,85	3,15	743,55	743,35	1	6	100,9	20,7	0,0	100,9	20,9	-0,2
		743,15	742,95	2	8	97,7	19,7	-0,4	97,6	19,3	0,4
741,85	4,15	742,95	742,75	1	6	98,2	19,1	0,0	98,5	18,8	0,3
		742,75	742,55	1	6	101,7	21,0	0,2	101,2	20,6	0,4
740,85	5,15	742,15	741,95	1	6	99,9	19,7	0,3	97,7	19,4	0,3
		741,95	741,75	1	6	98,6	18,3	0,5	97,6	20,9	-2,6
739,85	6,15	741,75	741,55	1	6	98,7	21,6	0,1	98,0	20,2	1,4
		741,15	740,95	1	6	102,4	20,2	0,6	102,0	20,7	-0,5
738,85	7,15	740,95	740,75	1	6	96,3	19,5	0,6	96,8	20,1	-0,6
		740,75	740,55	1	6	99,5	19,6	0,0	98,7	19,5	-0,1
738,85	7,15	740,15	739,95	1	6	96,5	20,6	0,4	96,5	20,7	-0,1
		739,95	739,75	1	6	96,7	19,7	0,3	97,3	20,4	-0,7
738,85	7,15	739,75	739,55	2+3	8	101,8	21,0	0,8	101,7	21,9	-0,9
		739,15	738,95	2+3	8	100,5	20,4	0,6	99,5	19,9	0,5
Média	-	738,95	738,75	2+3	8	99,3	19,1	1,2	99,0	20,3	-1,2
		738,75	738,55	2+3	8	100,2	19,9	0,8	100,7	20,1	-0,2
Média	-	-	-	-	-	99,5	20,2	0,4	99,1	20,2	0,0

\* Tipo de compactador: 1 = TC-18, 2 = VAP-70 e 3 = CA-25; \*\* Nº Pas. = número de passadas do equipamento.

De maneira geral, fica nítida a maior eficiência apresentada pelo trator compactador (TC-18) que conseguiu finalizar as camadas compactadas com o menor número de passadas, ou seja, 6 passadas, enquanto os outros dois tipos de equipamento trabalhando conjuntamente ou isoladamente requereram 8 passadas.

Para melhor compreensão dos resultados da Tabela 4.9, vale esclarecer que o controle de compactação *in situ* foi feito pelo método de Hilf. Neste método, o peso específico úmido da camada do aterro foi determinado por cravação de cilindro e o teor de umidade da referida camada foi obtido pelo método do fogareiro e com estes dois parâmetros determinou-se o peso específico seco da camada do aterro. Para a determinação do peso específico seco máximo e do teor de umidade ótimo valeu-se da compactação Proctor Normal de no mínimo três amostras de solo em umidades variando de -2%, 0% (a mesma de campo) e +2%,

coletadas da mesma camada, e que com os resultados traçou-se a curva de compactação Proctor-Hilf, donde se tirou os parâmetros supracitados. Com estes parâmetros pode-se determinar o grau de compactação e o desvio de umidade dado pela diferença entre a umidade *in situ* e a umidade ótima.

A referida camada era liberada caso atendesse a especificação mínima de projeto para o grau de compactação que foi de 96% e para a faixa de desvio de umidade que era entre -1% e +2%, caso contrário era refeita.

Os dados da verificação de laboratório feita na sequência e também apresentados na Tabela 4.9, mostram novos valores para o grau de compactação e desvio de umidade, e ainda o valor da umidade ótima, com a correção dos valores de Hilf após a obtenção dos teores de umidade das amostras determinados 24 h depois utilizando-se estufa.

Embora não seja objetivo deste trabalho reavaliar a congruência com o projeto do maciço, cabe salientar que todos os resultados do controle *in situ*, bem como os da verificação realizados no laboratório da obra atenderam as especificações de projeto para as camadas que foram apresentadas na Tabela 4.9, as quais situam-se no mesmo trecho do perfil, onde foram extraídos os blocos de amostra indeformada.

Ao analisar os resultados do grau de compactação apresentados na Tabela 4.8 referente às amostras indeformadas percebeu-se valores de grau de compactação inferiores aos da Tabela 4.9 referente ao controle *in situ*, para algumas porções ao longo da altura do bloco de amostra indeformada. Além do fato dos ensaios não terem sido feitos exatamente no mesmo local, uma outra resposta para tal comportamento é que na determinação *in situ* do peso específico, a cravação do cilindro é feita exatamente dentro da espessura da camada recém compactada. Observando as Tabelas 4.8 e 4.9 simultaneamente, percebe-se pelas cotas de construção das camadas que o bloco está constituído por porções de duas ou de três camadas, e desta forma, pela maneira como foi amostrado para a determinação do peso específico pelo método da balança hidrostática, que também é um variante, é certo que as amostras analisadas continham regiões de ligação entre camadas. O outro motivo, que complementa a resposta, está na variação do valor do peso específico do material ao longo da espessura da camada compactada, onde neste caso, as amostras coletadas pelo cilindro de cravação, sendo mais altas que as amostras retiradas do bloco indeformado, podem ter representado melhor a média do peso específico da espessura da camada.

Esta pesquisa não visa avaliar a qualidade do maciço estudado, mas necessita dos resultados de controle, a fim de verificar mais adiante a potencialidade em oferecer parâmetros de avaliação do aterro via ensaios de campo. Visto isso, os valores de grau de

compactação (GC) e desvio de umidade ( $\Delta w$ ) foram apresentados e discutidos não com a preocupação sob o aspecto de atenderem ou não às exigências, mas de apresentarem o comportamento do material quando da construção do aterro e as limitações de controle para assim poder estabelecer concordância com os parâmetros determinados via ensaios de campo.

#### 4.5 Ensaios de Permeabilidade

As Tabelas 4.10 e 4.11 mostram os resultados dos ensaios de permeabilidade sob carga variável para o ensaio realizado com o fluxo de água submetido na direção vertical e horizontal de amostras retiradas dos blocos indeformados, respectivamente.

Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de permeabilidade com fluxo na direção vertical ( $k_v$ ) em amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$w_{ot}$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	$k_v$ 20 °C (m/s)
745,75	0,25	20,4	20,33	19,4	88,1	17,03	0,62	$1,1 \times 10^{-9}$
744,85	1,15	20,6	19,74	21,8	88,2	16,21	0,69	$7,8 \times 10^{-8}$
743,55	2,45	21,1	19,81	21,6	88,8	16,29	0,68	$3,3 \times 10^{-9}$
742,85	3,15	20,5	19,23	21,3	82,8	15,85	0,71	$4,9 \times 10^{-8}$
741,85	4,15	20,8	18,06	21,1	70,5	14,91	0,84	$4,4 \times 10^{-7}$
740,85	5,15	19,9	19,04	20,8	79,7	15,77	0,72	$9,6 \times 10^{-8}$
739,85	6,15	18,6	20,38	19,8	88,7	17,00	0,63	$6,1 \times 10^{-10}$
738,85	7,15	18,8	19,63	19,4	83,4	16,43	0,64	$1,1 \times 10^{-9}$
Média	-	20,1	19,53	20,7	83,8	16,19	0,69	$8,4 \times 10^{-8}$

Nota: Gradiente do ensaio igual a 15.

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios de permeabilidade com fluxo na direção horizontal ( $k_h$ ) em amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$w_{ot}$ (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	$k_h$ 20 °C (m/s)	$k_h/k_v$
745,75	0,25	20,4	20,55	19,7	91,5	17,18	0,60	$2,9 \times 10^{-9}$	2,6
744,85	1,15	20,6	19,64	21,4	86,3	16,18	0,69	$9,9 \times 10^{-9}$	0,1
743,55	2,45	21,1	19,93	21,8	90,5	16,37	0,67	$2,5 \times 10^{-8}$	7,6
742,85	3,15	20,5	19,17	21,5	82,7	15,77	0,72	$4,8 \times 10^{-8}$	1,0
741,85	4,15	20,8	16,79	21,0	60,2	13,87	0,98	$8,0 \times 10^{-7}$	1,8
740,85	5,15	19,9	18,74	20,7	76,6	15,52	0,75	$1,1 \times 10^{-7}$	1,1
738,85	7,15	18,8	19,73	19,9	85,6	16,45	0,64	$6,5 \times 10^{-8}$	59,1
Média	-	20,3	19,22	20,9	81,9	15,91	0,72	$1,5 \times 10^{-7}$	10,5

$k_h$  da cota 739,85 m não foi determinado por não haver quantidade de amostra suficiente.

Nota: Gradiente do ensaio igual a 15.

Considerando que todas as amostras ensaiadas foram compactadas com teor de umidade muito próximo do teor de umidade ótimo de campo, é de se esperar que os coeficientes de permeabilidade ( $k$ ) determinados estejam próximos dos menores valores possíveis para os solos do perfil estudado, dentro da energia de compactação utilizada e do grau de saturação das amostras no ensaio, cuja média é superior a 80%. De forma geral, os resultados apresentaram variação de valores dentro do esperado para este tipo de solo ao longo do perfil e indicaram uma permeabilidade muito baixa, considerando o percentual elevado da fração areia presente no material.

É importante ressaltar que a variabilidade encontrada nos valores do coeficiente de permeabilidade pode ser atribuída a variações do peso específico seco e do índice de vazios do solo ao longo da espessura da camada compactada, além de possíveis deficiências nas ligações entre camadas criando caminho preferencial à percolação da água, particularmente para  $k_h$ . Todas estes fatos são muito comuns no processo de compactação *in situ*.

Segundo Das (2007) a maioria dos solos não é isotrópico em relação à permeabilidade, ou seja, em determinado solo a magnitude do coeficiente de permeabilidade varia de acordo com a direção do fluxo, apresentando a razão de anisotropia dada por  $k_h/k_v$ .

Comparando na mesma cota os resultados do ensaio de permeabilidade realizado com direção do fluxo na horizontal, transversal à espessura da camada compactada ( $k_h$ ), com o realizado com direção do fluxo na vertical, ao longo da espessura da camada compactada ( $k_v$ ), pela razão de anisotropia apresentada na Tabela 4.11, percebeu-se um comportamento razoavelmente isotrópico da permeabilidade no perfil, com valores baixos para a razão de anisotropia, com exceção do resultado referente à cota 738,85 m.

Considerando que uma faixa de valores bastante recorrente nos projetos de barragens brasileiras para a razão  $k_h/k_v$  estão entre 9 a 16, a maioria dos valores encontrados estão bem abaixo da média nacional. Isto demonstra baixa anisotropia estrutural do maciço que também poder-se-á estender para o comportamento de outros parâmetros geotécnicos do solo.

Cruz (1996) no seu estudo de 100 barragens brasileiras apresentou como valores típicos para a o coeficiente de permeabilidade vertical de solos compactados o valor de  $10^{-9}$  m/s e para a o coeficiente de permeabilidade horizontal destes solos o intervalo de  $10^{-6}$  m/s a  $10^{-8}$  m/s. Utilizando esse valores apresentados tem-se a razão  $k_h/k_v$  variando entre 10 e 1000.

Foi tentada uma comparação dos resultados da permeabilidade com os resultados da distribuição granulométrica, como teor de areia e teor de argila mas nenhuma correlação pode ser estabelecida embora sabendo da influência da granulometria na permeabilidade. Isso

indica que a permeabilidade não está unicamente associada com os tipos de frações existentes no solo, mas com as proporções de cada fração que contribuem na formação de uma massa mais compacta durante a compactação do material.

Os resultados dos valores do peso específico úmido determinado pelas dimensões geométricas dos corpos-de-prova usados nos ensaios de permeabilidades apresentaram valores bem próximos, quando comparados na mesma profundidade.

#### 4.6 Ensaios Oedométricos

A Tabela 4.12 apresenta os resultados dos ensaios oedométricos realizados em amostras retiradas dos blocos indeformados sem a inundação das mesmas durante o ensaio, similar a situação de campo.

Cabe salientar que os blocos das amostras indeformadas foram retirados concomitante a construção do aterro para evitar a execução de uma escavação profunda a partir de sua cota final. Os detalhes da coleta, como as cotas do aterro quando da retirada dos blocos foram apresentados no Capítulo 3.

Tabela 4.12 – Resultados dos ensaios oedométricos em amostras retiradas dos blocos indeformados (**ensaio sem inundação**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	GC (%)	$e_0$	$\sigma'_{v0}$ coleta (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$C_c$	$C_s$
745,75	0,25	20,74	19,0	91,8	104,7	0,58	4	295	74	0,103	0,013
744,85	1,15	20,07	21,0	90,1	100,4	0,65	14	440	31	0,140	0,012
743,55	2,45	17,14	21,8	70,6	86,3	0,94	28	300	11	0,382	0,014
742,85	3,15	20,80	20,5	64,4	105,1	0,57	6	380	63	0,090	0,011
741,85	4,15	20,04	19,4	85,7	103,2	0,63	6	475	79	0,120	0,011
740,85	5,15	19,34	20,4	81,8	96,9	0,69	10	435	44	0,209	0,014
739,85	6,15	18,37	18,7	66,8	90,9	0,79	30	600	20	0,249	0,012
738,85	7,15	19,44	20,6	84,2	96,2	0,67	6	455	76	0,143	0,015
Média	-	19,49	20,2	79,4	98,0	0,69	-	423	50	0,179	0,013

Notas: 1)  $\sigma'_{v0}$  coleta = tensão efetiva vertical no eixo do bloco da amostra pela altura do aterro na data da coleta, considerando  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> para o solo compactado; 2)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento (método de Pacheco Silva); 3)  $C_c$  = Índice de compressão (trecho virgem entre 800 kPa e 1600 kPa); 4)  $C_s$  = Índice de expansão obtido através das curvas de descarregamento e recarregamento;  $e_0$  = Índice de vazios inicial.

A tensão vertical efetiva na coleta ( $\sigma'_{v0 \text{ coleta}}$ ) apresentada na Tabela 4.12 refere-se a altura do aterro construído até a data da coleta da amostra. Supondo que este carregamento corresponda à máxima tensão atuante no solo pode-se compará-la ao valor da tensão de pré-adensamento obtido no ensaio oedométrico. Entretanto, notou-se que os valores das tensões de pré-adensamento, com média de 423 kPa, foram bem superiores aos valores da tensão vertical atuante até a data da coleta. Desta forma, pode-se concluir que a tensão de pré-adensamento seja provavelmente resultado da energia do processo de compactação *in situ*. Queiroz (2008) fez a mesma alusão, na análise de seus resultados com material utilizado da mesma jazida empregado entre as cotas 708,00 m e 710,80 m deste aterro.

Cabe salientar que não foi encontrada nenhuma relação direta entre a tensão de pré-adensamento e os demais parâmetros das amostras testadas.

No entanto, apesar da análise da tensão de pré-adensamento em solos compactados ser complexa pelo fato do solo ter sido removido do seu local de origem (jazida), influenciado pela forma do desmonte e pela mistura do material, supõe-se hipoteticamente que, uma vez que a estrutura do solo tropical seja desmontada, esta perca a sua memória de tensões original e desta forma o solo torna-se capaz de memorizar um novo registro, mais especificamente, o valor da tensão impressa no processo de compactação *in situ*.

Em virtude disso, razão de pré-adensamento do solo (OCR), no momento da coleta da amostra, dada pela relação entre a máxima tensão já impressa no solo ( $\sigma'_p$ ) e a tensão atuante ( $\sigma'_{v0 \text{ coleta}}$ ), apresentou valores elevados.

Os valores do índice de compressão ( $C_C$ ) foram determinados para o trecho virgem de tensões definido entre 800 kPa e 1600 kPa, que será discutido após a apresentação das curvas de compressibilidade. Com exceção do solo referente à cota 743,55 m, os valores obtidos para o índice de compressão ( $C_C$ ) foram baixos e condizentes com a natureza da obra em que se deseja obter baixos valores de recalque. Quanto ao índice de expansão ( $C_S$ ) os valores ficaram próximos e dentro da faixa de 4% a 13% do  $C_C$ , muito próxima da faixa típica de 5% a 10% mencionada por Das (2007). Cabe salientar que  $C_S$  é um parâmetro utilizado para estimar os recalques para carregamentos do aterro abaixo da tensão de pré-adensamento.

As Figuras 4.14, 4.15 e 4.16 apresentam as correlações encontradas para o grau de compactação (GC), para o peso específico úmido ( $\gamma$ ) e para o índice de compressão ( $C_C$ ) em relação ao índice de vazios inicial ( $e_0$ ) das amostras do perfil, obtido antes do início do ensaio oedométrico.



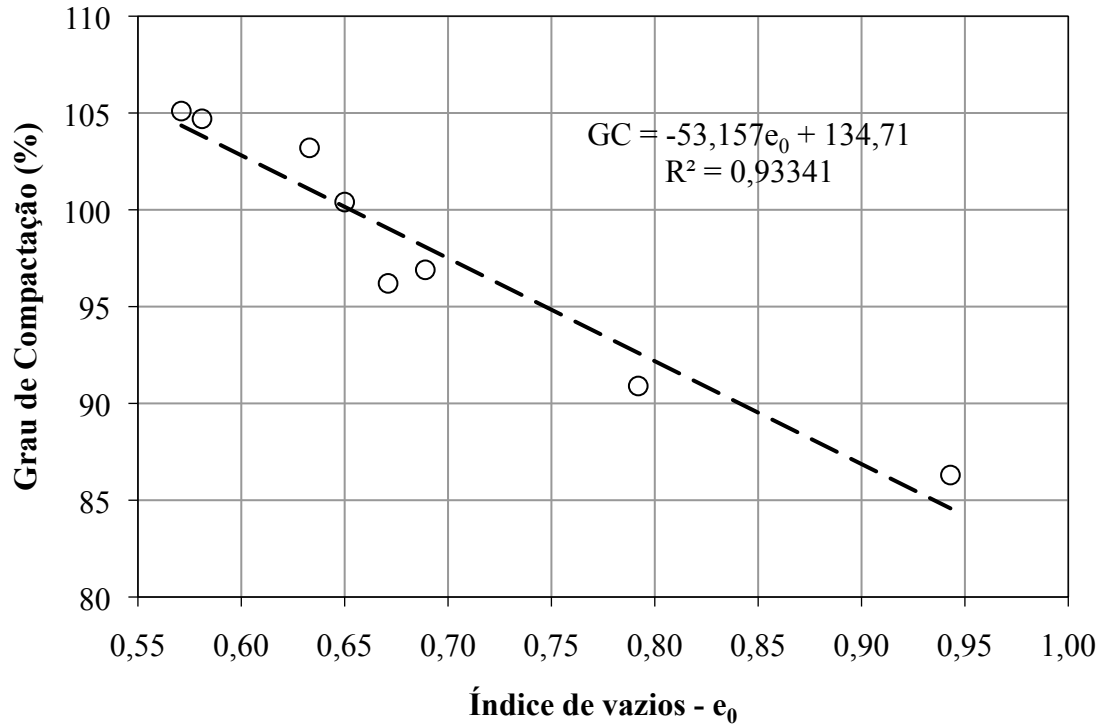


Figura 4.14-Grau de compactação *versus* índice de vazios inicial.

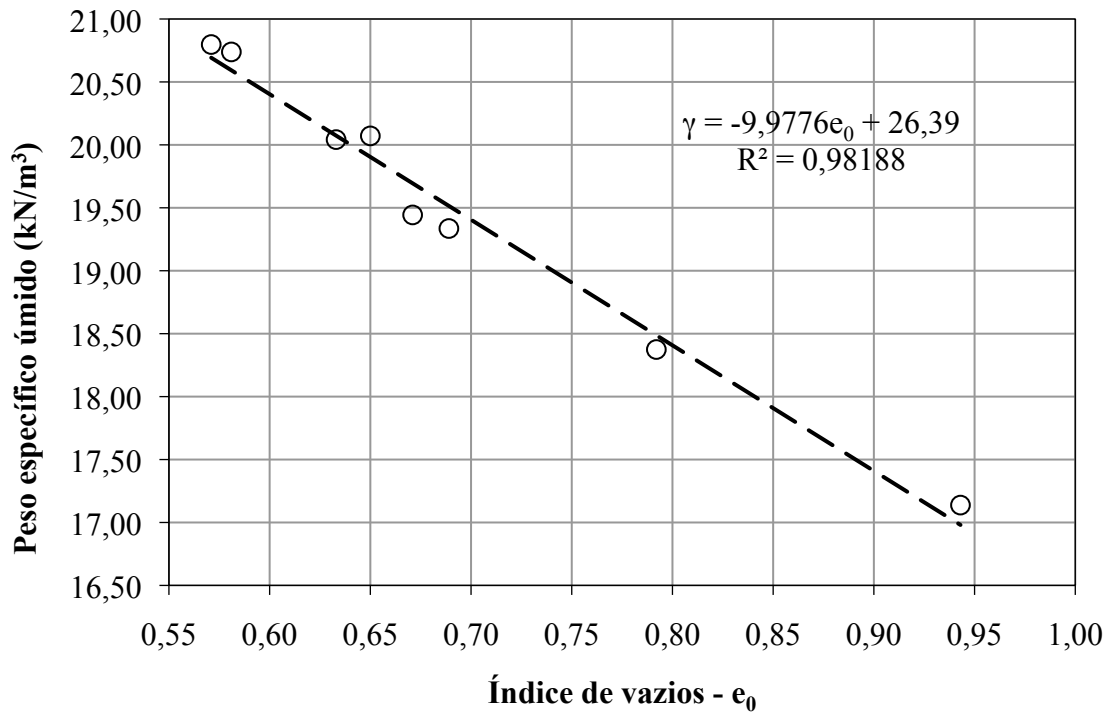


Figura 4.15-Peso específico úmido *versus* índice de vazios inicial.

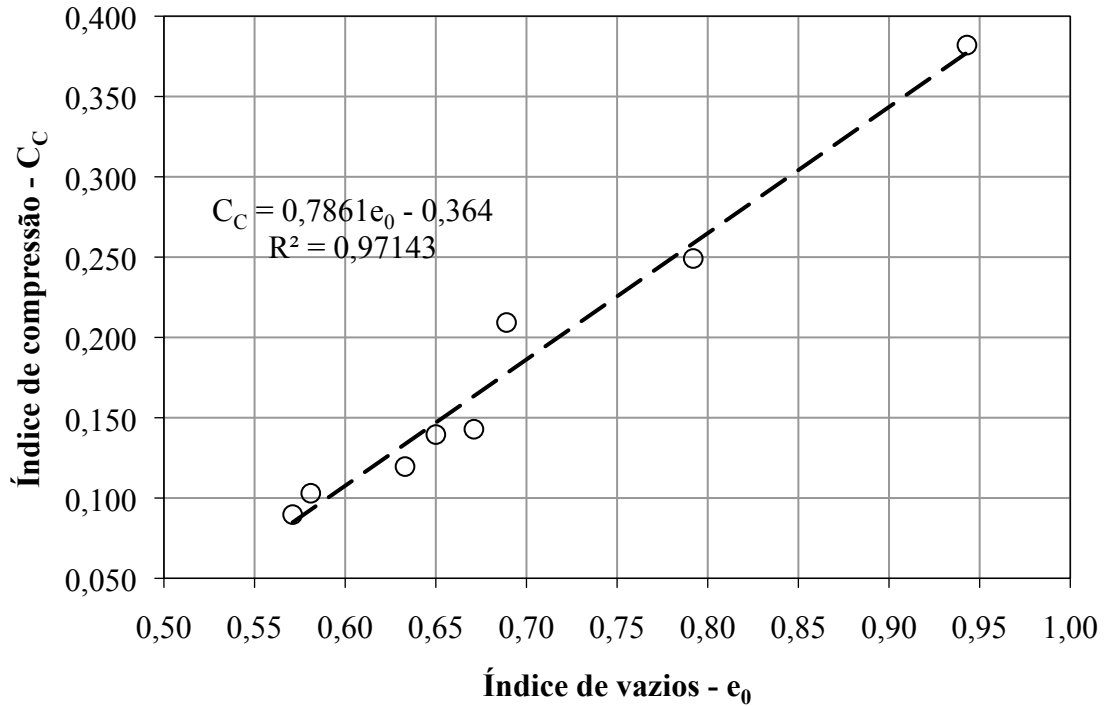


Figura 4.16-Índice de compressão *versus* índice de vazios inicial.

Embora outros tipos de curvas pudessem fornecer correlações melhores, isto é, com coeficiente de determinação ( $R^2$ ) mais próximo da unidade, optou-se pela regressão linear, buscando a simplicidade na tradução do comportamento do material.

Percebeu-se na análise das Figuras 4.14 e 4.15 que o grau de compactação e o peso específico úmido aumentaram com a redução do índice de vazios do solo compactado. Já a Figura 4.16 mostrou que quanto maior o valor do índice de vazios inicial do solo compactado, maior foi seu índice de compressão, ou seja, seu recalque no trecho virgem. Em todos os casos foram obtidas boas correlações com coeficientes de determinação ( $R^2$ ) superiores a 0,9.

As Figuras 4.17 a 4.19 mostram as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios de adensamento para as amostras do perfil. Por questões gráficas, para a representação do valor do índice de vazios inicial da amostra ( $e_0$ ) antes do ensaio na Figura 4.17 assumiu-se a tensão nula igual 1 kPa.

Na Figura 4.18 a curva de compressibilidade é apresentada com índice de vazios normalizado em relação ao índice de vazios inicial. Esta normalização permite uma melhor análise comparativa dos resultados entre si.

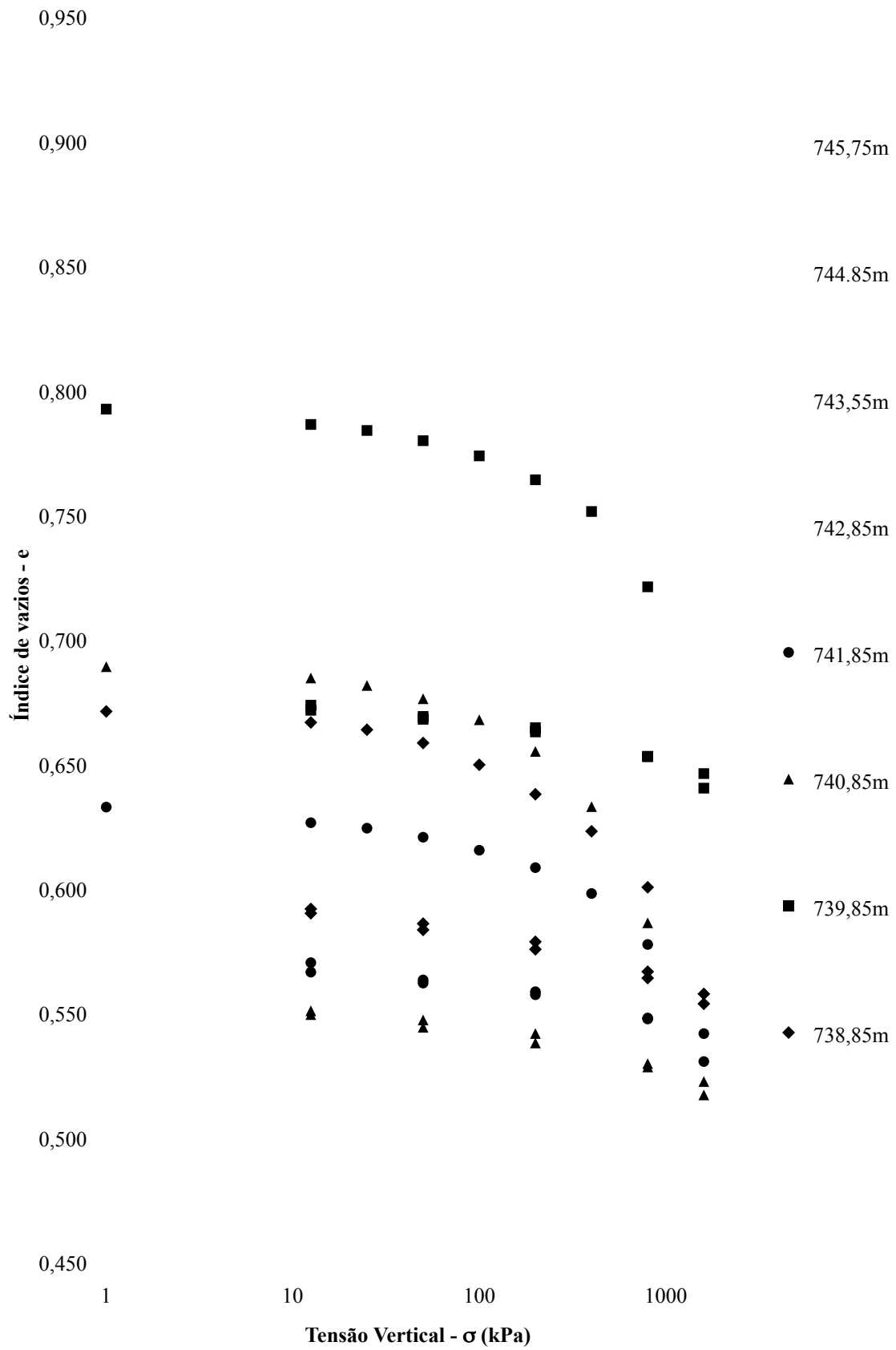


Figura 4.17 – Curvas oedométricas com tensões em escala logarítmica.

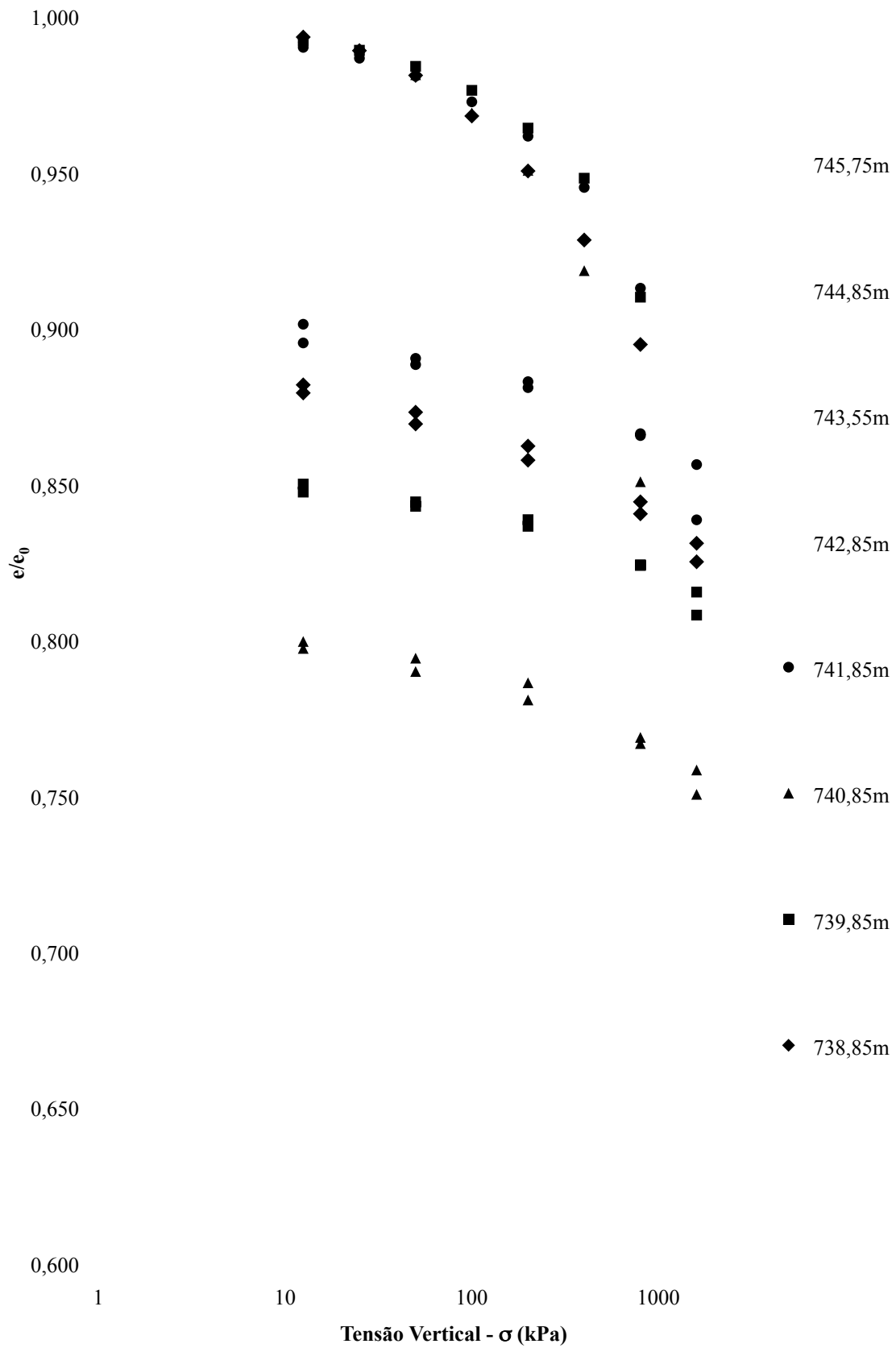


Figura 4.18 – Curvas oedométricas normalizadas com tensões em escala logarítmica.

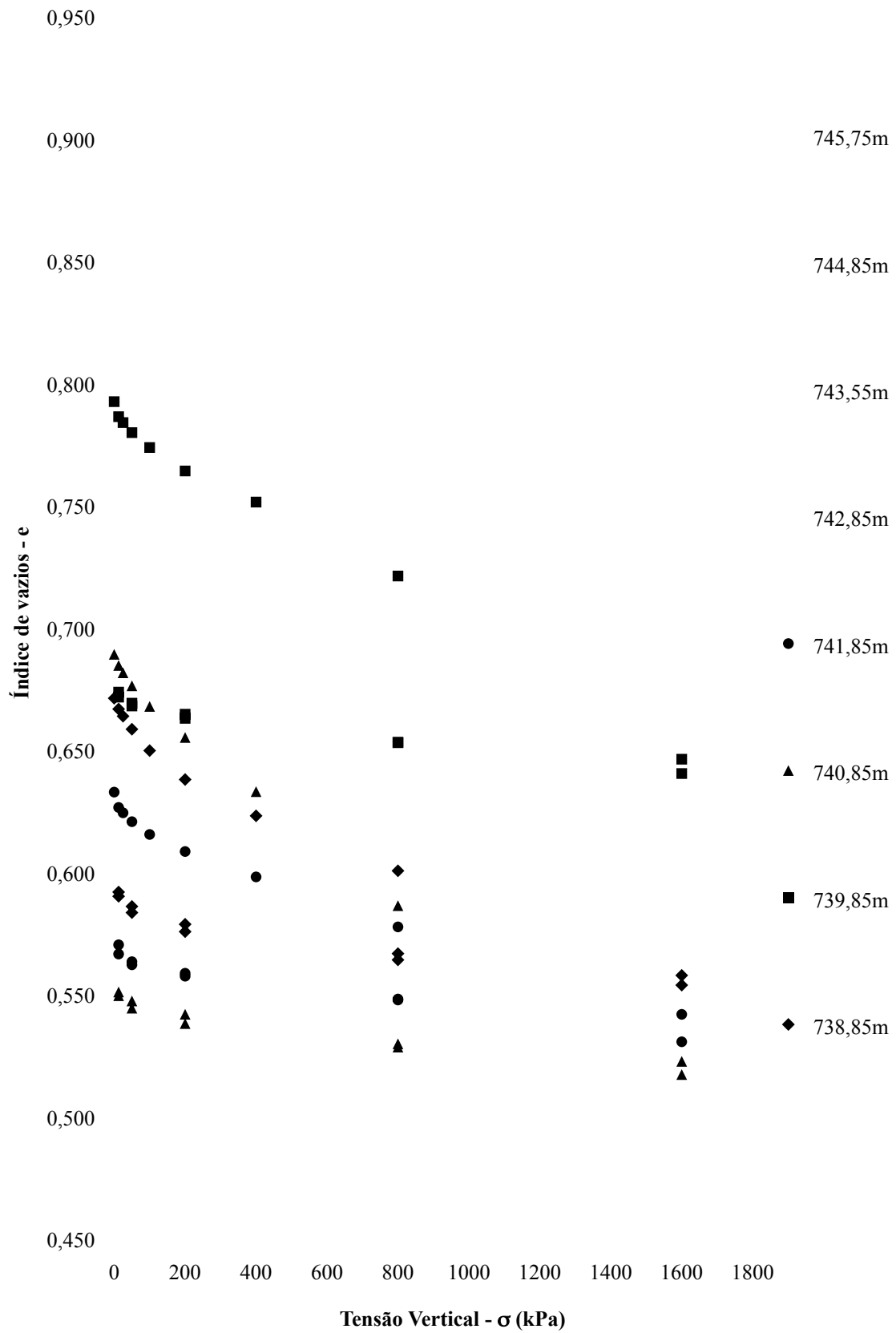


Figura 4.19 – Curvas oedométricas.

Na análise dos gráficos das Figuras 4.17, 4.18 e 4.19 vale destacar que de maneira geral todos os solos compactados apresentaram um comportamento semelhante quanto à compressibilidade, com exceção da amostra referente à cota 743,55 m que apresentou uma elevada compressibilidade justificada pelo elevado índice de vazios inicial em relação às demais testadas.

Pode-se ver na Tabela 4.12 que foi a amostra que apresentou o menor grau de compactação e peso específico úmido. Dentre os fatores que podem explicar o elevado índice de vazios estão a possibilidade de se tratar de algum ponto isolado que tenha recebido menor energia de compactação *in situ*, ou na possibilidade da amostra ensaiada, conter regiões de interface de camadas. Nas Tabelas 4.8 e 4.9 observa-se que para o topo e a base do bloco indeformado da referida cota, o grau de compactação ficou bem menor do que para o meio do bloco e as cotas das camadas apresentadas mostram que o bloco indeformado contém regiões de encontro entre camadas.

Observa-se no ensaio de compactação executado em laboratório, quando o solo já possui uma umidade considerável (ramo úmido da curva de compactação), que uma pequena parte da água é normalmente expulsa, escapando pela base do cilindro durante a compactação. Já no campo, esta parcela de água que escapa da massa de solo no ensaio de laboratório, continua presente no aterro, exsudando ou mais provavelmente, por efeito gravitacional, se dirigindo a interface de ligação das camadas, geralmente uma superfície mais plana e/ou lisa, tornando provavelmente essa região mais rica em água (efeito parede) e por consequência localmente com menor valor de peso específico úmido.

Ainda quanto às curvas de compressibilidade, o trecho virgem foi assumido no último trecho de carregamento, entre as tensões 800 kPa e 1600 kPa, intervalo razoavelmente extenso, mas sem nenhum outro intervalo posterior não foi possível raspá-lo. Cabe salientar que para o esquema de ensaio montado, com corpo-de-prova de aproximadamente 100 mm de diâmetro, não foi possível fazer carregamentos adicionais por limitações do braço da prensa que foi completamente preenchido pelas massas na fase de carregamento do ensaio.

Outros ensaios com carregamentos mais elevados que 1600 kPa, que são apresentados mais adiante, foram realizados posteriormente e confirmaram o trecho virgem assumido.

A Tabela 4.13 apresenta os valores dos módulos oedométricos obtidos para quatro intervalos de tensões, sendo dois intervalos determinados dentro da faixa de tensão onde o solo apresentou comportamento pré-adensado e dois intervalos determinados para a faixa de tensão de comportamento normalmente adensado do solo.

Os intervalos foram escolhidos segundo o comportamento das curvas do gráfico da Figura 4.19 apresentada, que relaciona o índice de vazios com a tensão de adensamento. Neste gráfico, com a tensão em escala linear, percebeu-se que de uma forma geral a redução do índice de vazios (recalque) foi maior para as primeiras tensões de carregamento (inferiores a 200 kPa) e antes da tensão de pré-adensamento. Este comportamento será discutido posteriormente no Item 4.7.2 referente aos parâmetros da compressão confinada obtidos via ensaio triaxial tipo  $K_0$ .

Tabela 4.13 – Módulos oedométricos de amostras retiradas dos blocos indeformados (**ensaio sem inundação**)

Cota (m)	Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$e_0$	$e_{in situ}$	$E_{oed 1}$ (MPa)	$E_{oed 2}$ (MPa)	$E_{oed 3}$ (MPa)	$E_{oed 4}$ (MPa)
745,75	0,25	5	295	59	0,58	0,58	8	20	30	41
744,85	1,15	23	440	19	0,65	0,64	12	22	25	31
743,55	2,45	49	300	6	0,94	0,92	7	7	7	14
742,85	3,15	63	380	6	0,57	0,56	12	31	35	47
741,85	4,15	83	475	6	0,63	0,62	13	33	33	36
740,85	5,15	103	435	4	0,69	0,67	10	15	14	21
739,85	6,15	123	600	5	0,79	0,77	13	28	24	19
738,85	7,15	143	455	3	0,67	0,65	10	22	30	31
Média	-	-	423	-	0,69	0,67	11	22	25	30

Notas: 1)  $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na referida cota, considerando a altura do aterro *in situ* acabado e  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  para o solo compactado; 2)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento (método de Pacheco Silva); 3)  $e_{in situ}$  = Índice de vazios *in situ*, considerando a sobrecarga do aterro sobrejacente ( $\sigma'_{v0}$ ); 4)  $E_{oed 1}$ ,  $E_{oed 2}$ ,  $E_{oed 3}$  e  $E_{oed 4}$  = Módulos oedométricos para os intervalos de tensão de 0 kPa-200 kPa, 200 kPa-400 kPa, 400 kPa-800 kPa e 800 kPa-1600 kPa, respectivamente.

A tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{v0}$ ) apresentada na Tabela 4.13 trata da tensão *in situ* em determinada cota considerando o aterro acabado na sua cota final. A razão de pré-adensamento (OCR) para o aterro executado apresentou valores decrescentes com a profundidade, notando que a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) provocada pela compactação apresentou uma mesma ordem de grandeza, enquanto a tensão vertical cresceu gradativamente com a profundidade.

Através das curvas de compressibilidade do ensaio oedométrico foram estimados os valores do índice de vazios *in situ* ( $e_{in situ}$ ) considerando o perfil do aterro acabado e conseqüentemente, já tendo sofrido a maioria dos recalques devido ao seu peso próprio.

Os valores dos módulos oedométricos foram menores para o primeiro intervalo de tensão entre 0 kPa e 200 kPa, dentro da faixa pré-adensada do solo compactado, condizentes

com os maiores recalques iniciais notados nos ensaios (ver Figura 4.19). A partir do primeiro intervalo a tendência geral foi o aumento do valor do módulo, sendo mais significativamente no segundo intervalo e depois mais discretamente para os intervalos subsequentes de tensão.

O comportamento de compressibilidade atípico da amostra referente à cota 743,55 m em relação as demais pode ser notado nos baixos valores dos módulos oedométricos para todos os intervalos de tensão do ensaio.

A Tabela 4.14 apresenta os valores dos módulos elasticidade de Young obtidos pela conversão dos módulos oedométricos apresentados na Tabela 4.13, utilizando a fórmula oriunda da Teoria da Elasticidade ( $E = E_{oed}(1+\nu)(1-2\nu)/(1+\nu)$ ). Para tanto, foi atribuído aos solos do perfil coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0,33, ou seja, o mesmo valor utilizado na obtenção do módulo pressiométrico a fim de se estabelecer futuras comparações. Na tabela também constam os valores do peso específico úmido, teor de umidade e grau de saturação das amostras para que mais adiante sejam feitas confrontações com os valores obtidos via ensaios de campo.

Tabela 4.14 – Módulos de elasticidade de Young de amostras retiradas dos blocos indeformados (**ensaio sem inundação**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	E 1 (MPa)	E 2 (MPa)	E 3 (MPa)	E 4 (MPa)
745,75	0,25	20,74	19,0	91,8	6	13	20	28
744,85	1,15	20,07	21,0	90,1	8	15	17	21
743,55	2,45	17,14	21,8	70,6	5	5	5	9
742,85	3,15	20,80	20,5	64,4	8	21	24	31
741,85	4,15	20,04	19,4	85,7	9	22	22	24
740,85	5,15	19,34	20,4	81,8	7	10	10	14
739,85	6,15	18,37	18,7	66,8	9	19	16	13
738,85	7,15	19,44	20,6	84,2	7	15	21	21
Média	-	19,49	20,2	79,4	7	15	17	20

Notas: 1) E 1, E 2, E 3 e E 4 = Módulos de elasticidade de Young para os intervalos de tensão de 0 kPa-200 kPa, 200 kPa-400 kPa, 400 kPa-800 kPa e 800 kPa-1600 kPa, respectivamente; 2) Na conversão do módulo oedométrico para o módulo de elasticidade de Young foi utilizada a Teoria da Elasticidade, atribuindo-se valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson.

Os valores do módulo de Young são menores que os do módulo oedométrico, pois na conversão é eliminado o efeito do confinamento, permitindo a deformação lateral da amostra comprimida. Como existe proporcionalidade entre ambos os módulos as observações feitas anteriormente para o módulo oedométrico são válidas para o módulo de Young.

A Figuras 4.20 a 4.22 mostram as melhores correlações encontradas entre o módulo de Young e alguns índices físicos do solo como índice de vazios inicial e peso específico úmido



e alguns parâmetros como o grau de compactação e o índice de compressão. Tais correlações, apresentadas nas figuras, foram determinadas segundo o critério do coeficiente de determinação ( $R^2$ ) mais próximo da unidade e corresponderam aos valores de módulo "E 4" (Tabela 4.14) para o intervalo de tensões entre 800 kPa e 1600 kPa, intervalo este coincidente com a reta virgem de carregamento do solo no ensaio.

Mesmo "E3" estando no intervalo entre 400 kPa e 800 kPa, superior à tensão de pré-adensamento, a consistência das correlações foi mais baixa ( $R^2$  em torno de 0,70). Isto pode ser explicado pela curvatura da curva de compressibilidade, onde o solo ainda está na transição do comportamento pré-adensado para o normalmente adensado.

Vale informar que foram buscadas correlações para os módulos referentes os intervalos de tensão "E1" e "E2" sem sucesso. Percebeu-se que o pré-adensamento do solo interfere no seu comportamento dificultando o seu entendimento, diferentemente do solo na sua fase normalmente adensada.

As correlações encontradas mostram a possibilidade da estimativa razoável do módulo de elasticidade de Young para o solo do perfil em estudo, num nível elevado de carregamento com base em índices físicos do aterro, de simples obtenção *in situ*, bem como no grau de compactação que é um parâmetro de controle construtivo.

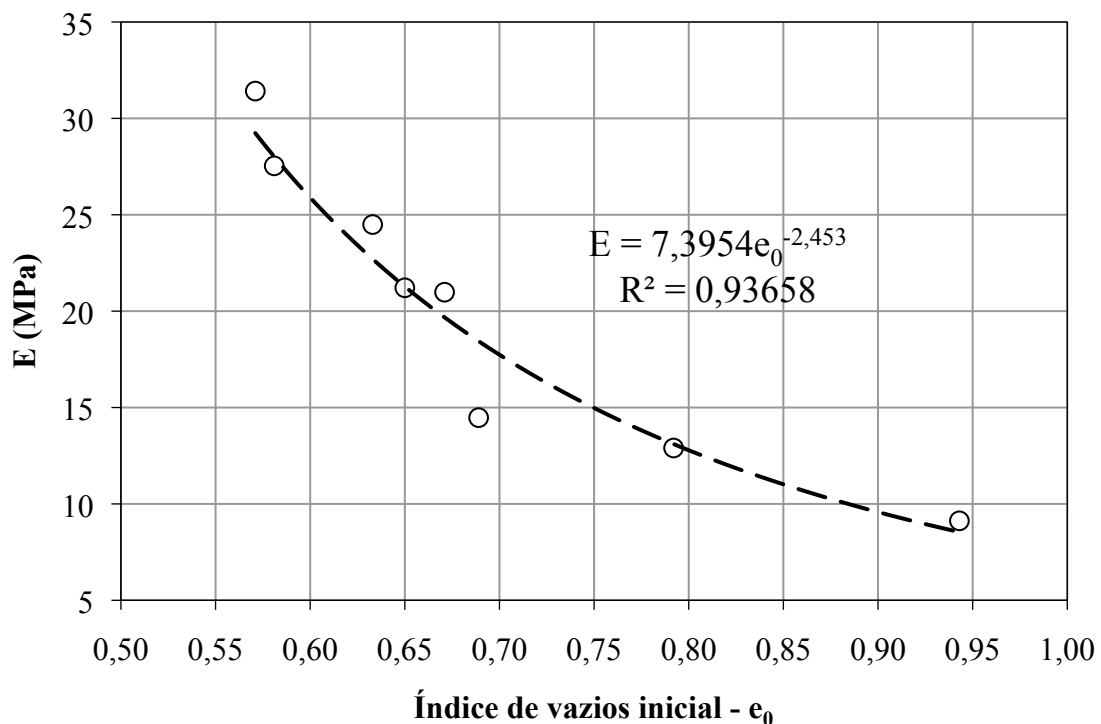


Figura 4.20 - Módulo de elasticidade de Young *versus* índice de vazios inicial.

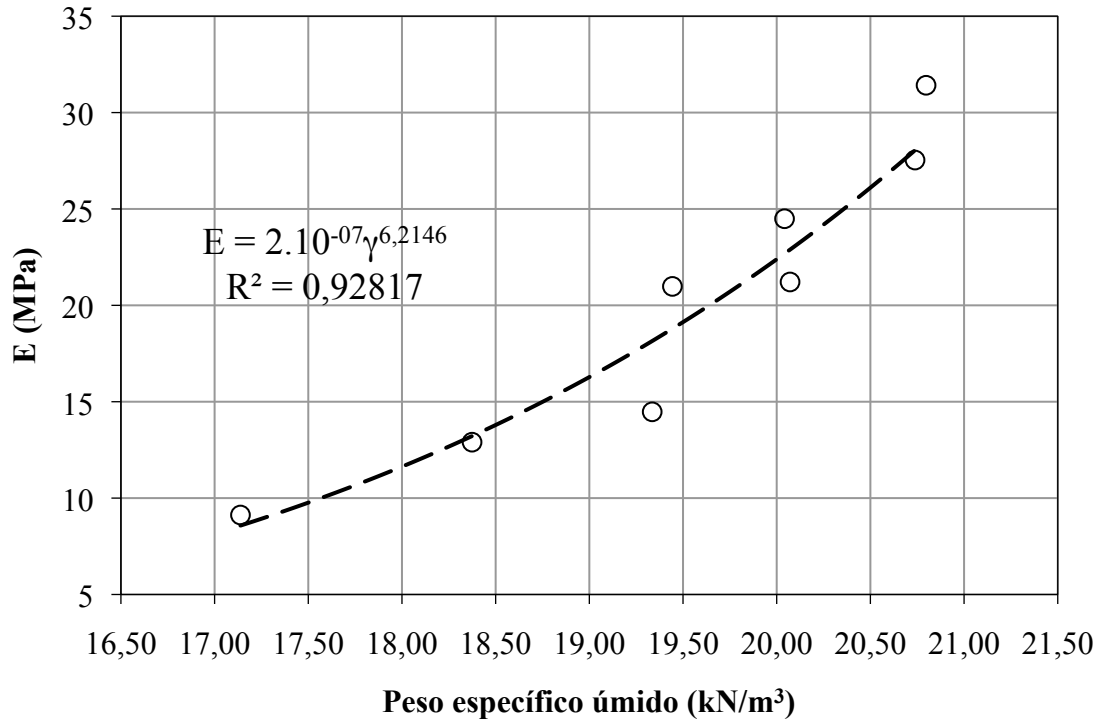


Figura 4.21 - Módulo de elasticidade de Young *versus* peso específico úmido.

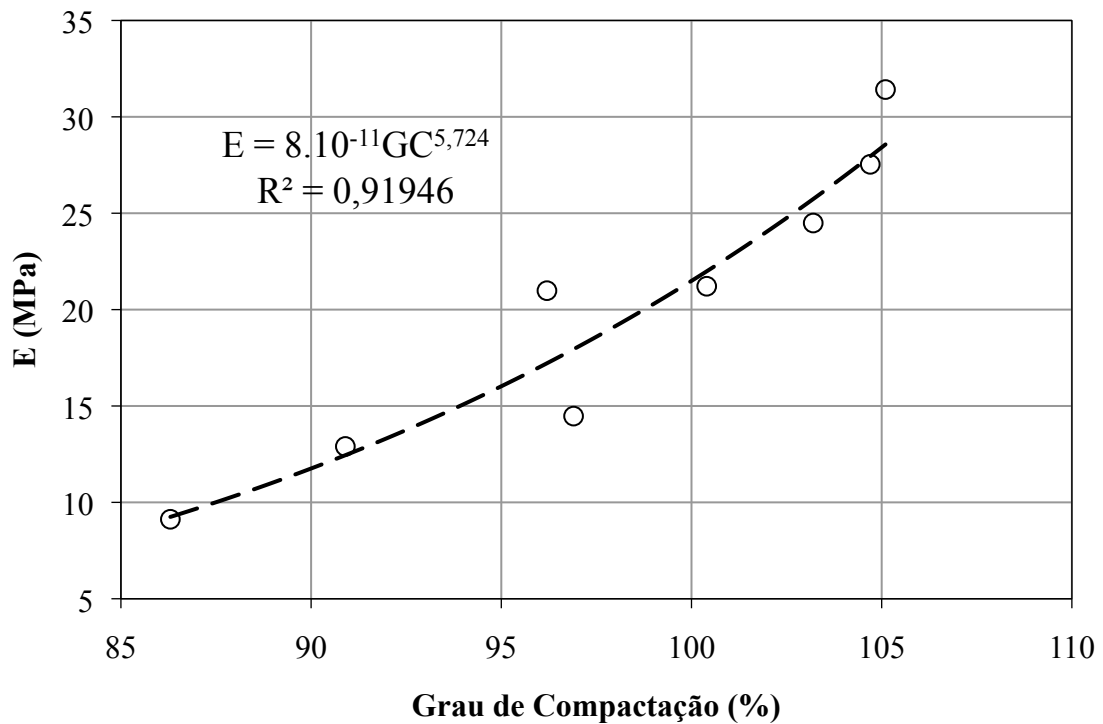


Figura 4.22 - Módulo de elasticidade de Young *versus* grau de compactação.

A Tabela 4.15 apresenta os resultados dos ensaios oedométricos realizados com os corpos-de-prova na condição inundada a partir da tensão de compressão de 100 kPa. Desta forma, pode-se desconsiderar a influência da sucção no solo.

Cabe lembrar, que os blocos das amostras indeformadas foram retirados concomitante à construção do aterro para evitar a execução de uma escavação profunda a partir de sua cota final. Os detalhes da coleta, como as cotas do aterro quando da retirada dos blocos foram apresentados no Capítulo 3.

Tabela 4.15 – Resultados dos ensaios oedométricos em amostras retiradas dos blocos indeformados (**ensaio com inundação**)

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	GC (%)	$e_0$	$\sigma'_{v0}$ coleta (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$C_c$	$C_s$
745,75	0,25	19,23	18,5	74,3	97,5	0,70	4	355	89	0,196	0,015
744,85	1,15	20,72	20,0	95,4	104,5	0,59	14	280	20	0,093	0,012
743,55	2,45	19,52	22,5	87,8	97,7	0,72	28	445	16	0,209	0,015
742,85	3,15	20,45	19,4	91,9	104,4	0,58	6	355	59	0,136	0,012
741,85	4,15	20,85	19,5	95,4	107,3	0,57	6	260	43	0,126	0,015
740,85	5,15	20,63	20,7	97,5	103,0	0,59	10	330	33	0,130	0,012
739,85	6,15	18,03	18,6	63,9	89,3	0,82	30	460	15	0,339	0,019
738,85	7,15	19,25	20,4	81,7	95,3	0,69	6	530	88	0,176	0,014
Média	-	19,83	20,0	86,0	99,9	0,66	-	377	45	0,176	0,014

Notas: 1)  $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva no eixo do bloco da amostra pela altura do aterro na data da coleta, considerando  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup> para o solo compactado; 2)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento (método de Pacheco Silva); 3)  $C_c$  = Índice de compressão (trecho virgem entre 800 kPa e 1600 kPa); 4)  $C_s$  = Índice de expansão obtido através das curvas de descarregamento.

De forma geral, os valores do índice de compressão ( $C_c$ ) foram baixos e os do índice de expansão ( $C_s$ ) ficaram em torno de 6% a 13% do índice de compressão.

Embora a tensão de pré-adensamento média tenha diminuído na condição de ensaio com inundação, os valores individuais mostram que a inundação afetou pouco os valores da tensão que mantiveram a mesma ordem de grandeza obtida nos ensaios realizados na condição sem inundação, apresentando apenas uma maior variação em relação a média.

As mesmas relações estabelecidas para os resultados da Tabela 4.12 foram feitas também para os resultados da Tabela 4.15. As Figuras 4.23 e 4.24 apresentam parâmetros das amostras antes da realização do ensaio oedométrico, como o grau de compactação e o peso específico úmido pelo índice de vazios inicial da amostra obtido antes do início do ensaio oedométrico. Para facilitar a comparação entre as características das amostras extraídas dos blocos indeformados utilizadas no ensaio oedométrico sem inundação e com inundação,

constam nos gráficos das figuras supracitadas os pontos referentes às amostras do ensaio na condição sem inundação, apresentados anteriormente nas Figuras 4.14 e 4.15.

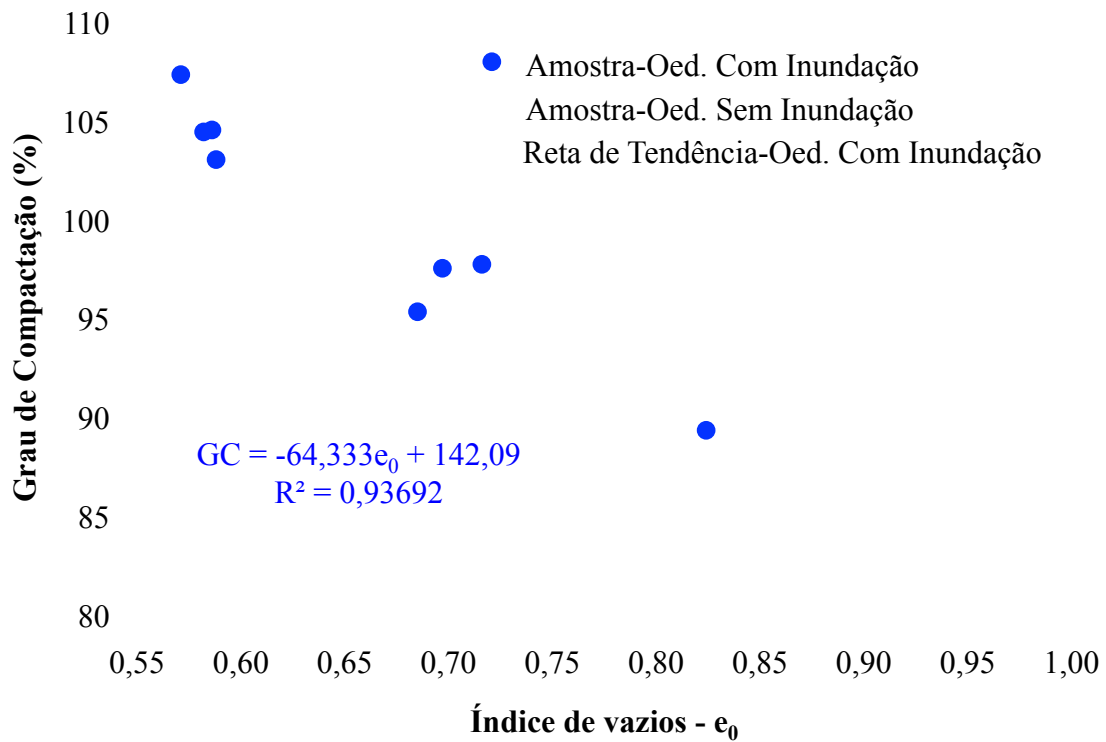


Figura 4.23 - Grau de compactação *versus* índice de vazios inicial.

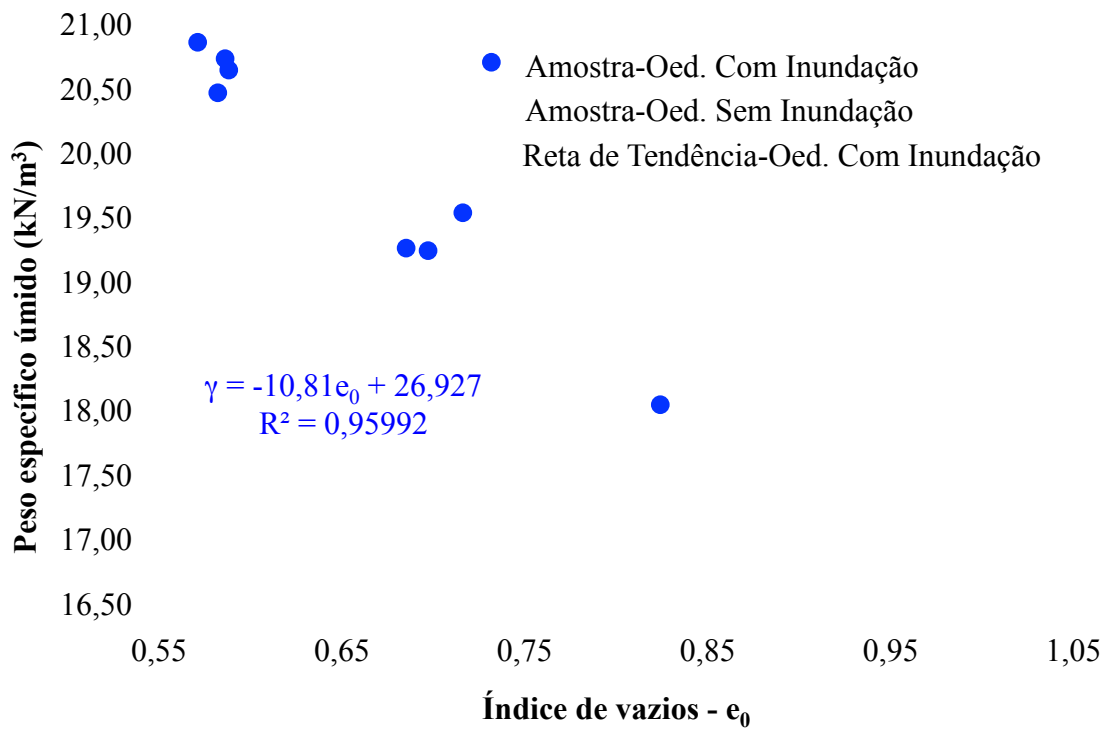


Figura 4.24 - Peso específico úmido *versus* índice de vazios inicial.

No que diz respeito a correlação entre os parâmetros das amostras como o grau de compactação e o peso específico úmido pelo índice de vazios (Figuras 4.23 e 4.24) percebeu-se um comportamento muito semelhante ao notado nas amostras preparadas para o ensaio na condição sem inundação, ou seja, que o grau de compactação e o peso específico úmido do solo compactado aumentaram com a redução do índice de vazios.

Analisando os valores do grau de compactação, do peso específico úmido e do índice de vazios inicial das amostras utilizadas nos ensaios oedométricos apresentados nas Tabelas 4.12 e 4.15, percebeu-se que de maneira geral existe uma variação dos valores dos referidos parâmetros das amostras retiradas dos blocos indeformados para a mesma cota. Esta variação é atribuída a variação dos parâmetros das amostras ao longo da espessura da camada compactada que ocorre no processo de compactação *in situ*.

A explicação para o fato da amostragem ter sido capaz de ter detectado esta variação dos parâmetros das amostras ao longo da espessura da camada está primeiramente na pequena altura dos corpos-de-prova, de aproximadamente 3 cm, que foram retirados para os ensaios de adensamento, permitindo a determinação dos parâmetros sobre uma porção bem localizada da amostra do bloco e em segundo por não ter havido controle da região exata do interior do bloco indeformado onde foram retiradas as amostras, sabendo que pela altura do bloco de 30 cm, pode conter trechos de 2 a 3 camadas compactadas.

A Figura 4.25 apresenta a relação entre o índice de compressão e o índice de vazios inicial das amostras utilizadas no ensaio oedométrico nas duas condições com e sem inundação num mesmo gráfico para facilitar a comparação dos resultados.

Considerando o ensaio oedométrico com a amostra na condição sem inundação e inundada, pode-se observar na Figura 4.25 que o comportamento do índice de compressão pelo índice de vazios das amostras foi semelhante, ou seja, o índice de compressão cresceu com o aumento do índice de vazios inicial. Percebeu-se também, que os valores obtidos para o índice de compressão foram muito próximos para as duas condições do ensaio, ficando levemente maior para o ensaio executado com inundação, levando à conclusão de que para o elevado teor de umidade das amostras testadas, mesmo no ensaio realizado na condição sem inundação, os valores de sucção foram baixos e não influenciaram de forma considerável os resultados.

Supondo que exista uma semelhança no comportamento dos solos do perfil, com o do solo da cota 741,85 m, tido como o mais representativo no que diz respeito a sucção, conforme discutido anteriormente, pode-se dizer que teores de umidade superiores a 18,3% resultam em valores baixos de sucção inferiores a 30 kPa (ver Figura 4.4).

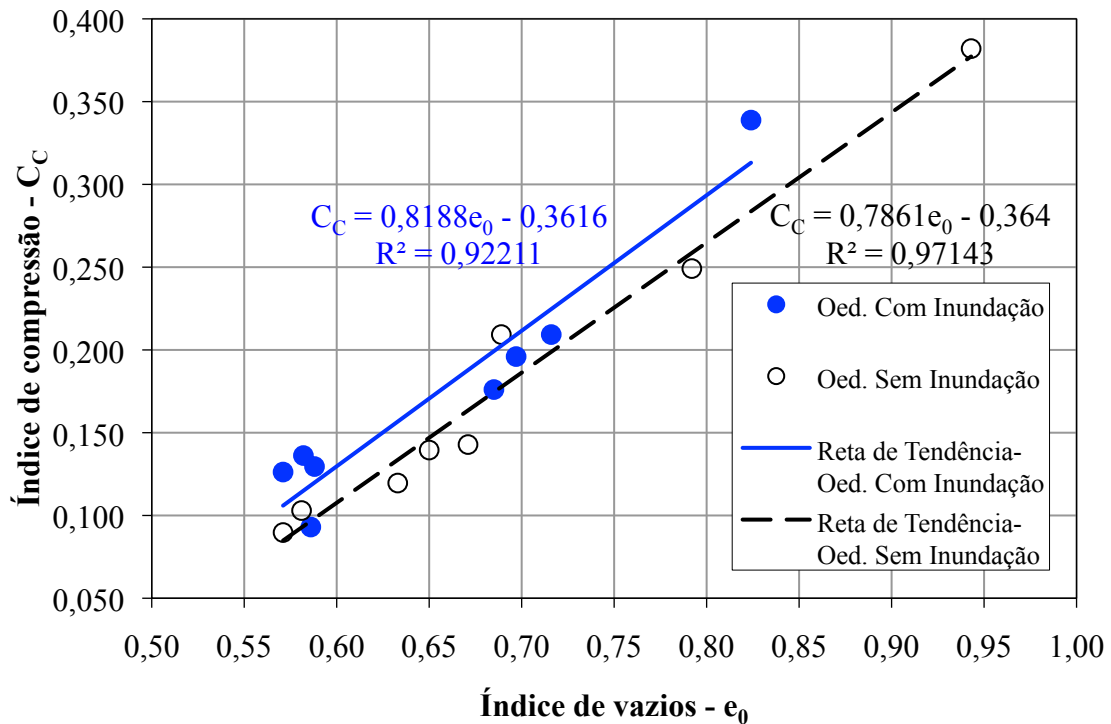


Figura 4.25 - Índice de compressão *versus* índice de vazios inicial.

Isto pode ser explicado no fato que durante o ensaio de adensamento se expulsa a água reduzindo os vazios do solo, no entanto, mesmo que se reduza a quantidade de água presente, a que resta no corpo-de-prova é suficiente para manter os vazios existentes quase cheios e é por isso que ao final do ensaio quase sempre o teor de umidade diminui e o grau de saturação dos corpos-de-prova torna-se maior.

Desta forma, mesmo que a redução dos vazios possa vir a aumentar a sucção capilar, o aumento do grau de saturação concomitantemente mantém o valor da tensão de sucção baixo.

As Figuras 4.26 a 4.28 mostram as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios de adensamento para as amostras do perfil na condição inundada. Por questões gráficas, para a representação do valor do índice de vazios inicial da amostra ( $e_0$ ) antes do ensaio na Figura 4.26 assumiu-se a tensão nula igual 1 kPa.

Na Figura 4.28 a curva de compressibilidade é apresentada com índice de vazios normalizado em relação ao índice de vazios inicial.

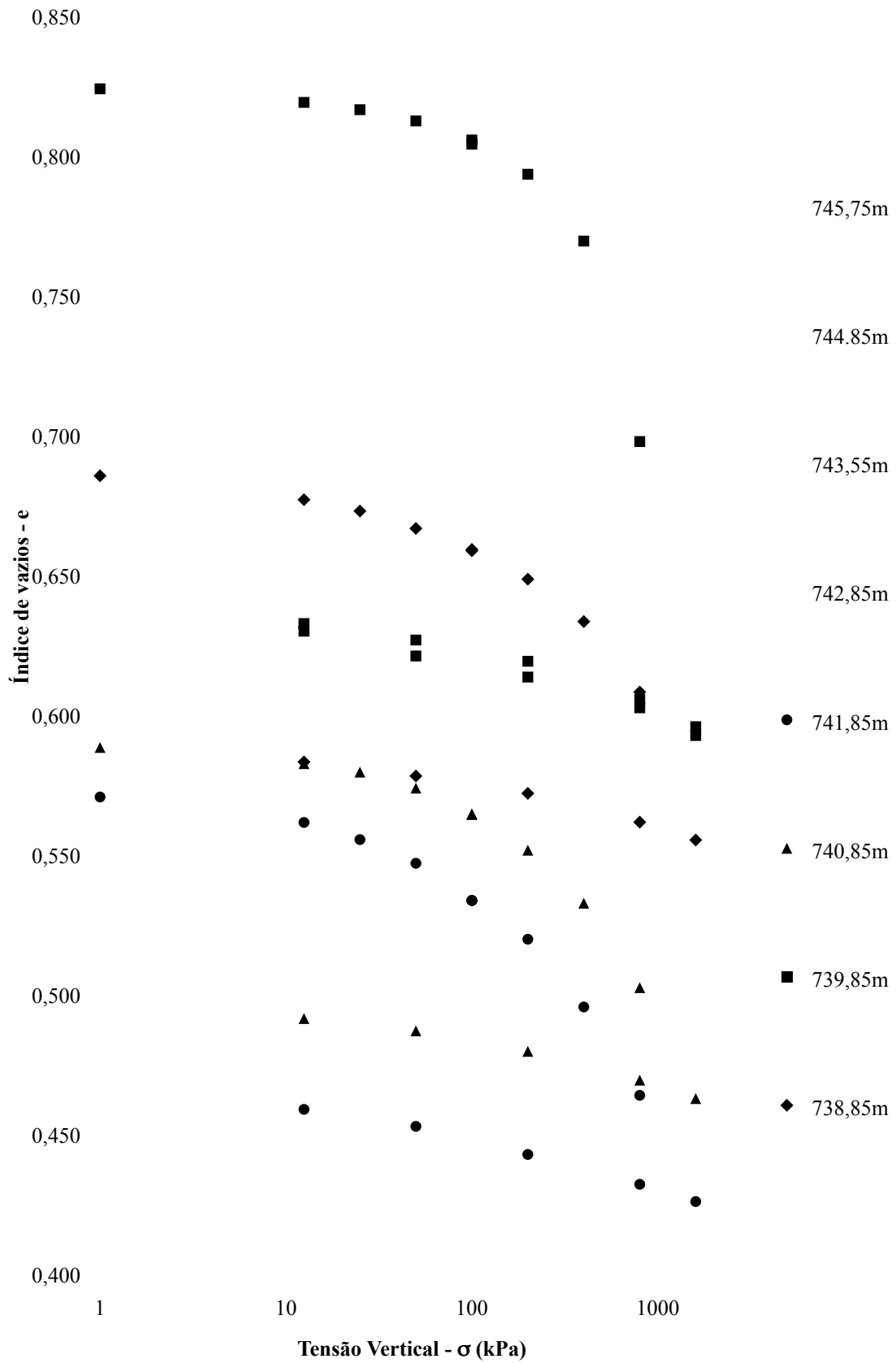


Figura 4.26 – Curvas oedométricas com tensões em escala logarítmica (condição inundada).

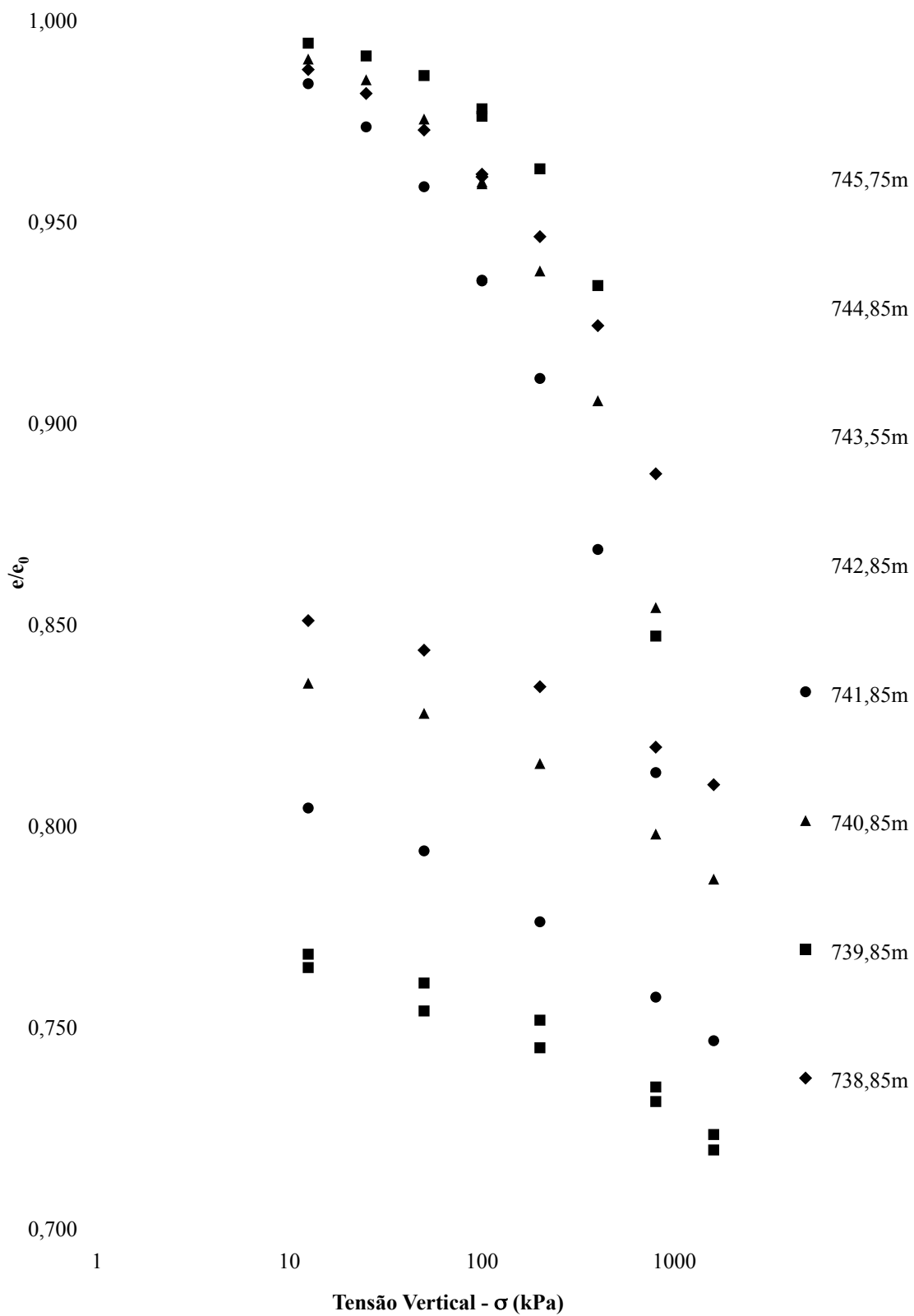


Figura 4.27 – Curvas oedométricas normalizadas com tensões em escala logarítmica (condição inundada).



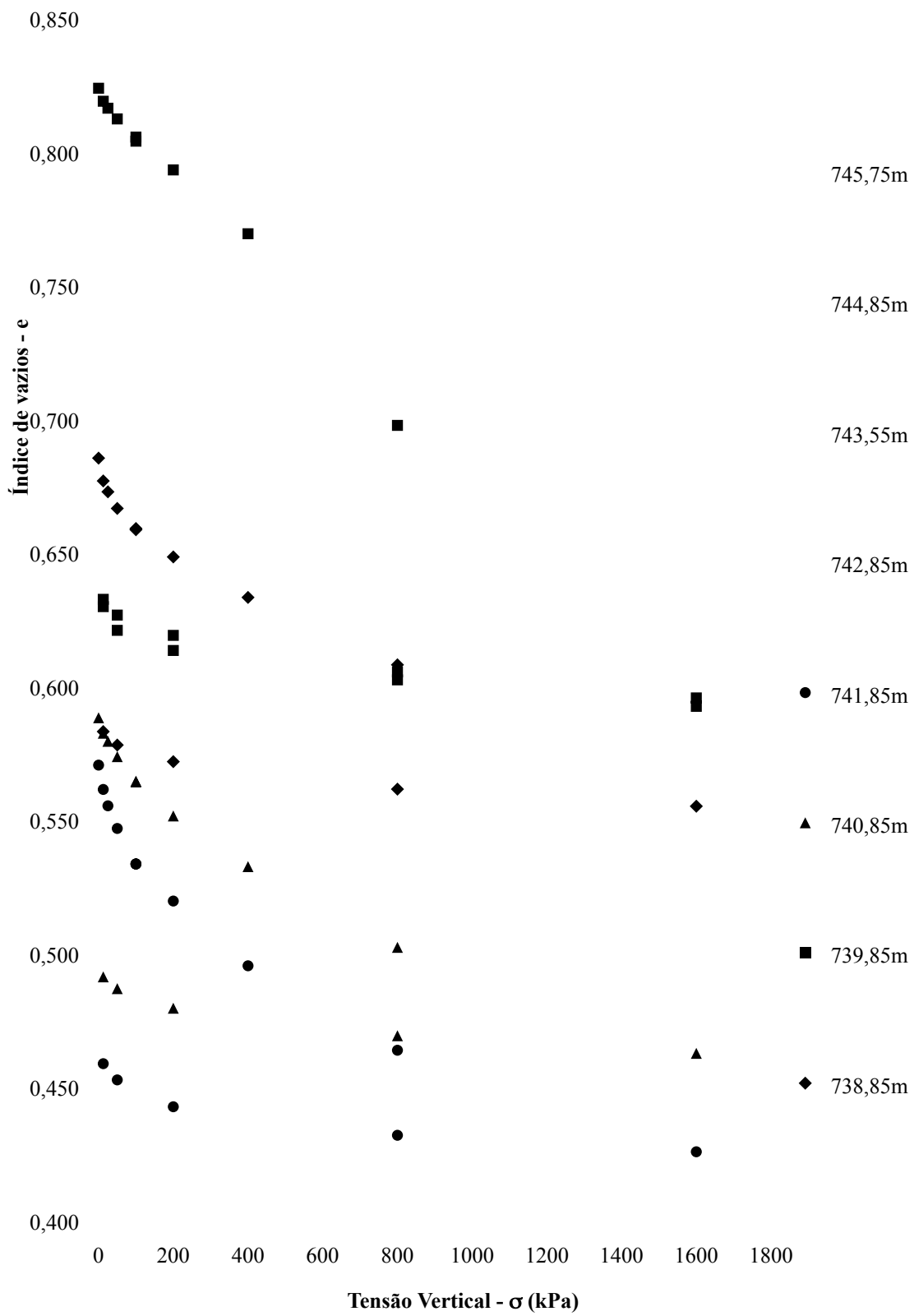


Figura 4.28 – Curvas oedométricas (condição inundada).

Na análise dos gráficos das Figuras 4.26, 4.27 e 4.28, vale destacar que, de maneira geral todos os solos compactados apresentaram um comportamento semelhante quanto a compressibilidade, com exceção da amostra referente à cota 739,85 m, que apresentou um elevado índice de vazios inicial e por consequência uma elevada compressibilidade. Pode-se ver na Tabela 4.15 que foi a amostra que apresentou o menor grau de compactação e peso específico úmido. Os fatores que podem explicar o elevado índice de vazios já foram discutidos anteriormente quando da apresentação dos resultados para a condição de ensaio sem inundação.

O trecho virgem das curvas de compressibilidade para a condição inundada (Figura 4.26) foi assumido no último trecho de carregamento, entre as tensões 800 kPa e 1600 kPa. Assim como na condição sem inundação, não foi realizado nenhum outro intervalo de tensões posterior devido a limitações da prensa para a dimensão do corpo-de-prova adotado, conforme já discutido.

Desta forma, para verificar a validade o trecho virgem assumido entre 800 kPa e 1600 kPa, outros ensaios oedométricos foram realizados posteriormente com inundação durante todo o ensaio para amostras das cotas 738,85 m e 740,85 m com carregamentos até 3200 kPa, neste caso utilizando diâmetro do corpo-de-prova de aproximadamente 70 mm. Entende-se que os resultados destes ensaios, apresentados no Anexo A, confirmam e validam o trecho virgem assumido entre 800 kPa e 1600 kPa para todas as amostras deste estudo.

A Tabela 4.16 apresenta os valores dos módulos oedométricos obtidos para quatro intervalos de tensões, sendo dois intervalos dentro da faixa de tensão onde o solo apresentou comportamento pré-adensado e dois intervalos para a faixa de tensão de comportamento normalmente adensado do solo, da mesma forma como foi feito para os resultados da condição não inundada.

Os intervalos foram escolhidos segundo o comportamento das curvas do gráfico da Figura 4.28 que relaciona o índice de vazios com a tensão de adensamento. Neste gráfico, com a tensão em escala linear, percebeu-se que, de uma forma geral, a redução do índice de vazios (recalque) foi maior para as primeiras tensões de carregamento abaixo da tensão de pré-adensamento, forma análoga à condição não inundada.

A Tabela 4.17 apresenta os valores dos módulos de elasticidade de Young obtidos com a conversão dos módulos oedométricos pela fórmula oriunda da Teoria da Elasticidade. Para tanto, foi atribuído aos solos do perfil coeficiente de Poisson de 0,33, ou seja, o mesmo valor utilizado na obtenção do módulo pressiométrico a fim de se estabelecer futuras comparações.

Constam também na Tabela 4.17 os valores do peso específico úmido, teor de umidade e grau de saturação das amostras.

Tabela 4.16 – Módulos oedométricos de amostras retiradas dos blocos indeformados (**ensaio com inundação**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$e_0$	$e_{in situ}$	E <sub>oed 1</sub> (MPa)	E <sub>oed 2</sub> (MPa)	E <sub>oed 3</sub> (MPa)	E <sub>oed 4</sub> (MPa)
745,75	0,25	5	355	71	0,70	0,70	8	13	15	23
744,85	1,15	23	280	12	0,59	0,57	9	21	32	45
743,55	2,45	49	445	9	0,72	0,70	8	16	18	22
742,85	3,15	63	355	6	0,58	0,56	9	17	23	31
741,85	4,15	83	260	3	0,57	0,53	6	13	20	33
740,85	5,15	103	330	3	0,59	0,56	9	17	20	33
739,85	6,15	123	460	4	0,82	0,80	12	15	10	14
738,85	7,15	143	530	4	0,69	0,65	9	21	27	25
Média	-	-	377	-	0,66	0,64	9	17	21	28

Notas: 1)  $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical na referida cota, considerando a altura do aterro *in situ* acabado e  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  para o solo compactado; 2)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento (método de Pacheco Silva); 3)  $e_{in situ}$  = Índice de vazios *in situ*, considerando a sobrecarga do aterro sobrejacente ( $\sigma'_{v0}$ ); 4) E<sub>oed 1</sub>, E<sub>oed 2</sub>, E<sub>oed 3</sub> e E<sub>oed 4</sub> = Módulos oedométricos para os intervalos de tensão de 0 kPa-200 kPa, 200 kPa-400 kPa, 400 kPa-800 kPa e 800 kPa-1600 kPa, respectivamente.

Tabela 4.17 – Módulos de elasticidade de Young de amostras retiradas dos blocos indeformados (**ensaio com inundação**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	E 1 (MPa)	E 2 (MPa)	E 3 (MPa)	E 4 (MPa)
745,75	0,25	19,23	18,5	74,3	5	9	10	16
744,85	1,15	20,72	20,0	95,4	6	14	21	31
743,55	2,45	19,52	22,5	87,8	5	11	12	15
742,85	3,15	20,45	19,4	91,9	6	11	15	21
741,85	4,15	20,85	19,5	95,4	4	8	14	22
740,85	5,15	20,63	20,7	97,5	6	11	14	22
739,85	6,15	18,03	18,6	63,9	8	10	7	10
738,85	7,15	19,25	20,4	81,7	6	14	18	17
Média	-	19,83	20,0	86,0	6	11	14	19

Notas: 1) E 1, E 2, E 3 e E 4 = Módulos de elasticidade de Young para os intervalos de tensão de 0 kPa-200 kPa, 200 kPa-400 kPa, 400 kPa-800 kPa e 800 kPa-1600 kPa, respectivamente; 2) Na conversão do Módulo oedométrico para o Módulo de elasticidade de Young foi utilizada a Teoria da Elasticidade, atribuindo valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson.

Os valores dos módulos oedométricos foram menores para o primeiro intervalo de tensão entre 0 kPa e 200 kPa, dentro da faixa pré-adensada do solo compactado, condizentes com os maiores recalques iniciais notados nos ensaios. A partir do primeiro intervalo a

tendência geral é o aumento do valor do módulo, sendo mais significativo no segundo intervalo e depois mais discreto para os intervalos subsequentes de tensão.

A maior compressibilidade da amostra referente à cota 739,85 m pode ser notada nos baixos valores dos módulos para todos os intervalos de tensão do ensaio.

Comparando os valores das médias dos módulos de elasticidade de Young apresentados na Tabela 4.13 e 4.17, condição sem e com inundação respectivamente, percebe-se que para a condição inundada ocorre uma pequena diminuição nos valores. A dispersão dos valores individuais impede maiores comentários.

A Figuras 4.29 a 4.31 mostram algumas correlações encontradas entre o módulo de elasticidade de Young e alguns índices físicos do solo como índice de vazios inicial e peso específico úmido e alguns parâmetros como o grau de compactação e o índice de compressão. Para todas as referidas figuras considerou-se os valores de módulo ( $E_4$ ) para o intervalo de tensões entre 800 kPa e 1600 kPa, intervalo este coincidente com a reta virgem de carregamento do solo (normalmente adensado).

Vale destacar que foram buscadas as mesmas correlações para os módulos referentes aos outros intervalos de tensão sem sucesso. Percebeu-se que o pré-adensamento do solo interfere no seu comportamento, dificultando o seu entendimento quando comparado ao solo na sua fase normalmente adensada.

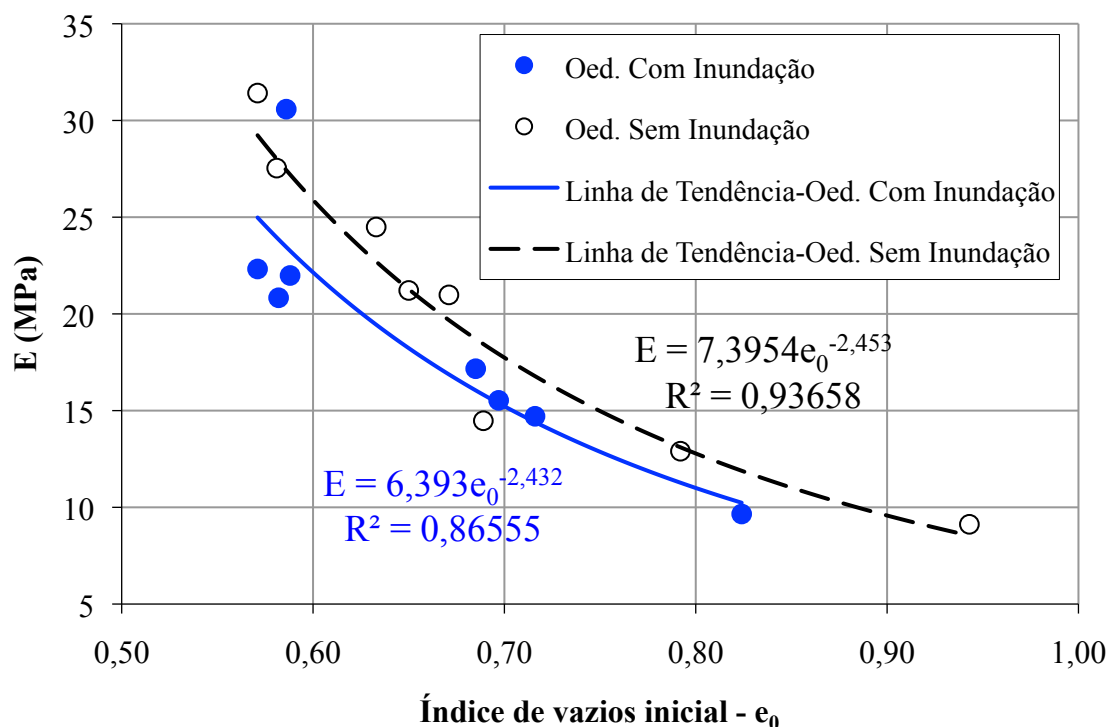


Figura 4.29 - Módulo de elasticidade de Young *versus* índice de vazios inicial.

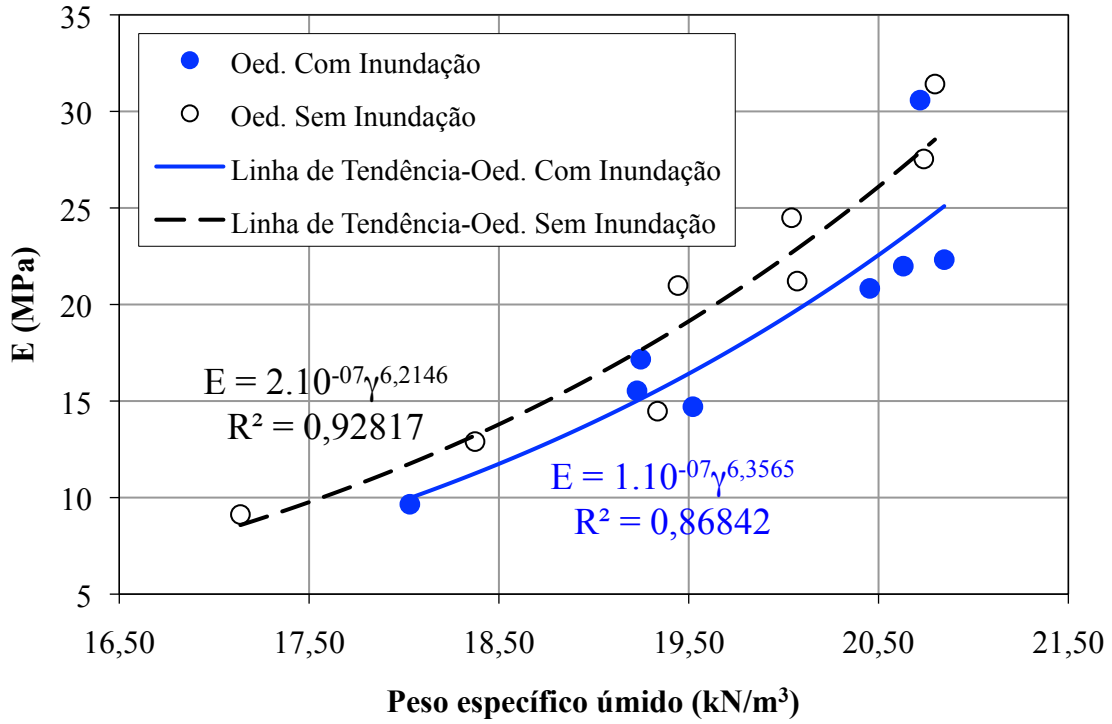


Figura 4.30 - Módulo de elasticidade de Young *versus* peso específico úmido.

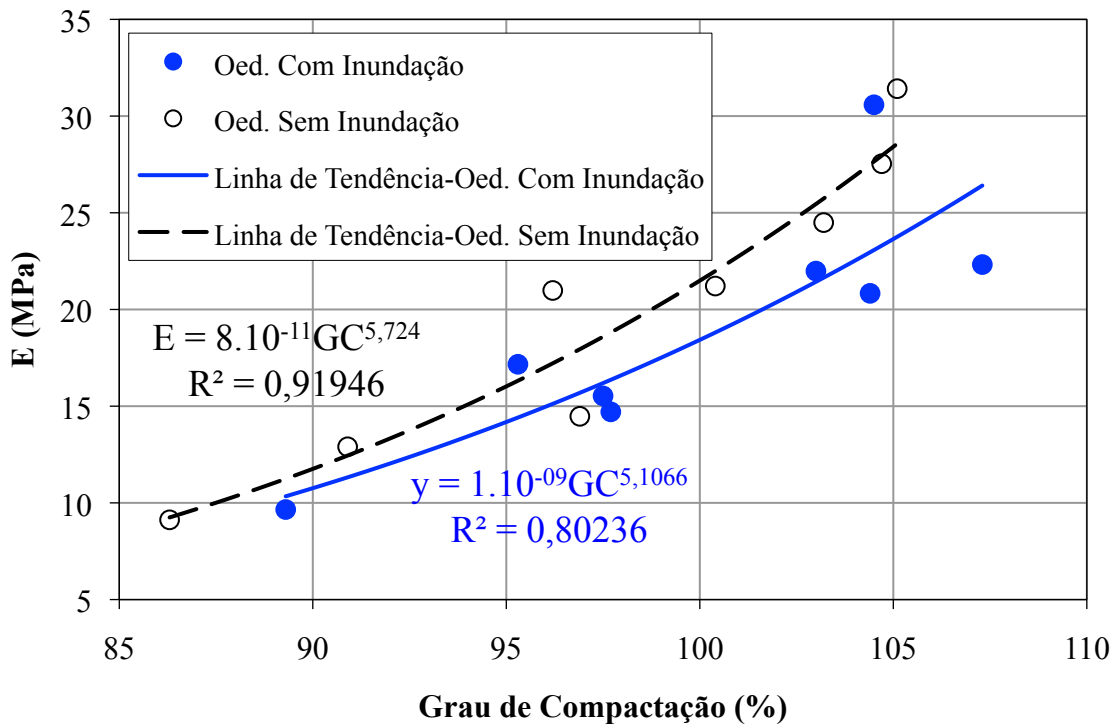


Figura 4.31 - Módulo de elasticidade de Young *versus* grau de compactação.

Analisando os gráficos das Figuras 4.29 a 4.31 pode-se concluir que o comportamento do solo para as condições com e sem inundação foi semelhante. No entanto, para a situação inundada os valores do módulo de Young foram em torno de 2,5 MPa inferiores quando comparados aos valores da condição sem inundação, dentro do intervalo dos parâmetros estudados, variando um pouco mais para o parâmetro GC.

De uma forma geral as correlações testadas podem representar um comportamento típico do solo compactado estudado e mostram a possibilidade da estimativa razoável do módulo de elasticidade de Young para o solo do perfil em estudo, num nível elevado de carregamento com base em índices físicos do aterro, de simples obtenção *in situ*, bem como no grau de compactação que é um parâmetro de controle construtivo.

Os resultados do ensaio de permeabilidade (carga variável) com gradiente de 10 realizado durante o ensaio oedométrico com as amostras sob tensão de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa são apresentados na Tabela 4.18.

Tabela 4.18 - Resultados da permeabilidade determinada sob tensão no ensaio oedométrico com amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	k 1 (m/s)	k 2 (m/s)	k 3 (m/s)	k 4 (m/s)
745,75	0,25	19,23	18,5	74,3	$1,8 \times 10^{-6}$	$2,3 \times 10^{-7}$	$5,6 \times 10^{-8}$	-
744,85	1,15	20,72	20,0	95,4	$5,9 \times 10^{-10}$	$6,1 \times 10^{-10}$	$4,8 \times 10^{-10}$	$3,8 \times 10^{-10}$
743,55	2,45	19,52	22,5	87,8	$1,9 \times 10^{-7}$	$3,7 \times 10^{-8}$	$2,4 \times 10^{-9}$	$9,1 \times 10^{-10}$
742,85	3,15	20,45	19,4	91,9	$8,6 \times 10^{-10}$	$7,4 \times 10^{-10}$	$6,0 \times 10^{-10}$	$3,7 \times 10^{-10}$
741,85	4,15	20,85	19,5	95,4	$7,3 \times 10^{-6}$	$6,6 \times 10^{-8}$	$1,2 \times 10^{-9}$	$5,1 \times 10^{-10}$
740,85	5,15	20,63	20,7	97,5	$1,2 \times 10^{-9}$	$8,3 \times 10^{-10}$	$7,4 \times 10^{-10}$	$4,1 \times 10^{-10}$
739,85	6,15	18,03	18,6	63,9	$1,1 \times 10^{-7}$	$9,2 \times 10^{-8}$	$7,4 \times 10^{-8}$	$9,2 \times 10^{-9}$
738,85	7,15	19,25	20,4	81,7	$1,4 \times 10^{-8}$	$9,4 \times 10^{-9}$	$5,5 \times 10^{-9}$	$3,5 \times 10^{-9}$
Média	-	19,83	20,0	86,0	$1,2 \times 10^{-6}$	$5,5 \times 10^{-8}$	$1,8 \times 10^{-8}$	$2,2 \times 10^{-9}$

Nota: k 1, k 2, k 3 e k 4 = Coeficientes de permeabilidade determinados nas tensões de carregamento de 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa, respectivamente.

A Figura 4.32 apresenta os valores do coeficiente de permeabilidade em função da tensão vertical de carregamento no corpo-de-prova, na escala logarítmica, para o ensaio de permeabilidade realizado durante o ensaio de adensamento.

Como esperado, o aumento da tensão diminui o índice de vazios da amostra de solo e sua permeabilidade gradativamente. Uma outra observação é que, de uma forma geral, a maior redução do coeficiente de permeabilidade ocorreu entre o intervalo de tensão de 100 kPa a 200 kPa.

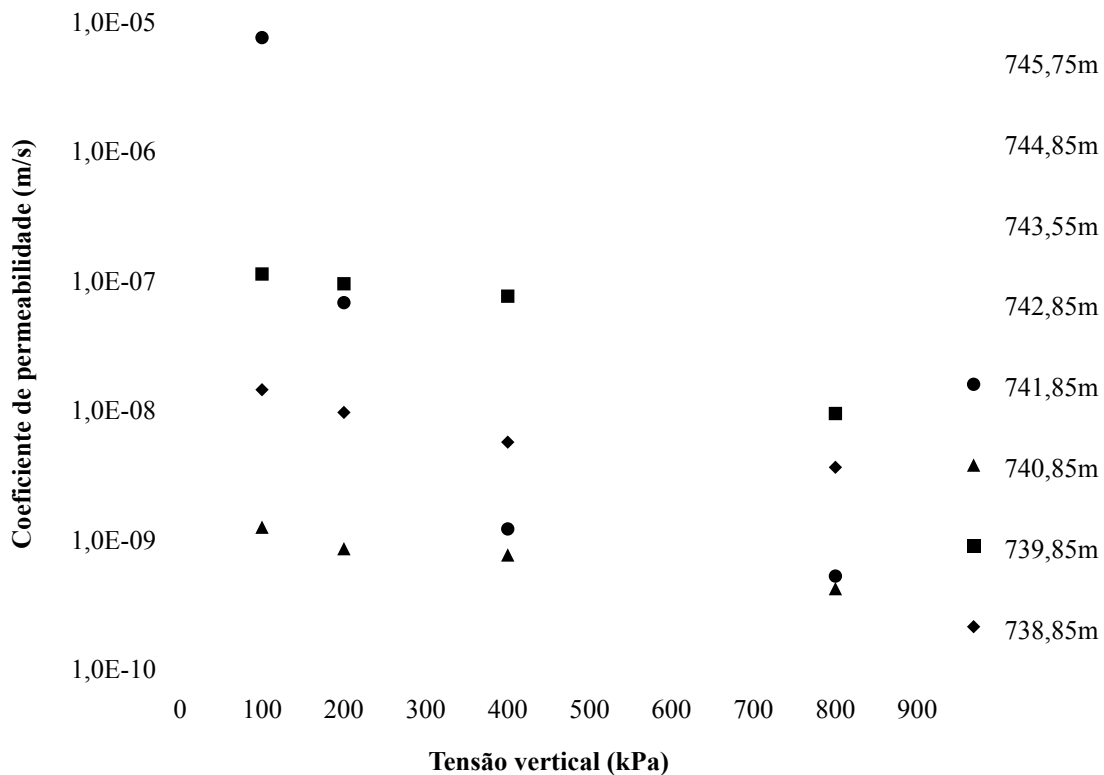


Figura 4.32 - Coeficiente de permeabilidade em função da tensão vertical de carregamento no corpo-de-prova.

Na Figura 4.32 percebeu-se que a amostra de solo referente à cota 741,85 m teve uma grande redução da permeabilidade entre 100 kPa e 400 kPa próxima de 10 mil vezes. A explicação deste comportamento pode ser dada observando a Figura 4.28 que representa a tensão de adensamento pelo índice de vazios normalizado ( $e/e_0$ ) onde percebe-se que em relação ao índice de vazios inicial a referida amostra é a que apresentou o maior recalque e conseqüentemente a maior redução do índice de vazios dentro do intervalo de tensão mencionado, diminuindo assim a permeabilidade da amostra.

#### 4.7 Ensaios de Compressão Triaxial

Ensaios de compressão triaxial convencionais tipo adensados isotropicamente e drenados (CD) e adensados isotropicamente e não drenados (CU) foram realizados visando a obtenção dos parâmetros de resistência do solo como o intercepto coesivo ( $c$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi$ ), e do módulo de elasticidade de Young ( $E$ ). Nestes ensaios foram utilizadas amostras nas condições de umidade natural (nat) e saturadas (sat). Entretanto nesta tese serão

apresentados unicamente os resultados dos ensaios realizados na condição natural, tendo em vista a condição mais semelhante com a de campo.

Na fase de adensamento isotrópico drenado dos ensaios CDnat e CUnat foram determinados os módulos volumétricos ( $E_{vol}$ ) que foram convertidos por fórmula da Teoria da Elasticidade em módulos de elasticidade de Young ( $E$ ).

Um tipo menos convencional, como o ensaio de compressão triaxial tipo  $K_0$  foi realizado para a condição de umidade natural das amostras testadas no intuito de se obter o coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ ), bem como parâmetros adicionais, os mesmos parâmetros determinados no ensaio oedométrico, pois em ambos ensaios uma tensão vertical é aplicada sem permitir a deformação lateral. Para estabelecer uma melhor sequência comparativa com os resultados do ensaio oedométrico apresentados no item anterior, será feita a apresentação dos resultados do triaxial  $K_0$  primeiramente.

#### **4.7.1 Coeficiente de empuxo em repouso ( $K_0$ )**

A Figura 4.35 apresenta os resultados do ensaio triaxial  $K_0$ . Neste ensaio a tensão vertical é aumentada conjuntamente com a tensão horizontal confinante de tal forma a evitar alteração da seção transversal do corpo-de-prova (CP). As medições e controle das deformações da seção transversal dos CPs foram feitas por meio de bureta conectada a uma câmara intermediária de compressão, além da convencional externa, que confinava o CP em seu interior. Nessa câmara intermediária o êmbolo de compressão possui seção igual a do CP, de tal forma que qualquer deformação transversal sofrida por ele era imediatamente acusada na bureta e controlada durante o ensaio.

As tensões obtidas no ensaio triaxial  $K_0$  podem ser consideradas como efetivas, ou muito próximas destas, considerando que os ensaios foram realizados em condições drenadas. Outro fator é que as amostras apresentaram teor de umidade muito próximo do ótimo *in situ*, e conseqüentemente elevado grau de saturação, o que corresponde a baixa sucção. E ainda, ao se iniciar o adensamento dessas amostras durante o ensaio ocorre que as tensões de sucção tendem a reduzir mais seus valores devido ao aumento da saturação dos poros.



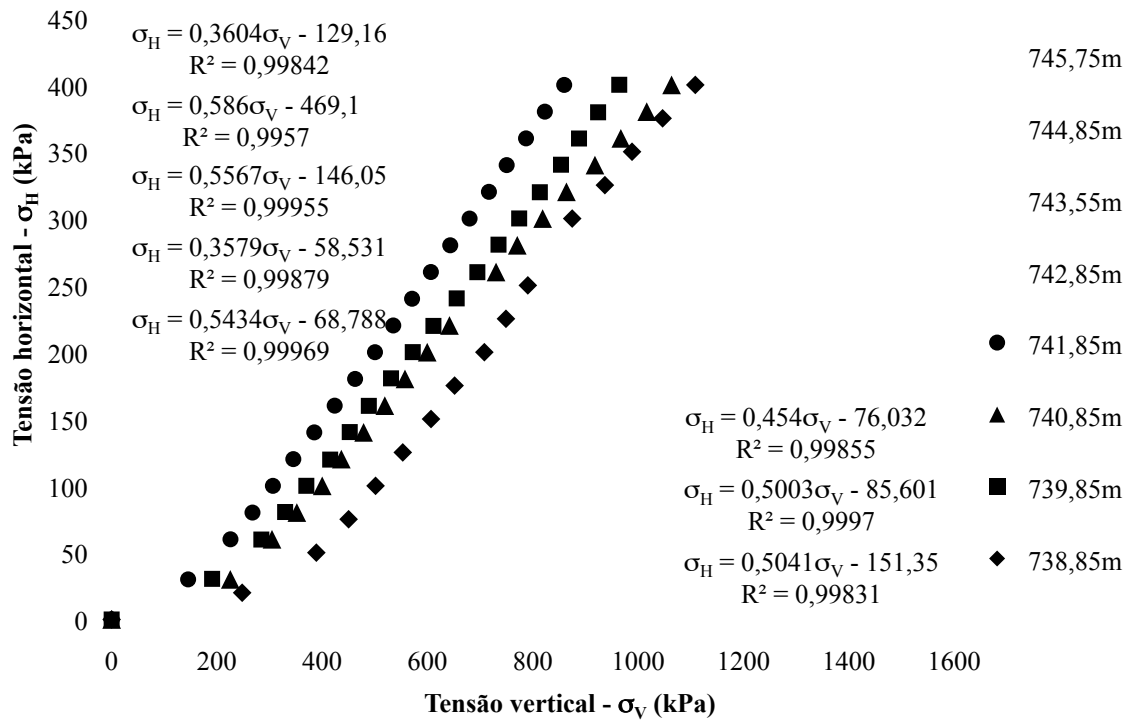


Figura 4.33 - Tensão vertical *versus* tensão horizontal dos ensaios triaxiais  $K_0$ . As equações das retas de tendência seguem de cima para baixo a mesma ordem da legenda.

Analisando as curvas dos ensaios representadas na Figura 4.33, percebeu-se um comportamento bifásico para o solo compactado deste estudo. Desta forma cada um dos dois trechos da curva foram tratados separadamente.

Embora o trecho inicial referente a fase pré-adensada tenha se apresentado como uma curva, por simplificação foi assumido como uma reta, devido a pequena quantidade de pontos obtidos no ensaio para este trecho inicial que pudesse equacioná-lo de forma mais precisa e pela significância dos valores da tensão horizontal, muito baixos entre 30 kPa a 80 kPa, em relação à tensão vertical aplicada que ficou entre 268 kPa a 912 kPa.

Como a primeira reta parte da origem, sua equação dá unicamente seu coeficiente angular, denominado aqui de " $K'_0$ ", que é o coeficiente de empuxo em repouso válido então para o trecho inicial pré-adensado do solo, já que termina exatamente no ponto a partir do qual todos os outros subsequentes se alinham, ou seja, que a curva assume um comportamento retilíneo.

A coordenada do ponto inicial da reta (reta que definiu o segundo trecho), foi interpretada como a tensão vertical referente à tensão de pré-adensamento do solo devido ao efeito da compactação *in situ*. Os valores das tensões de pré-adensamento obtidas no ensaio triaxial  $K_0$  são apresentadas na Tabela 4.19 e serão discutidas no próximo item.

O segundo trecho da curva, o trecho retilíneo, não parte da origem. Desta forma para se determinar a tensão horizontal a partir da tensão vertical quando esta for superior a tensão de pré-adensamento do solo, é necessário mais que unicamente com o coeficiente angular da reta ou o coeficiente de empuxo em repouso " $K_0$ ", e sim a equação da reta apresentada na Figura 4.33 para cada cota.

Uma vez discretizado os dois trechos da curva, far-se-á a análise do segundo trecho onde o solo apresentou um comportamento bem definido. Observou-se que de uma forma geral todos os solos apresentaram um comportamento semelhante, as retas apresentaram-se praticamente paralelas, com coeficiente angular de 0,45 a 0,56, com exceção das retas, referente às cotas 745,75 m, 744,85 m e 742,85 m, com coeficientes de 0,36, 0,59 e 0,36, respectivamente. Cabe salientar que estas amostras apresentaram as maiores tensões verticais para tensão horizontal de 400 kPa e os menores teores de umidade que serão apresentados na Tabela 4.19. No caso específico da amostra referente a cota 744,85 m pode-se afirmar que o baixo teor de umidade da amostra aumentou a sucção, influenciando os resultados do ensaio.

A Tabela 4.19 apresenta a tensão de pré-adensamento e coeficiente de empuxo em repouso para o trecho pré-adensado ( $K'_0$ ) e para o trecho definido para tensões verticais superiores a tensão de pré-adensamento ou trecho normalmente adensado ( $K_0$ ), determinados no ensaio triaxial  $K_0$ .

Tabela 4.19 - Tensão de pré-adensamento e coeficiente de empuxo em repouso para os trechos pré-adensado ( $K'_0$ ) e normalmente adensado ( $K_0$ ) de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	GC (%)	$e_0$	$\sigma'_p$ (kPa)	$K'_0$	$K_0$	equação da reta **
745,75	0,25	18,27	17,7	64,1	93,2	0,78	450	0,07	0,36	$\sigma_H = 0,36\sigma_V - 129$
744,85	1,15	18,27	16,3	61,2	95,0	0,74	910	0,09	0,59	$\sigma_H = 0,59\sigma_V - 469$
743,55	2,45	18,33	20,0	70,6	93,6	0,79	400	0,20	0,56	$\sigma_H = 0,56\sigma_V - 146$
742,85	3,15	19,95	18,6	84,0	102,5	0,61	380	0,21	0,36	$\sigma_H = 0,36\sigma_V - 58$
741,85	4,15	19,30	20,6	80,8	98,4	0,71	270	0,30	0,54	$\sigma_H = 0,54\sigma_V - 69$
740,85	5,15	19,89	19,4	85,4	100,5	0,63	305	0,20	0,45	$\sigma_H = 0,45\sigma_V - 76$
739,85	6,15	20,25	18,9	85,1	100,0	0,63	285	0,21	0,50	$\sigma_H = 0,50\sigma_V - 86$
738,85	7,15	18,68	20,5	76,2	92,4	0,74	390	0,13	0,50	$\sigma_H = 0,50\sigma_V - 151$
Média	-	19,12	19,0	75,9	97,0	0,70	424	0,18	0,48	-
740,85*	5,15	19,72	20,2	85,5	99,0	0,65	465	0,13	0,45	$\sigma_H = 0,45\sigma_V - 155$

\* Ensaio realizado nesta cota com o corpo-de-prova moldado na posição horizontal, transversal à espessura da camada compactada; \*\* Trecho normalmente adensado.

Nota:  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento (assumida como sendo o ponto de início do trecho retilíneo da curva expressa pela tensão vertical em função da tensão horizontal do ensaio  $K_0$ ).

A Tabela 4.19 apresenta também em sua última linha os resultados da repetição do ensaio triaxial  $K_0$ , para o solo referente à cota 740,85 m, utilizando corpo-de-prova moldado na posição horizontal, transversal à espessura da camada compactada (sentido montante para jusante, perpendicular ao sentido da compactação *in situ*), a partir do bloco indeformado. Este procedimento teve como intuito saber se o solo compactado deste estudo, tem o comportamento semelhante nas direções vertical e horizontal, levando-se em consideração que é nesta direção que os equipamentos de investigação tipo PMT e DMT aplicam suas tensões no solo *in situ*.

A equação para os ensaios na cota 740,85 m com os corpos-de-prova moldados na vertical e na horizontal apresentaram o mesmo coeficiente angular  $K_0$  de 0,45, indicando paralelismo entre as retas no trecho normalmente adensado do solo. Isto demonstra um comportamento semelhante na dissipação de tensões da vertical para horizontal e vice versa, independentemente da direção em que são aplicadas.

Percebeu-se que o corpo-de-prova moldado na horizontal apresentou um maior valor da tensão de pré-adensamento. Este comportamento pode ser atribuído às diferentes regiões de coleta dos corpos-de-prova dentro do bloco indeformado ou ainda no fato de que na compactação *in situ*, durante as passadas de execução de cada camada, o equipamento aplica um carregamento vertical no solo e logo retira, de modo que o solo restitui uma parte da deformação vertical, enquanto na direção horizontal o solo continua confinado, não ocorrendo alívio de tensão ou só de uma parcela dela por efeito colateral da restituição da deformação vertical.

A Figura 4.34 mostra as trajetórias de tensões dos ensaios triaxiais tipo  $K_0$ , expressos para os trechos normalmente adensados dos solos ensaiados.

Analisando as trajetórias de tensões do trecho normalmente adensado apresentadas na Figura 4.34 percebeu-se que as três amostras referente às cotas 745,75 m, 744,85 m e 742,85 m que apresentaram o comportamento diferente do grupo com níveis de tensões mais elevados que as demais, conforme também havia sido percebido na Figura 4.33.

No caso específico da amostra referente a cota 744,85 m pode-se afirmar que o menor valor do teor de umidade da amostra aumentou a sucção, influenciando os resultados do ensaio e tornando-o mais atípico entre os demais.

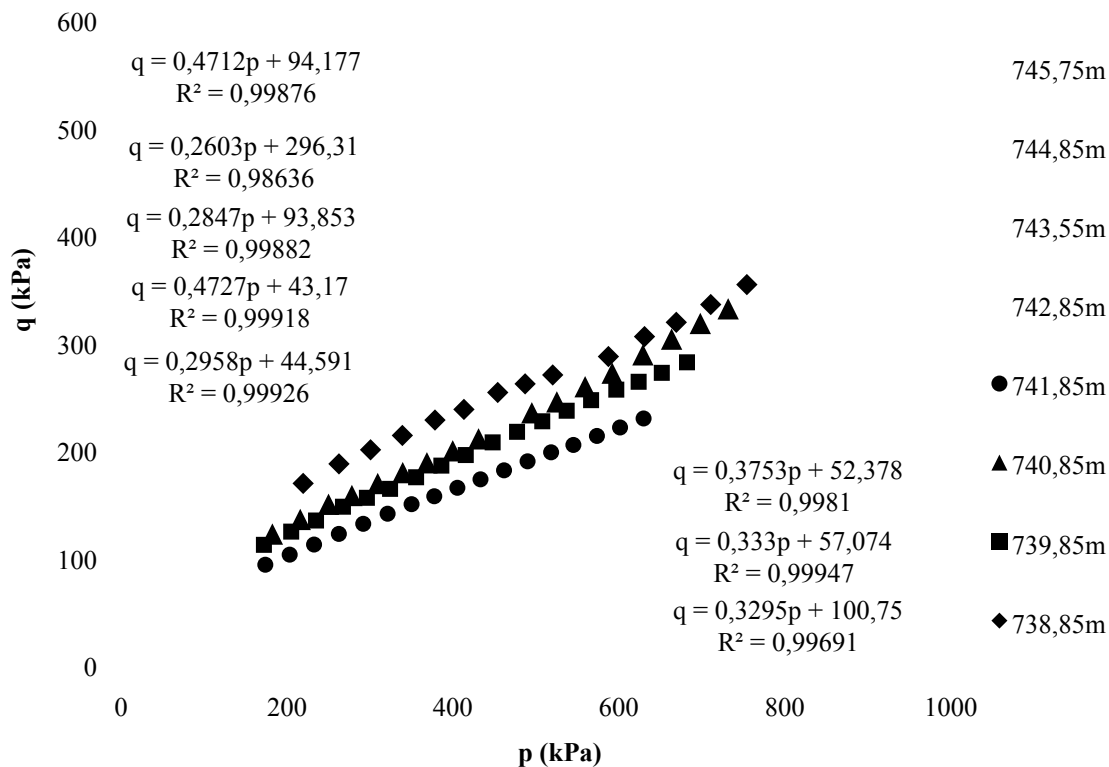


Figura 4.34 - Trajetória de tensões do ensaio triaxial  $K_0$ . As equações das linhas de tendência seguem de cima para baixo a mesma ordem da legenda.

#### 4.7.2 Parâmetros da compressão confinada obtidos via ensaio triaxial tipo $K_0$

Como o ensaio triaxial  $K_0$  é análogo ao ensaio oedométrico, foram determinados parâmetros adicionais a partir deste ensaio como tensão de pré-adensamento, razão de pré-adensamento e Índice de Compressão. Os resultados são apresentados na Tabela 4.20.

Para que se possa entender os valores da tensão vertical apresentados na Tabela 4.20, recorda-se que os blocos das amostras indeformadas foram retirados concomitante a construção do aterro para evitar a execução de uma escavação profunda a partir de sua cota final.

Tabela 4.20 - Resultados da compressão confinada obtidos no ensaio triaxial tipo  $K_0$  em amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	GC (%)	$e_0$	$\sigma'_{V0 \text{ coleta}}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$C_c$
745,75	0,25	18,27	17,7	64,1	93,2	0,78	4	450	113	0,625
744,85	1,15	18,27	16,3	61,2	95,0	0,74	14	910	65	0,161
743,55	2,45	18,33	20,0	70,6	93,6	0,79	28	400	14	0,246
742,85	3,15	19,95	18,6	84,0	102,5	0,61	6	380	63	0,157
741,85	4,15	19,30	20,6	80,8	98,4	0,71	6	270	45	0,129
740,85	5,15	19,89	19,4	85,4	100,5	0,63	10	305	31	0,079
739,85	6,15	20,25	18,9	85,1	100,0	0,63	30	285	10	0,072
738,85	7,15	18,68	20,5	76,2	92,4	0,74	6	390	65	0,224
Média	-	19,12	19,0	75,9	97,0	0,70	13	424	51	0,212
740,85*	5,15	19,72	20,2	85,5	99,0	0,65	10	465	47	0,120

\* Ensaio realizado nesta cota com o corpo-de-prova moldado na posição horizontal, sentido montante para jusante a partir do bloco indeformado.

Notas: 1)  $\sigma'_{V0 \text{ coleta}}$  = tensão vertical efetiva no eixo do bloco da amostra pela altura do aterro na data da coleta, considerando  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  para o solo compactado; 2)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento; 3)  $C_c$  = Índice de compressão.

A tensão vertical efetiva na coleta ( $\sigma'_{V0 \text{ coleta}}$ ) apresentada na Tabela 4.20 refere-se a altura do aterro construído até a data da coleta da amostra. Supondo que este carregamento corresponda à máxima tensão atuante no solo pode-se compará-la ao valor da tensão de pré-adensamento obtido no ensaio triaxial  $K_0$ .

Os valores da tensão de pré-adensamento determinados no ensaio ensaio triaxial  $K_0$  foram muito semelhantes aos valores determinados nos ensaios oedométricos, apresentados no Item 4.6, com exceção do valor de 910 kPa referente à amostra da cota 744,85 m que foi muito elevado em relação aos demais.

A justificativa deste comportamento está no menor valor do teor de umidade da amostra ensaiada dentre as demais (ver Tabela 4.20), o que corresponde a uma maior tensão de sucção interna e conseqüentemente uma maior resistência pelo aumento da coesão da amostra de solo testada.

Considerando que o solo da referida cota tenha um comportamento quanto à sucção, similar ao apresentado pelo da cota 742,85 m, cuja curva característica foi determinada por ser o solo que granulometricamente representou melhor a média do perfil, uma variação de umidade de 19,2% para 16,3%, mesmo valor de umidade da amostra 744,85 m no ensaio triaxial  $K_0$ , haveria um aumento da sucção de 14 kPa para 500 kPa. Diferença esta que se subtraída de 910 kPa ter-se-ia um valor muito próximo das tensões obtidas nos ensaios oedométricos.

Uma vantagem do ensaio triaxial  $K_0$  sobre o ensaio oedométrico é a rapidez na execução que é possível de ser realizada em um único dia, além da obtenção do parâmetro  $K_0$ . A semelhança entre os resultados dos dois diferentes tipos de ensaios, asseguraram que a velocidade de drenagem do ensaio triaxial  $K_0$  não comprometeu os resultados.

As mesmas correlações apresentadas para os resultados da Tabela 4.12 e 4.15 dos ensaios oedométricos foram feitas também para os resultados da Tabela 4.20 dos ensaios triaxiais  $K_0$ . As Figuras 4.35 e 4.36 apresentam parâmetros das amostras antes da realização do ensaio triaxial  $K_0$ , como o grau de compactação e o peso específico úmido pelo índice de vazios. Para facilitar a comparação entre as características das amostras extraídas dos blocos indeformados utilizadas nos ensaios oedométricos (sem e com inundação) com as utilizadas nos ensaios triaxiais  $K_0$ , constam nos gráficos das figuras supracitadas os pontos referentes às amostras dos ensaios oedométricos apresentados anteriormente.

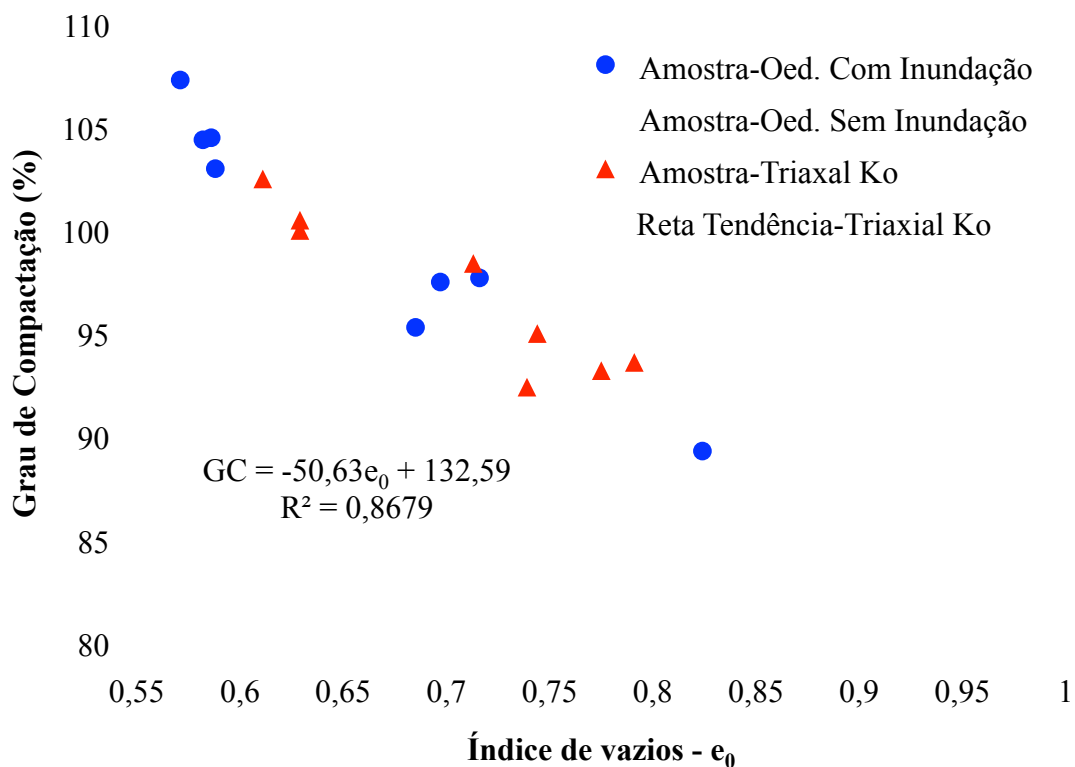


Figura 4.35 - Grau de compactação *versus* índice de vazios inicial.

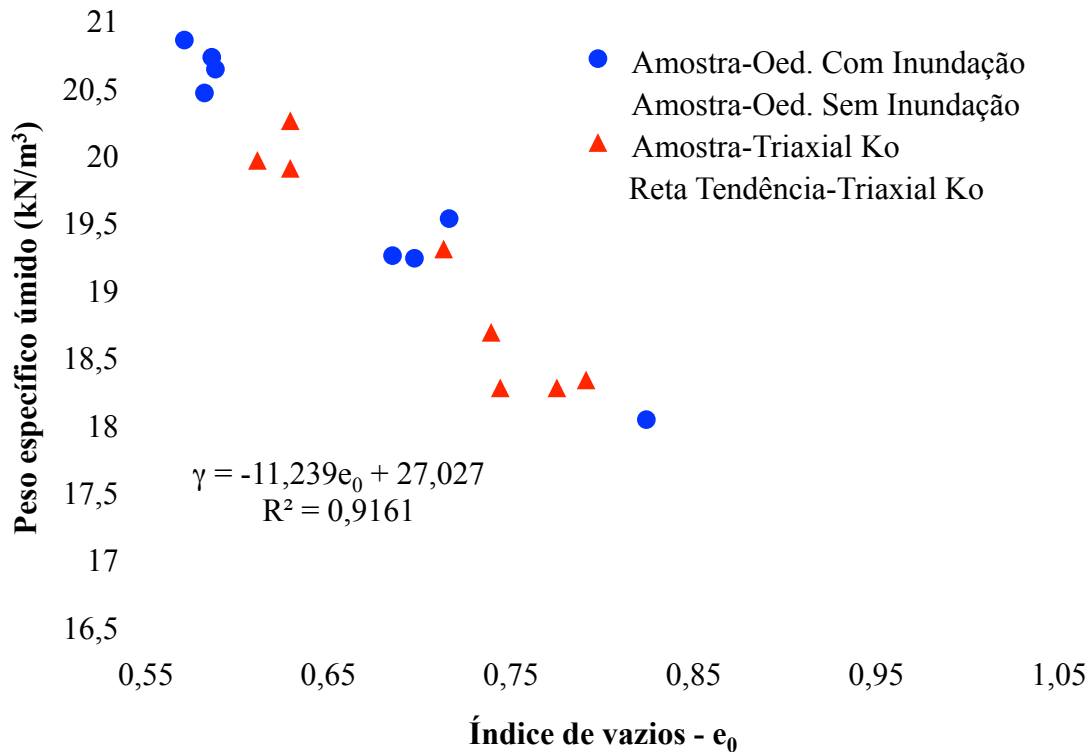


Figura 4.36 - Peso específico úmido *versus* índice de vazios inicial.

Analisando os resultados das Figuras 4.35 e 4.36, percebeu-se que a variação dos parâmetros das amostras utilizadas no ensaio triaxial K<sub>0</sub> foi menor em relação aos parâmetros das mesmas amostras utilizadas nos ensaios oedométricos.

Isto pode ser explicado nas dimensões do corpo-de-prova utilizado no ensaio triaxial com 10 cm de altura, quase 4 vezes mais alto que o corpo-de-prova utilizado no ensaio oedométrico, sendo capaz assim, de amostrar maior espessura da camada ou das camadas compactadas *in situ* contidas no bloco indeformado e ficando mais sujeito à variação ou ao gradiente dos índices físicos do solo ao longo da espessura da camada. A Figura 4.37 ilustra a explicação.

Neste caso, os valores dos parâmetros das amostras utilizadas no ensaio oedométrico, determinados amostrando fatia menos espessa da altura da camada compactada e portanto localmente mais homogênea, possibilitaram a percepção nítida da variação dos parâmetros do solo ao longo da altura das camadas compactadas *in situ*.

Já para as amostras usadas no ensaio triaxial, os parâmetros do solo representam a média da variação dos parâmetros ao longo da altura do corpo-de-prova e por isso variaram menos o seu valor.

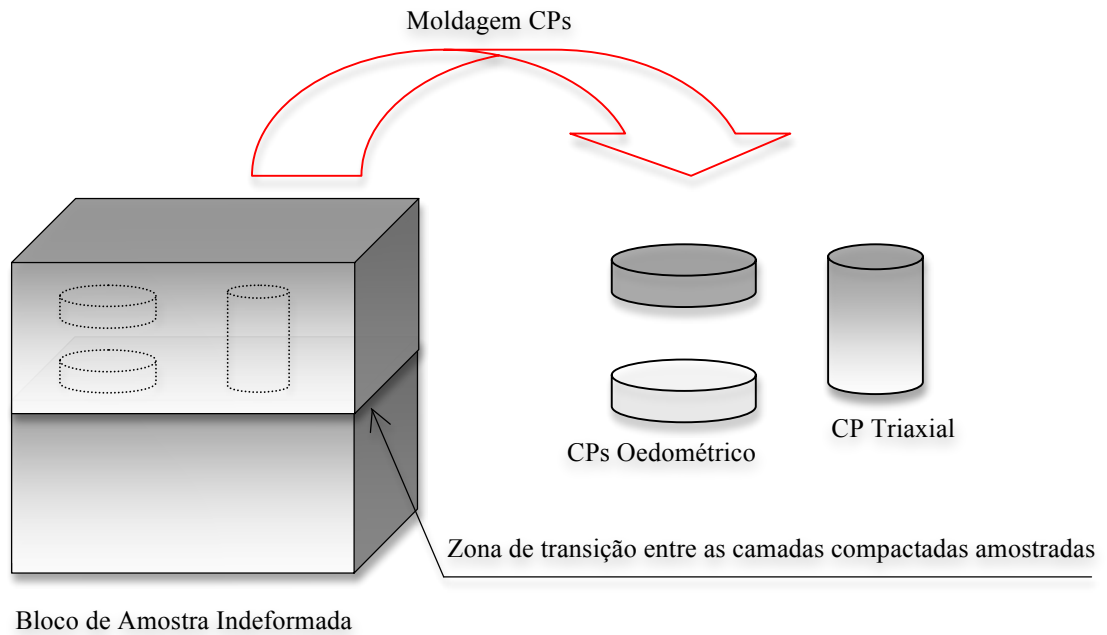


Figura 4.37 - Variação do peso específico do solo ao longo da espessura da camada compactada e sua influência nos CPs retirados do bloco de amostra indeformada.

A Figura 4.38 apresenta os resultados do índice de compressão *versus* o índice de vazios inicial das amostras testadas no ensaio triaxial  $K_0$  e nos ensaios oedométricos. A linha de tendência dos resultados do triaxial  $K_0$ , excluiu de sua formação o resultado da amostra referente à cota 745,75 m, plotado isolado e em destaque por ter apresentado um comportamento atípico das demais amostras testadas, com um elevado valor para o índice de compressão.

Analisando a Figura 4.38 percebe-se a qualidade elevada da relação entre o índice de compressão e o índice de vazios inicial das amostras testadas nos ensaios Oedométricos, que apresentaram coeficiente de determinação ( $R^2$ ) superiores a 0,9. Entretanto, o valor do coeficiente de determinação próximo de 0,6 para o ensaio triaxial  $K_0$  não apresentou qualidade satisfatória.

Certamente, no caso do ensaio triaxial  $K_0$  isto se deve ao fato do índice de vazios inicial apresentado, representar a média deste parâmetro que varia ao longo da altura do corpo-de-prova que ao ser submetido ao carregamento de compressão irá deformar-se de forma diferenciada provavelmente primeiro na porção do CP com maior índice de vazios e de menor resistência até que essa região entre em igualdade de resistência com todo o CP, seja pela redução do seu volume de vazios ou pelo aumento de sua seção transversal com as primeiras deformações, já que a tensão confinante na câmara pode garantir o volume constante mas não a geometria constante.



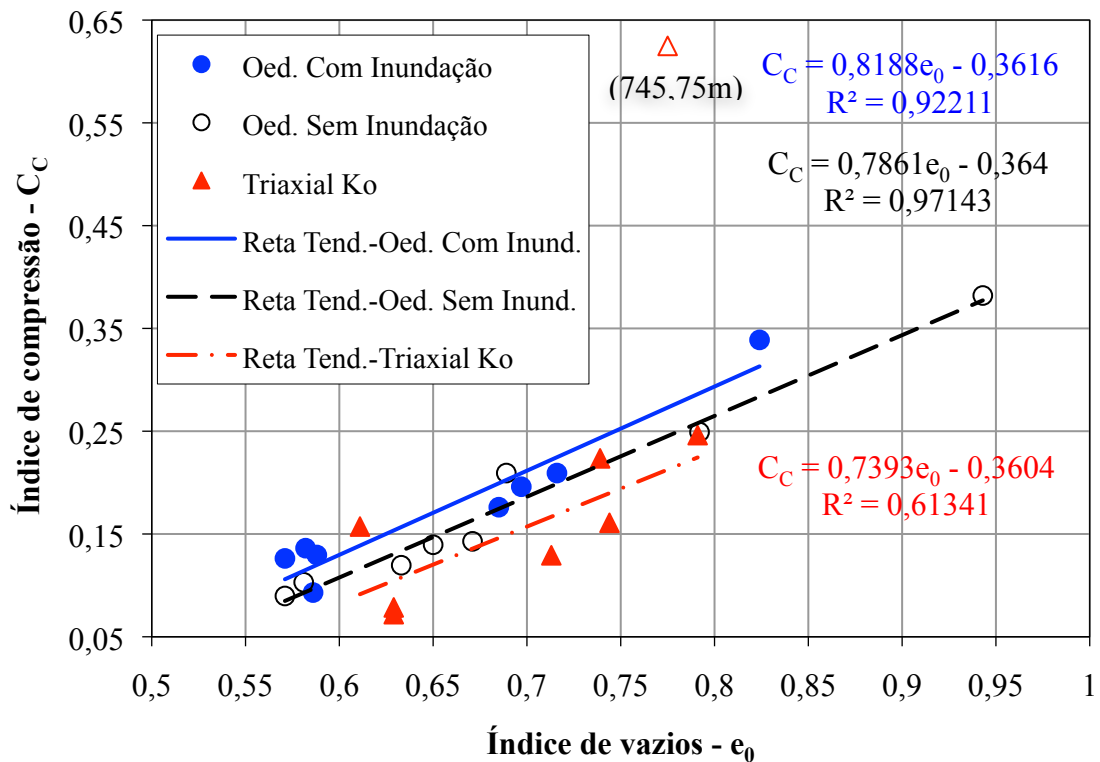


Figura 4.38 - Índice de compressão *versus* índice de vazios inicial.

Embora os resultados dos ensaios triaxiais apresentarem mais dispersos em relação a reta de tendência comparado aos dos oedométricos, o comportamento apresentado pelos diversos ensaios foram semelhantes. O que pode ser notado pelo razoável paralelismo das três linhas de tendência apresentadas na Figura 4.38.

O Fato da linha de tendência do ensaio triaxial ficar por baixo das dos ensaios oedométricos sem inundação e inundado, mostrou que o índice de compressão no trecho normalmente adensado apresentou-se de uma forma geral menor para os ensaios triaxiais. Uma das causas pode estar na maior distância que a água tem que percorrer na altura do corpo-de-prova e numa menor seção para escapar pela pedra porosa ou pelo fato do ensaio oedométrico ser realizado muito mais lentamente.

As Figuras 4.39 a 4.41 mostram as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios de triaxiais  $K_0$  para as amostras do perfil. Na Figura 4.41 a curva de compressibilidade é apresentada com índice de vazios normalizado em relação ao índice de vazios inicial.

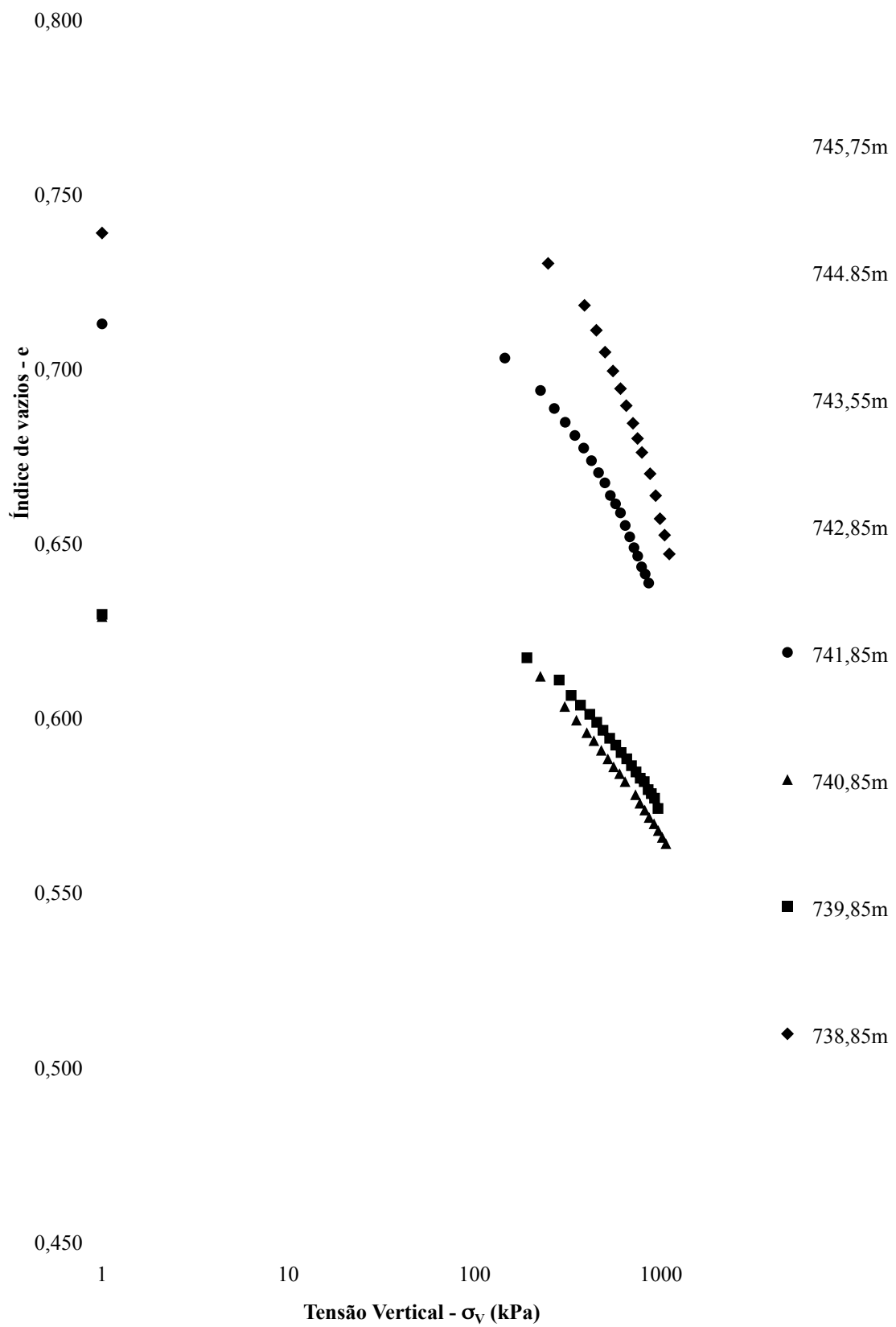


Figura 4.39 - Curva de compressibilidade com tensão na escala logarítmica obtida do ensaio triaxial  $K_0$ .

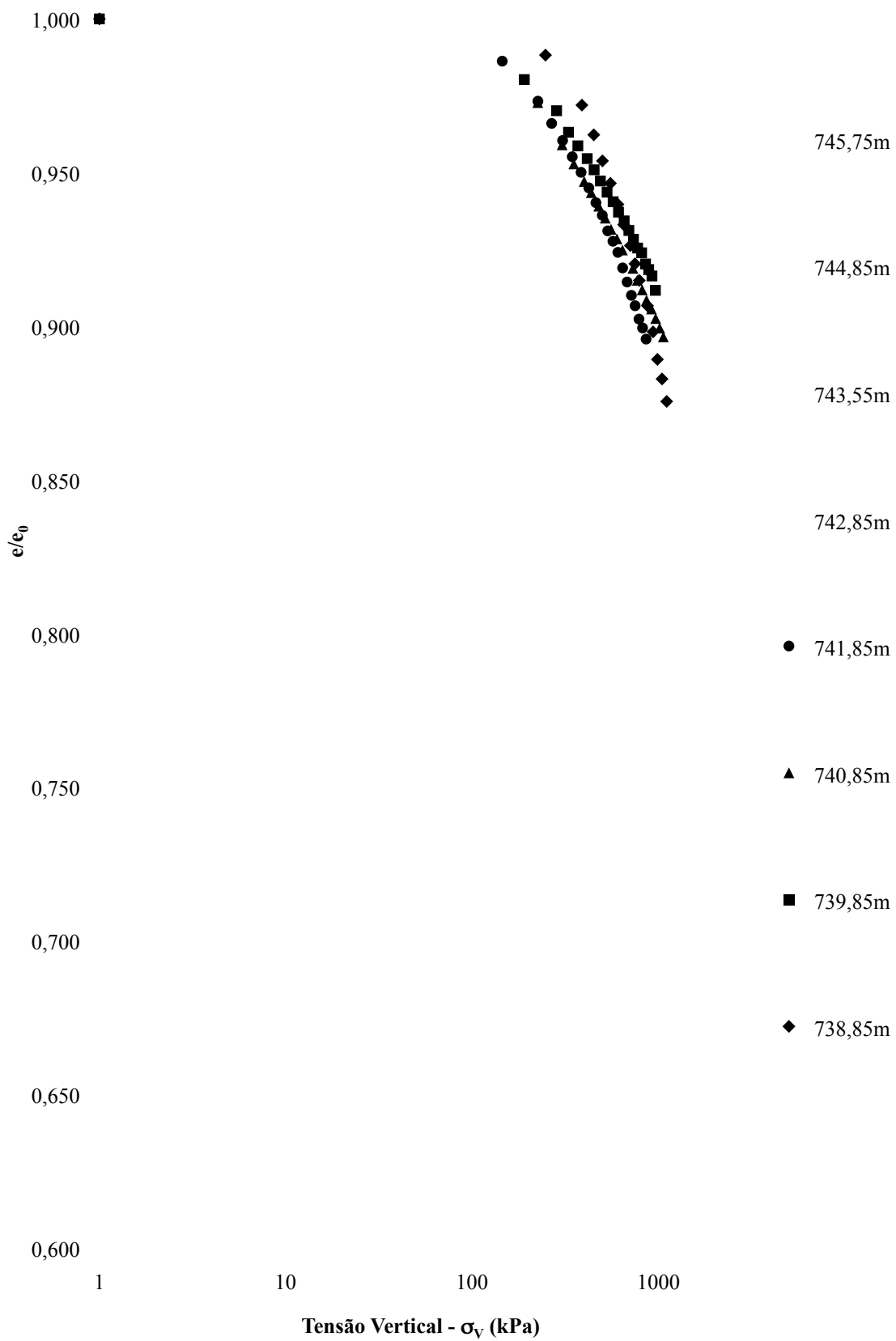


Figura 4.40 - Curva de compressibilidade normalizada com tensão na escala logarítmica obtida do ensaio triaxial  $K_0$ .

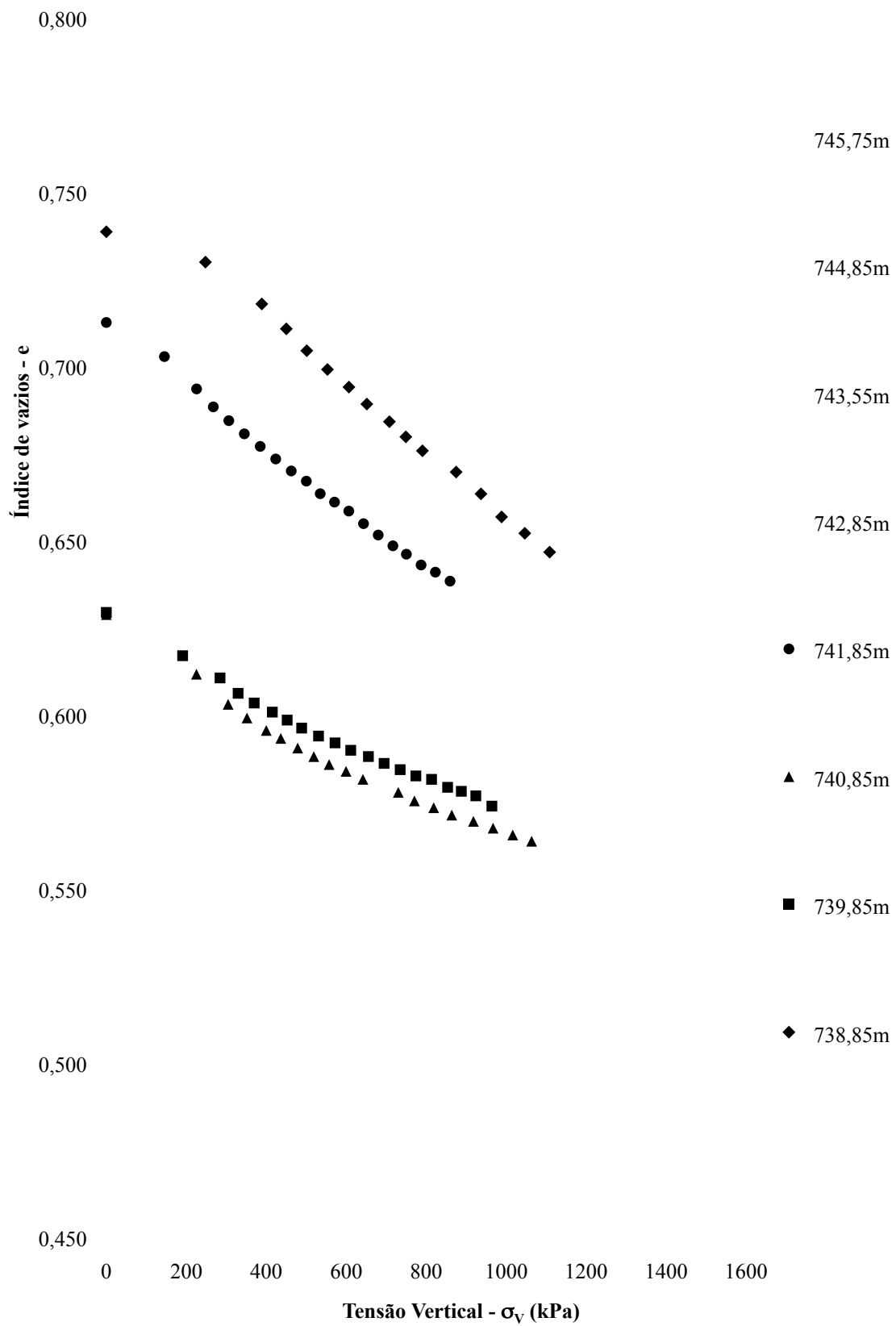


Figura 4.41 - Curva de compressibilidade obtida do ensaio triaxial  $K_0$ .

Na análise dos gráficos das Figuras 4.39, 4.40 e 4.41 vale destacar que de maneira geral todos os solos compactados apresentaram um comportamento semelhante quanto à compressibilidade, com exceção das amostras referentes às cotas 745,75 m e 744,85 m. No entanto a amostra referente a cota 745,75 m apresentou a compressibilidade 3 vezes maior comparada as outras amostras testadas (ver Figura 4.40).

Cabe salientar que a referida amostra apresentou um elevado índice de vazios e uma baixa saturação, o que resulta num volume maior dos vazios ocupados por ar que é mais compressível quando comparado com a água. Provavelmente isto veio a influenciar o comportamento do solo.

Baseado na Figura 4.41 foram definidos trechos da curva de compressibilidade para determinação do módulo oedométrico. No trecho inicial pré-adensado, ou seja, para tensão vertical até o valor da tensão de pré-adensamento, observou-se a necessidade de separá-lo em dois trechos para a maioria dos casos ( $E_{oed\ 1}$  e  $E_{oed\ 2}$ ), havendo situações em que pode ser determinado em um único trecho ( $E_{oed\ 1}$ ). Já no trecho normalmente adensado preferiu-se trabalhar com a extremidade direita da curva que define a reta virgem de compressibilidade ( $E_{oed\ 4}$ ) na Figura 4.39, saltando um eventual terceiro trecho, sabendo que foi para este quarto trecho ou trecho final que unicamente foram encontradas correlações entre os resultados dos ensaios oedométricos, apresentados no Item 4.6, com os índices físicos e os parâmetros do corpo-de-prova dos solos do perfil testados.

A Tabela 4.21 apresenta os resultados do módulo oedométrico para o trecho pré-adensado ( $E_{oed\ 1}$  e  $E_{oed\ 2}$ ) e para o trecho normalmente adensado ( $E_{oed\ 4}$ ) dos solos do perfil.

Analisando as curvas de compressibilidade e os módulos oedométricos determinados no ensaio triaxial  $K_0$  percebeu-se que, contrariamente aos valores dos módulos obtidos pelo ensaio oedométricos que apresentaram menores valores para o primeiro intervalo de tensão entre 0 kPa e 200 kPa dentro da faixa pré-adensada do solo compactado, estas apresentaram os maiores valores do módulo exatamente para o primeiro intervalo de tensão, mais coerente com o comportamento de um solo pré-adensado *in situ*.

A explicação para o fato descrito no parágrafo anterior poderia ser que no ensaio oedométrico a amostra coletada num anel metálico permanece nele durante o ensaio. E assim durante o carregamento, como as primeiras tensões são menores não transferem parcela significativa da tensão vertical (tensão horizontal) para as paredes do anel, que desta forma, com baixo valor de atrito lateral e de confinamento efetivo pela reação do anel o solo sofre maior recalque, resultando num módulo de valor menor.

Tabela 4.21 - Resultados dos módulos oedométricos do ensaio triaxial  $K_0$  de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	OCR	$\sigma'_{v1}$ (kPa)	$E_{oed\ 1}$ (MPa)	$\sigma'_{v2}$ (kPa)	$E_{oed\ 2}$ (MPa)	$\sigma'_{v3}$ (kPa)	$\sigma'_{v4}$ (kPa)	$E_{oed\ 4}$ (MPa)
745,75	0,25	5	450	90	451	31	-	-	837	1488	7
744,85	1,15	23	910	40	671	78	912	38	1184	1467	33
743,55	2,45	49	400	8	217	39	398	16	768	979	15
742,85	3,15	63	380	6	189	38	377	25	986	1265	26
741,85	4,15	83	270	3	145	25	268	14	571	860	22
740,85	5,15	103	305	3	225	22	305	14	770	1064	43
739,85	6,15	123	285	2	284	26	-	-	572	924	38
738,85	7,15	143	390	3	248	48	389	32	875	1109	18
Média	-	74	424	19	304	38	441	23	820	1144	25
740,85*	5,15	103	465	5	466	17	-	-	875	1190	31

\* Ensaio realizado com o corpo-de-prova moldado na posição horizontal, sentido montante para jusante, a partir do bloco indeformado.

Notas: 1)  $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical na referida cota, considerando a altura do aterro *in situ* acabado e  $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  para o solo compactado; 2)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento;

3)  $E_{oed\ 1}$ ,  $E_{oed\ 2}$  e  $E_{oed\ 4}$  foram determinados para os intervalos de tensões verticais  $0-\sigma'_{v1}$ ,  $\sigma'_{v1}-\sigma'_{v2}$  e  $\sigma'_{v3}-\sigma'_{v4}$ , respectivamente.

Outro ponto que corrobora com a explicação dada são os resultados apresentados na Figura 4.33 que mostra o comportamento da tensão horizontal em função da vertical, onde observou-se que o solo confinado só mobiliza a tensão horizontal em seu potencial a partir de um determinado valor da tensão vertical igual ao da tensão de pré-adensamento do solo. Desta forma a tensão horizontal aumenta numa taxa progressiva aumentando inclusive a tensão de atrito entre solo e o molde do anel metálico.

O comportamento de compressibilidade atípico da amostra referente à cota 745,75 m pode ser notado no baixo valor do módulo oedométrico  $E_{oed\ 4}$  do intervalo normalmente adensado.

A Tabela 4.22 apresenta os resultados da transformação do módulo oedométrico no módulo de elasticidade de Young para o trecho pré-adensado (E 1 e E 2) e para o trecho normalmente adensado (E 4) dos solos do perfil, utilizando a fórmula oriunda da Teoria da Elasticidade. Para tanto, foi atribuído aos solos do perfil coeficiente de Poisson de 0,33. Na tabela também constam os valores do peso específico úmido, teor de umidade e grau de saturação das amostras para que mais adiante sejam feitas confrontações com os valores obtidos via ensaios de campo.

Tabela 4.22 - Resultados dos módulos de elasticidade de Young de amostras retiradas dos blocos indeformados

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$\sigma'_{v1}$ (kPa)	E 1 (MPa)	$\sigma'_{v2}$ (kPa)	E 2 (MPa)	$\sigma'_{v3}$ (kPa)	$\sigma'_{v4}$ (kPa)	E 4 (MPa)
745,75	0,25	18,27	17,7	64,1	451	21	-	-	837	1488	5
744,85	1,15	18,27	16,3	61,2	671	53	912	26	1184	1467	22
743,55	2,45	18,33	20,0	70,6	217	26	398	11	768	979	10
742,85	3,15	19,95	18,6	84,0	189	26	377	17	986	1265	18
741,85	4,15	19,30	20,6	80,8	145	17	268	9	571	860	15
740,85	5,15	19,89	19,4	85,4	225	15	305	10	770	1064	29
739,85	6,15	20,25	18,9	85,1	284	17	-	-	572	924	26
738,85	7,15	18,68	20,5	76,2	248	32	389	22	875	1109	12
Média	-	19,12	19,0	75,9	304	26	441	16	820	1144	17
740,85*	5,15	19,72	20,2	85,5	466	12	-	-	875	1190	21

\* Ensaio realizado nesta cota com o corpo-de-prova moldado na posição horizontal, sentido montante para jusante a partir do bloco indeformado.

Notas: 1) Na conversão do módulo oedométrico para o módulo de elasticidade de Young foi utilizada a Teoria da Elasticidade, atribuindo valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson;  
2) E 1, E 2 e E 4 são referentes aos intervalos de tensões verticais  $0-\sigma'_{v1}$ ,  $\sigma'_{v1}-\sigma'_{v2}$  e  $\sigma'_{v3}-\sigma'_{v4}$ , respectivamente.

A Figuras 4.42 a 4.44 mostram algumas correlações encontradas entre o módulo de elasticidade de Young e alguns índices físicos do solo como índice de vazios inicial e peso específico úmido e alguns parâmetros como o grau de compactação e o índice de compressão. Para todas as figuras considerou-se os valores de módulo (E 4) para o trecho normalmente adensado do solo, do quarto intervalo de tensões definido anteriormente, intervalo este coincidente com a reta virgem de carregamento do solo.

Vale destacar que foram buscadas as mesmas correlações apresentadas para os resultados dos ensaios oedométricos para os módulos referentes aos outros intervalos de tensão sem sucesso. Percebeu-se que o pré-adensamento do solo interfere no seu comportamento, tornando o seu entendimento mais complexo quando comparado ao solo na sua fase normalmente adensada.

De uma forma geral as correlações testadas podem representar um comportamento típico do solo compactado estudado. Embora para o ensaio triaxial  $K_0$  as correlações encontradas não resultaram em equações bem definidas, percebeu-se nitidamente que seguem o mesmo comportamento dos resultados do ensaio oedométrico, permanecendo a possibilidade da estimativa razoável do módulo de elasticidade de Young para o solo do perfil em estudo, no trecho normalmente adensado e para um nível elevado de carregamento com base em índices físicos do aterro, de simples obtenção *in situ*, bem como no grau de compactação que é um parâmetro de controle construtivo.

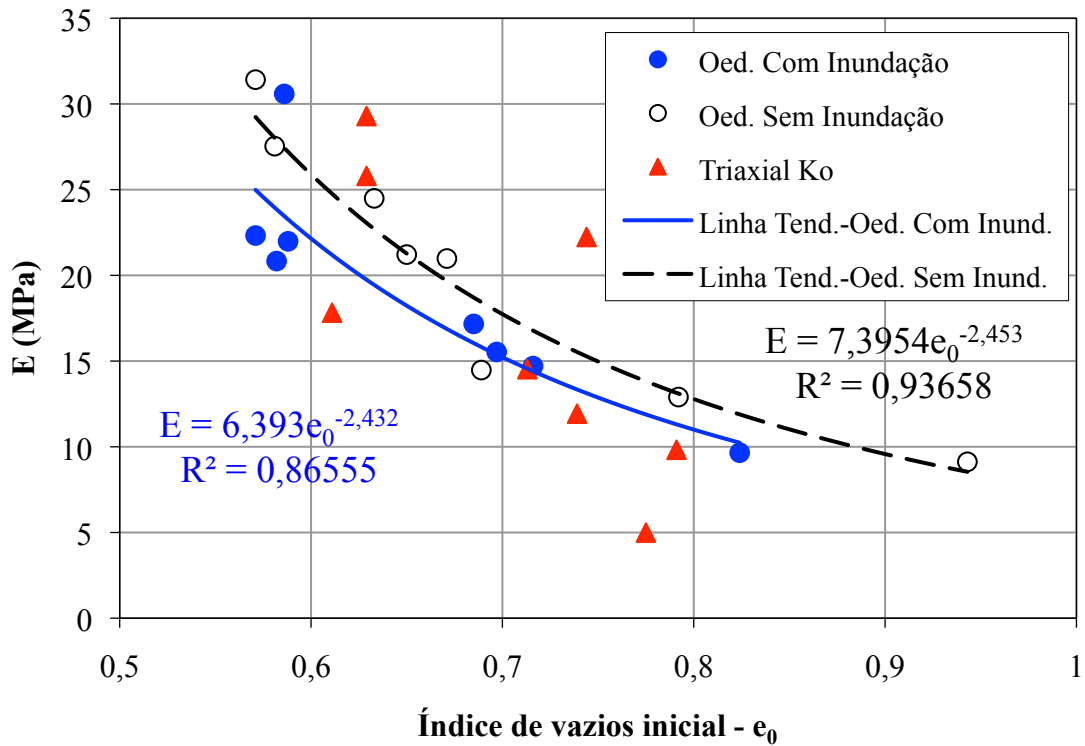


Figura 4.42 - Módulo de elasticidade de Young versus índice de vazios inicial via ensaio triaxial  $K_0$ .

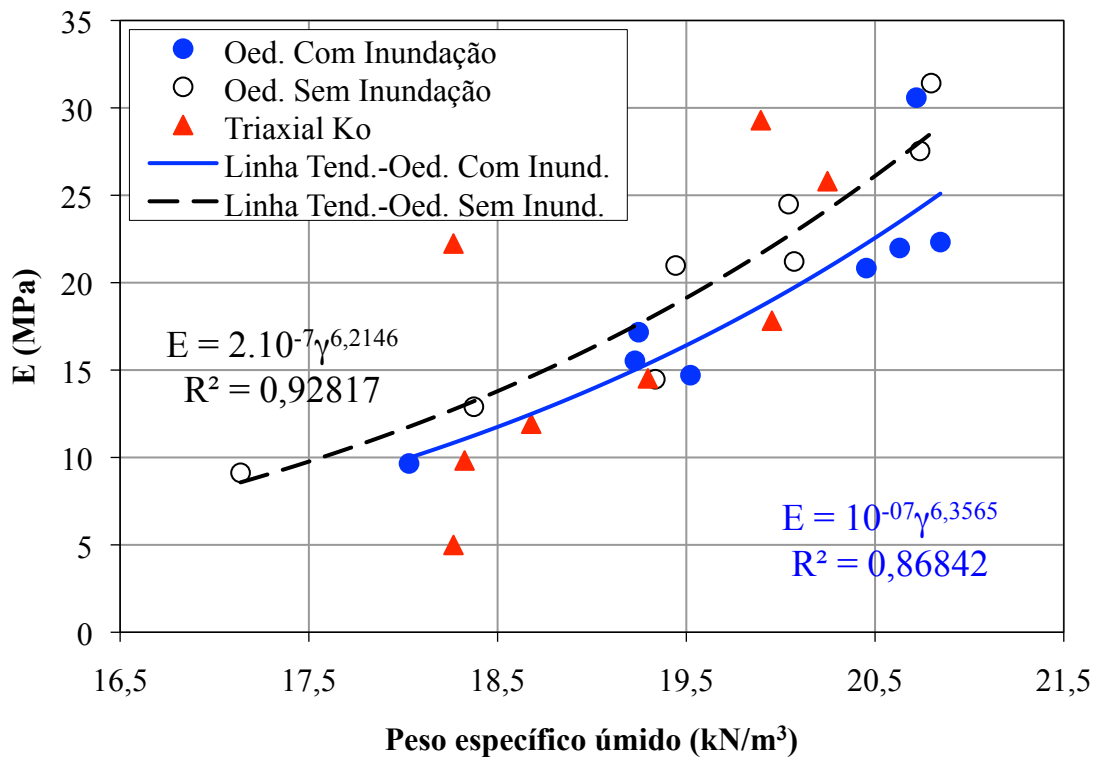


Figura 4.43 - Módulo de elasticidade de Young versus peso específico úmido via ensaio triaxial  $K_0$ .



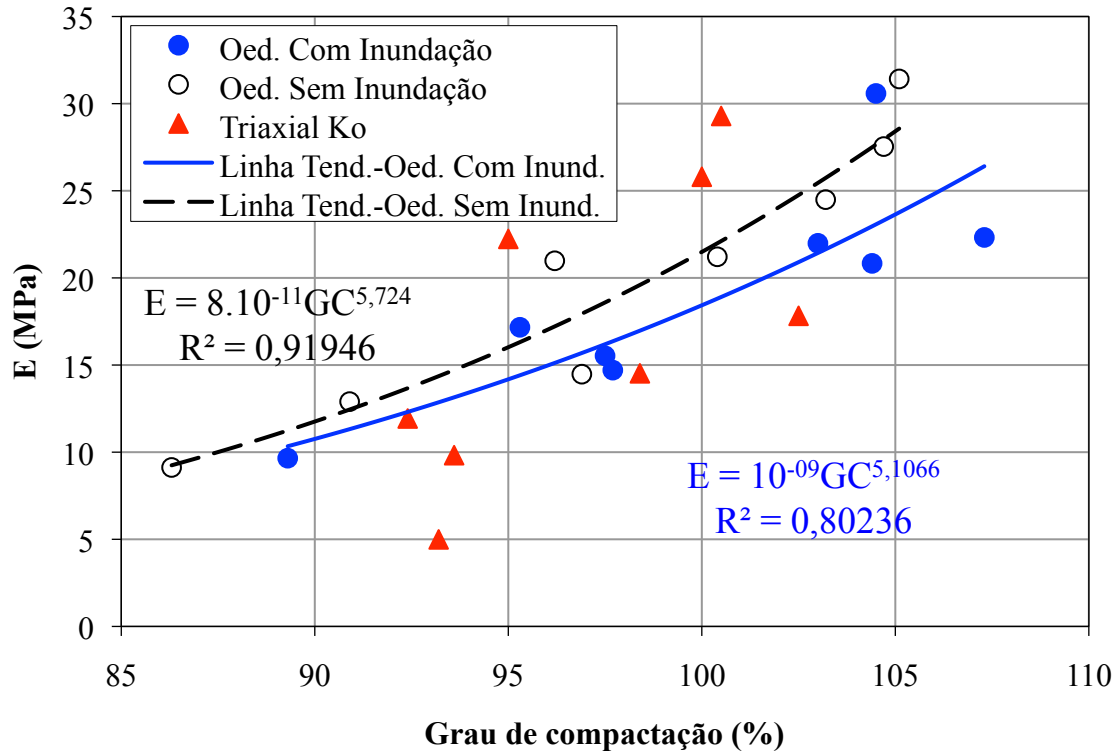


Figura 4.44 - Módulo de elasticidade de Young *versus* grau de compactação via ensaio triaxial  $K_0$ .

A Figura 4.45 apresenta os valores dos módulos de Young determinados a partir dos ensaios oedométricos e triaxial  $K_0$  para início do trecho pré-adensado (E 1) e para o trecho normalmente adensado (E 4) em função da cota no perfil. Cabe lembrar que o módulo de Young foi obtido da conversão do módulo oedométrico por fórmula da Teoria da Elasticidade, com adoção do valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson.

Embora a Figura 4.45 apresente os valores do módulo no perfil, a representação não corresponde as tensões *in situ*, visto que todas as amostras dos blocos indeformados foram retiradas quando da construção do aterro. As cotas do aterro na época da coleta foram apresentadas na Tabela 3.1 e as tensões devido ao peso próprio do aterro sobre os blocos foram apresentadas nas Tabelas 4.12 e 4.15, onde percebeu-se que a ordem de grandeza do efeito da compactação, representada como a tensão de pré-adensamento, foi bem superior ao do peso próprio do aterro executado sobre os blocos indeformados até o momento da retirada destes.

Na Figura 4.45 percebeu-se que os módulos E 1 no trecho pré-adensado (0 kPa a 200 kPa) obtidos nos ensaios oedométricos são muito semelhantes e de valores baixos. Já quanto aos valores de E 1 no trecho pré-adensado (0 kPa a  $\sigma_{v1}$  ou 0 a  $\sigma_{v2} = \sigma'_p$ ) obtidos

diretamente no ensaio triaxial  $K_0$  tiveram os valores bem superiores (acima do dobro) aos valores convertidos dos ensaios oedométricos e também apresentaram uma grande variação entre si. O único resultado distinto da maioria é o referente a cota 744,85 m, cuja baixa umidade da amostra elevou o valor do módulo pela elevação da tensão de sucção.

Quando se analisa os módulos referentes ao trecho normalmente adensado, mais especificamente para elevadas tensões e dentro do trecho da reta virgem, para os diferentes ensaios percebe-se a convergência dos valores do módulo. Notou-se que os resultados dos ensaios oedométricos variaram muito entre si e entre as diferentes condições com inundação e sem inundação. Já os resultados do módulo do ensaio triaxial  $K_0$  também variaram muito entre si e de uma forma geral ficaram com valor pouco abaixo dos módulos obtidos pelos oedométricos.

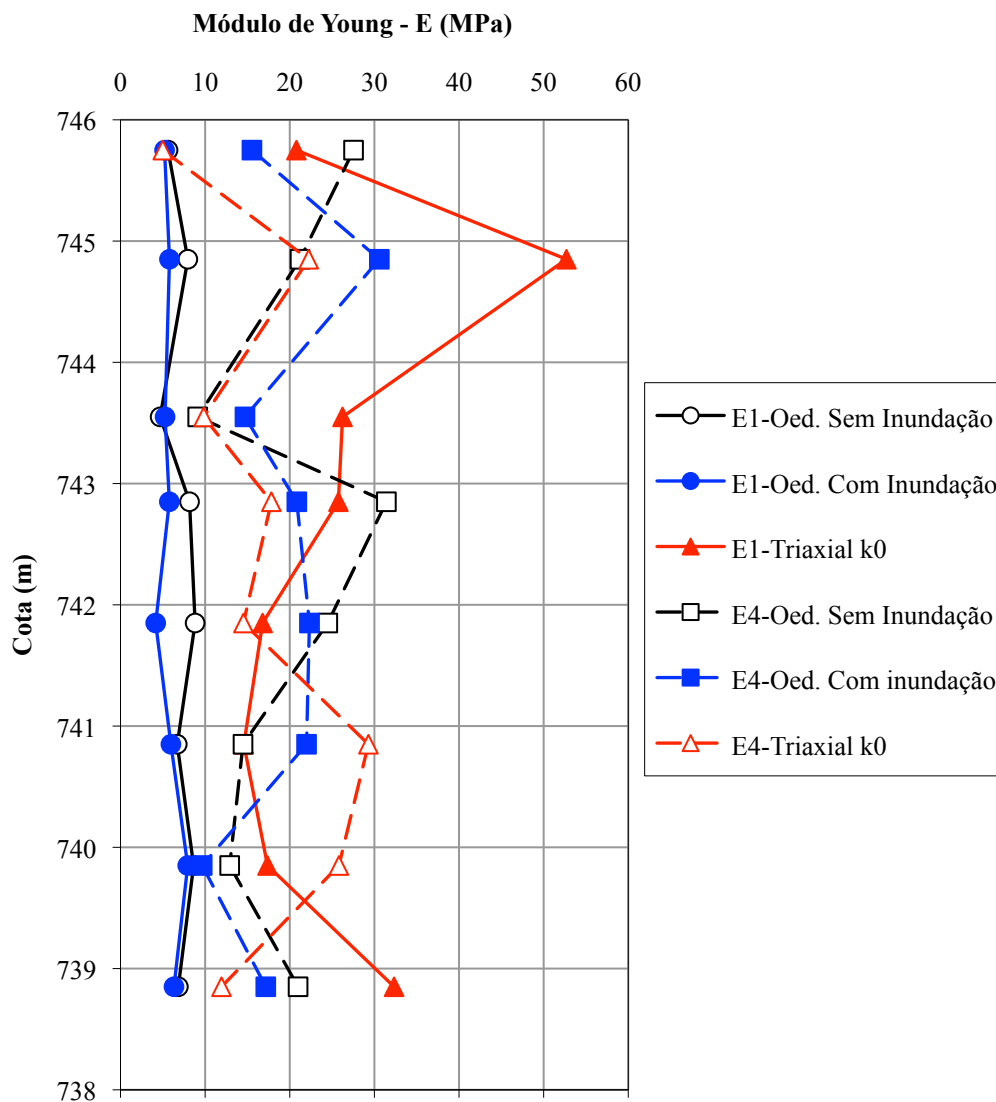


Figura 4.45 - Módulos de elasticidade de Young representados no perfil.

Pelos resultados apresentados, chama-se atenção para os resultados do ensaio triaxial  $K_0$ , que podem ser obtidos mais rapidamente que os do oedométrico, além de saber os valores das tensões vertical e horizontal durante o ensaio. Outro ponto a destacar é que a variação ocorrida nos ensaios oedométricos pode ser atribuída ao fato que a pequena altura da amostra retirada para o ensaio amostra porções do solo com diferentes índices físicos, no caso de solos compactados *in situ*, que apresentam uma variação ou gradiente dos seus índices físicos e parâmetros ao longo da espessura da camada compactada. Já os corpos-de-prova utilizados no ensaio triaxial, com maior altura, representam o comportamento médio dos índices físicos do solo.

#### 4.7.3 Intercepto coesivo e ângulo de atrito

A Tabela 4.23 apresenta os parâmetros de resistência do solo determinados a partir dos ensaios de compressão triaxiais adensados isotropicamente e drenados (CD) realizados nas amostras retiradas dos blocos de amostras indeformadas, na condição de umidade natural (nat) do aterro *in situ*, quando da coleta destas. Cabe salientar que os corpos-de-prova (CPs) utilizados para a execução dos ensaios foram moldados convencionalmente na posição vertical, ou seja, na mesma direção da espessura das camadas compactadas.

As tensões de confinamento utilizados no ensaio CDnat apresentados na Tabela 4.23 foram de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 392 kPa.

A elevada saturação das amostras correspondente a baixos valores de sucção na curva característica adotada como típica e o fato dos ensaios triaxiais CDnat terem sido realizados permitindo-se a drenagem tanto nas fases de adensamento isotrópico, onde foram gastos de 4 a 5 dias para uma razoável estabilização de cada CP, como nas fases de ruptura, onde gastaram-se mais 2 dias com aplicação de carregamento numa velocidade baixa de 0,009 mm/min estabelecida com base nos gráficos do adensamento isotrópico, pode-se supor que os parâmetros determinados a partir do ensaio tratam-se de parâmetros efetivos.

Analisando a Tabela 4.23, percebeu-se que o valor médio do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) determinado no perfil foi de 30° com coeficiente de variação de 6%. Já o intercepto coesivo ( $c'$ ) foi de 107 kPa com coeficiente de variação de aproximadamente 30%. Na última linha da referida tabela são apresentados os dados da repetição do ensaio para a cota 738,85 m, com um diferencial, que neste caso as amostras foram da retirada do bloco indeformado após secagem por exposição ao ambiente da câmara úmida para que perdesse um pouco de

umidade e de forma mais lenta. Desta forma, com 14,3% de teor médio de umidade para os 4 CPs testados, 6% abaixo da umidade natural *in situ* quando da coleta do bloco indeformado, obteve-se um expressivo aumento de 750% para o intercepto coesivo que variou de 72 kPa para 540 kPa e uma redução no ângulo de atrito de 32° para 26°.

Tabela 4.23 - Resultados de intercepto coesivo e ângulo de atrito de amostras retiradas dos blocos indeformados (CPs moldados na posição vertical, mesma direção da altura da camada).

Cota (m)	Prof. (m)	w <sub>médio</sub> 4 CPs (%)	S <sub>médio</sub> **** 4 CPs (%)	CDnat			
				c' (kPa)	φ' (°)	n° *	R <sup>2</sup>
745,75	0,25	19,4	84,6	148	27	4	0,9968
744,85	1,15	21,0	78,5	80	30	4	0,9992
743,55	2,45	21,7	81,9	69	33	4	0,9908
742,85	3,15	20,3	84,2	93	30	4	0,9975
741,85	4,15	19,9	75,6	114	30	4	0,9653
740,85	5,15	19,2	78,5	134	30	4	0,9747
739,85	6,15	18,8	78,8	142	29	4	0,9858
738,85	7,15	20,3	74,8	72	32	4	0,9983
Média	-	20,1	79,6	107	30	4	0,9886
CV** (%)	-	-	-	30,3	6,0	-	-
738,85***	7,15	14,3	63,5	540	26	4	0,9239

\* É o número de círculos válidos utilizados na determinação da envoltória de ruptura;

\*\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;

\*\*\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar;

\*\*\*\* Grau de saturação médio.

A explicação para o aumento do intercepto coesivo está no aumento da sucção interna devido a perda de 6% de umidade das amostras. Utilizando a curva característica da cota 742,85 m assumida como a representativa do perfil pelas suas características granulométricas (Item 4.3), notou-se que a sucção mátrica ( $u_a - u_w$ ) próxima de 10 kPa para  $w_{média} = 20,3\%$  elevou-se para aproximadamente 4.000 kPa para  $w_{média} = 14,3\%$ , considerando a tensão de confinamento nula.

Considerando os valores para os seguintes parâmetros  $c = 540$  kPa,  $c' = 10$  kPa e  $(u_a - u_w) = 4.000$  kPa pode-se determinar o valor de "tag  $\phi^b$ " para tensão confinante nula pela fórmula reduzida ( $c = c' + (u_a - u_w)\text{tag } \phi^b$ ), obtendo valor de aproximadamente 0,13.

Durante o adensamento isotrópico e o ensaio de ruptura propriamente dito a sucção mátrica da amostra é reduzida pela diminuição do índice de vazios com a compressão da amostra e conseqüentemente pela mudança da estrutura interna dos poros e pelo aumento da saturação dos poros mesmo permitindo-se a drenagem. Embora ocorra a redução da sucção

mátrix durante a realização do ensaio triaxial, sua influência é muito significativa e responsável pelo aumento da resistência à ruptura da amostra.

No que diz respeito a redução no valor do ângulo de atrito a explicação é a mesma, pois com o aumento da tensão confinante diminui-se o volume de vazios e aumenta-se a saturação, diminuindo com isso o valor da sucção inicial (válida para tensão confinante nula). Desta forma, ocorre a redução das tensões de ruptura e os círculos de Mohr reduzem seus diâmetros e conseqüentemente a envoltória de ruptura reduz seu aclave, ou seja, ocorre a diminuição do ângulo de atrito.

A Tabela 4.24 apresenta os mesmos parâmetros de resistência do solo apresentados na Tabela 4.23, determinados a partir de ensaios de compressão triaxiais tipo CDnat para amostras referentes a duas cotas do perfil. Entretanto, neste caso, a diferença é que os corpos-de-prova utilizados para a execução dos ensaios foram moldados na posição horizontal, ou seja, na direção transversal à espessura das camadas compactadas.

Este procedimento foi realizado no sentido de avaliar se o comportamento do material, testado em amostras moldadas na posição vertical, seria semelhante ao comportamento do material testado em amostras moldadas na posição horizontal para o solo compactado em estudo, levando-se em consideração que é na direção horizontal que os equipamentos de investigação tipo PMT e DMT aplicam suas tensões no solo *in situ*, condição esta contraditória aos ensaios de laboratório, que testam os corpos-de-prova moldados convencionalmente na posição vertical a partir de suas amostras indeformadas coletadas *in situ*. Neste caso, ainda pode-se avaliar o nível de anisotropia do material.

Para tanto, selecionou-se amostras das referidas cotas que tinham apresentado o mesmo valor de ângulo de atrito (30°) nos resultados dos ensaios triaxiais da situação anterior, onde os CPs do ensaio foram moldadas da forma convencional na posição vertical.

As tensões de confinamento utilizados no ensaio CDnat apresentados na Tabela 4.24 foram de 49 kPa, 98 kPa, 294 kPa e 392 kPa.

Tabela 4.24 - Resultados de intercepto coesivo e ângulo de atrito de amostras retiradas dos blocos indeformados(CPs moldados na posição horizontal, transversal à altura da camada).

Cota (m)	Prof. (m)	W <sub>médio</sub> 4 CPs (%)	S <sub>médio</sub> 4 CPs (%)	CDnat			
				c' (kPa)	φ' (°)	n° *	R <sup>2</sup>
744,85	1,15	20,6	85,7	81	33	4	0,9995
740,85	5,15	20,1	77,9	41	36	3	0,9977
Média	-	20,4	81,8	61	35	-	0,9986

\* É o número de círculos válidos utilizados na determinação da envoltória de ruptura.

Analisando a Tabela 4.24 percebe-se que o intercepto coesivo médio foi de 61 kPa e o ângulo de atrito médio foi de 35°. Comparando os valores com o da Tabela 4.23, para as mesmas cotas testadas, percebeu-se que quanto ao valor do intercepto coesivo não se pode afirmar que houve algum tipo de alteração do comportamento, pois uma das amostras manteve o mesmo valor, enquanto a outra apresentou elevada redução.

Entretanto, quanto ao ângulo de atrito pode-se afirmar que houve um aumento do valor médio em relação o anterior, de 30° para 35°. Este comportamento pode ter sido influenciado pela posição de moldagem, pois moldado na horizontal é mais provável que na amostra os índices físicos estejam mais homogêneos, devido a variação constatada para os índices físicos do solo ao longo da espessura compactada. Uma vez mais homogêneo o solo dos CPs preponderará o entrosamento dos grãos sobre a coesão interna no momento da ruptura.

A Figura 4.46 mostra as envoltórias de ruptura referente as amostras apresentadas nas Tabelas 4.23 e 4.24.

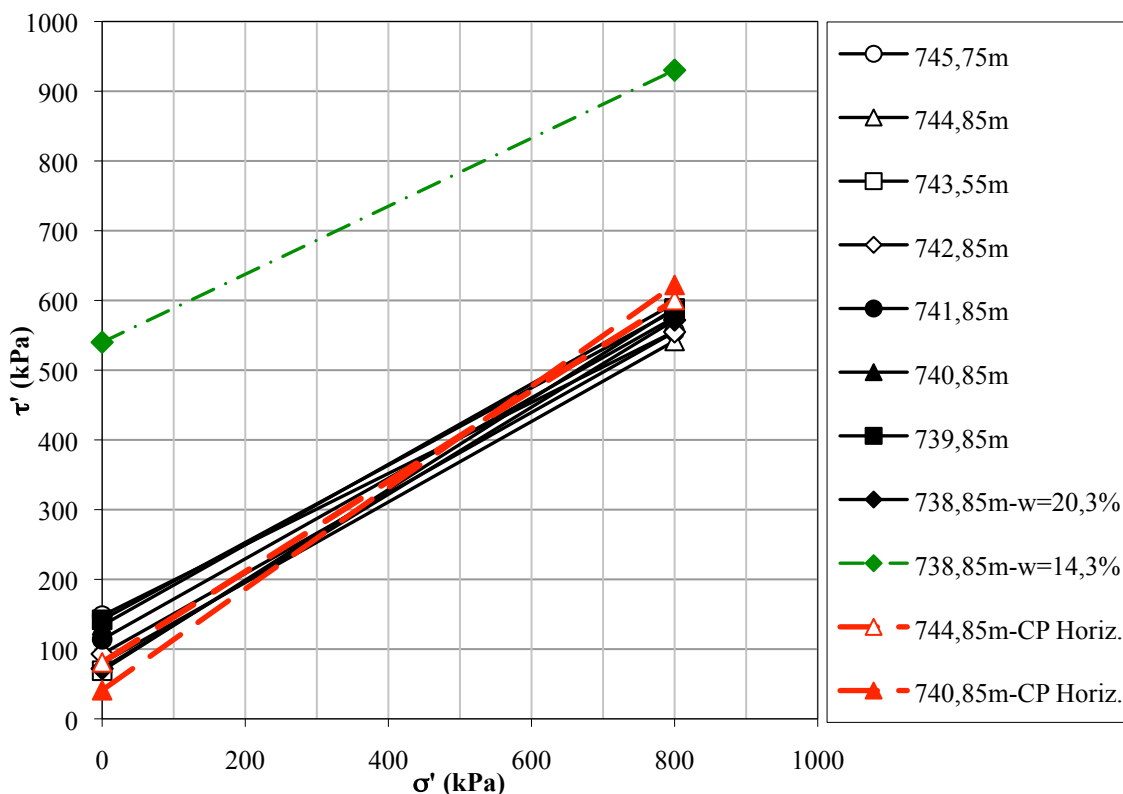


Figura 4.46 - Envoltórias de ruptura das amostras estudadas no perfil.

Na Figura 4.46 fica visualmente nítido a grande influência que pode exercer a sucção mátrica na resistência do solo com umidade menor que 15%, para o solo estudado. Pode-se perceber que, de uma forma geral, as envoltórias de resistência dos solos do perfil foram

praticamente coincidentes, mostrando um comportamento muito semelhante quanto aos limites de ruptura do solo. A moldagem dos CPs realizada na posição horizontal demonstrou a influência, aumentando o ângulo de atrito.

A Tabela 4.25 apresenta os valores os parâmetros de resistência para os ensaios triaxiais CUnat, com moldagem dos CPs na forma convencional. O ensaio CUnat permite avaliar o comportamento do solo na situação de ruptura não drenada. Esta situação pode ocorrer na investigação *in situ* de forma total ou parcial, dependendo de uma série de fatores como por exemplo caso ensaio utilizado necessite da cravação da sonda e esta seja realizada com velocidade superior a 2 cm/min, caso a aplicação do carregamento ao solo pela sonda seja muito rápida de tal forma que a permeabilidade do solo não permita a drenagem durante sua aplicação e caso a permeabilidade do solo seja muito baixa. Os resultados destes ensaios poderão dar informações importantes quando da interpretação dos resultados dos ensaios de campo.

As tensões de confinamento utilizados no ensaio CUnat apresentados na Tabela 4.25 foram de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 588 kPa.

Uma vez que neste ensaio, foram feitas as medições da poro-pressão durante a compressão torna-se possível determinar os parâmetros totais e efetivos do solo.

Tabela 4.25 – Parâmetros de resistência determinados a partir de ensaios triaxiais CUnat de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	W <sub>média</sub> 4 CPs (%)	S <sub>média</sub> 4 CPs (%)	CUnat					
				c (kPa)	$\phi$ (°)	R <sup>2</sup>	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	R <sup>2</sup>
745,75	0,25	19,9	77,7	117	28	0,9959	115	29	0,9955
744,85	1,15	19,9	77,0	143	25	0,9971	137	26	0,9979
743,55	2,45	22,3	65,6	10	29	0,9973	12	31	0,9970
742,85	3,15	20,4	80,2	5	32	0,9853	3	34	0,9831
741,85	4,15	20,1	76,3	38	31	0,9928	42	31	0,9915
740,85	5,15	20,4	74,5	54	29	0,9785	50	32	0,9787
739,85	6,15	19,0	81,7	147	26	0,9830	145	26	0,9816
738,85	7,15	19,0	75,4	145	22	0,9782	146	22	0,9795
Média	-	20,1	76,0	82	28	0,9885	81	29	0,9881
CV*(%)	-	-	-	75,4	11,8	-	74,9	13,7	-

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;

Nota: Cada uma das envoltórias de ruptura foram determinadas com 4 círculos de Mohr, excepcionalmente para a cota 743,55 m com 3 círculos;

A Figura 4.47 mostra as envoltórias de ruptura em termos de tensões totais referente as amostras apresentadas na Tabelas 4.25.

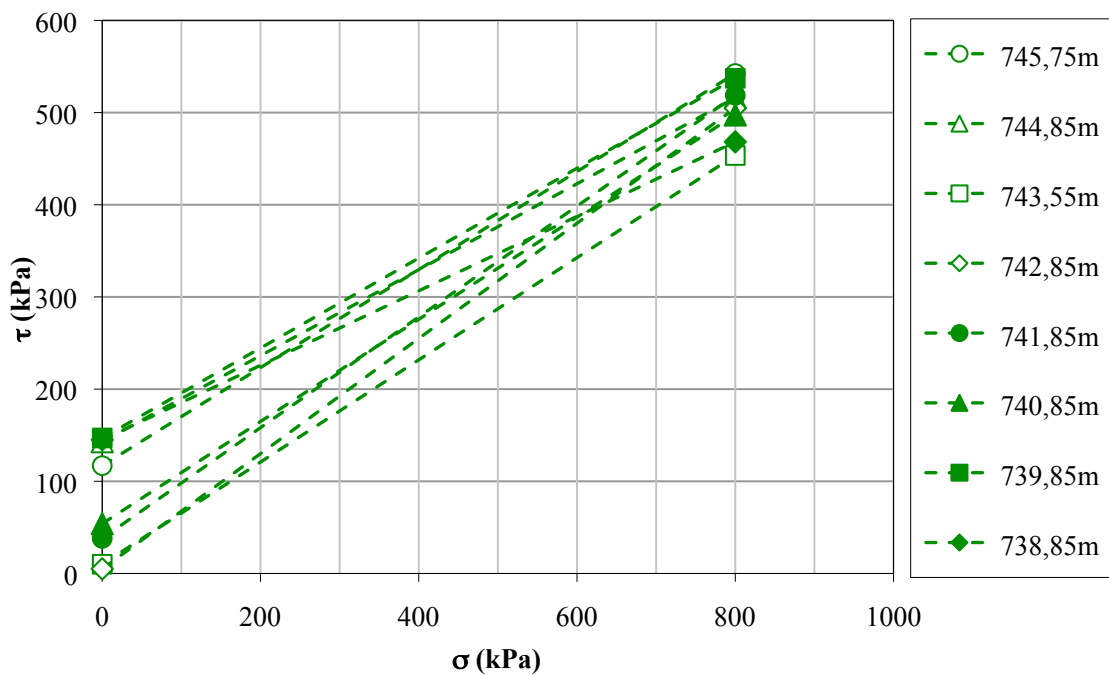


Figura 4.47 - Envoltórias de ruptura em termos de tensões totais das amostras do perfil.

A Figura 4.48 mostra as envoltórias de ruptura em termos de tensões efetivas referente as amostras apresentadas na Tabela 4.25.

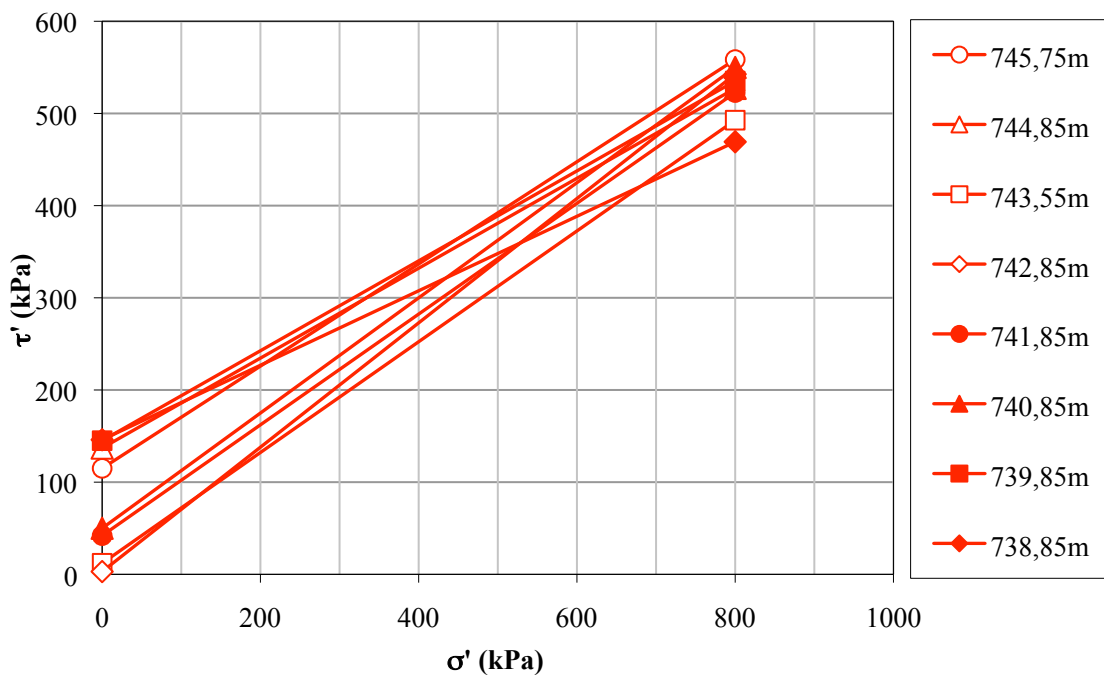


Figura 4.48 - Envoltórias de ruptura em termos de tensões efetivas das amostras do perfil.



Analisando os resultados do ensaio CUnat, apresentados na Tabela 4.25 percebeu-se que a média dos valores obtidos em termos de tensões totais e efetivas tanto para o intercepto coesivo 82 kPa e 81 kPa e ângulo de atrito de 28° e 29°, respectivamente foram praticamente iguais. Isto mostra que as intensidades das poro-pressões desenvolvidas no interior dos CPs durante a fase de compressão do ensaio triaxial CUnat foram baixas e desta forma não afetaram significativamente a ruptura das amostras.

Percebeu-se que quatro envoltórias referente às cotas 745,75 m, 744,85 m, 739,85 m e 738,85 m apresentaram comportamento semelhante. Assim também as quatro envoltórias referentes as cotas 743,55 m, 742,85 m, 741,85 m e 740,85 m apresentaram comportamento semelhante. Sendo que as quatro primeiras apresentaram maior coesão e menor ângulo de atrito em relação às outras quatro. Cabe salientar que as quatro envoltórias que obtiveram o valor do intercepto coesivo menor também apresentaram os quatro maiores teores de umidade média nos CPs ensaiados.

A Figura 4.49 estabelece uma comparação entre os resultados dos ensaios drenados (CDnat) e não drenados (CUnat) na condição natural do teor de umidade *in situ*, determinou-se as faixas representativas de todas as envoltórias obtidas nos ensaios para o perfil, para tanto foram estabelecidos limites inferiores e superiores para as faixas onde variaram as envoltórias. Foi escolhido o trecho de tensões normais da origem 0 kPa até 800 kPa, sendo o último valor baseado na tensão do centro do círculo de Mohr de maior diâmetro obtido na ruptura para todas as amostras ensaiadas do perfil. A envoltória que representa o limite inferior da faixa parte do menor valor de intercepto coesivo (tensão normal igual a zero) até o menor valor da tensão cisalhante para a tensão normal de 800 kPa. Já para o limite superior a envoltória parte do maior valor do intercepto coesivo e vai até o maior valor determinado para a tensão cisalhante.

Analisando a Figura 4.49, percebeu-se que a faixa de variação das envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios triaxiais drenados (CDnat) foi mais estreita que as faixas obtidas nos ensaios triaxiais não drenados (CUnat). Pode-se acrescentar ainda que nos drenados o eixo médio da faixa teve maiores valores de intercepto coesivo e ângulo de atrito em relação aos não drenados.

Pode-se atribuir as oscilações do ângulo de atrito e coesão no ensaio CUnat pela sucção interna. Ao se apresentar os módulos nos próximos itens discutir-se-á melhor o assunto.

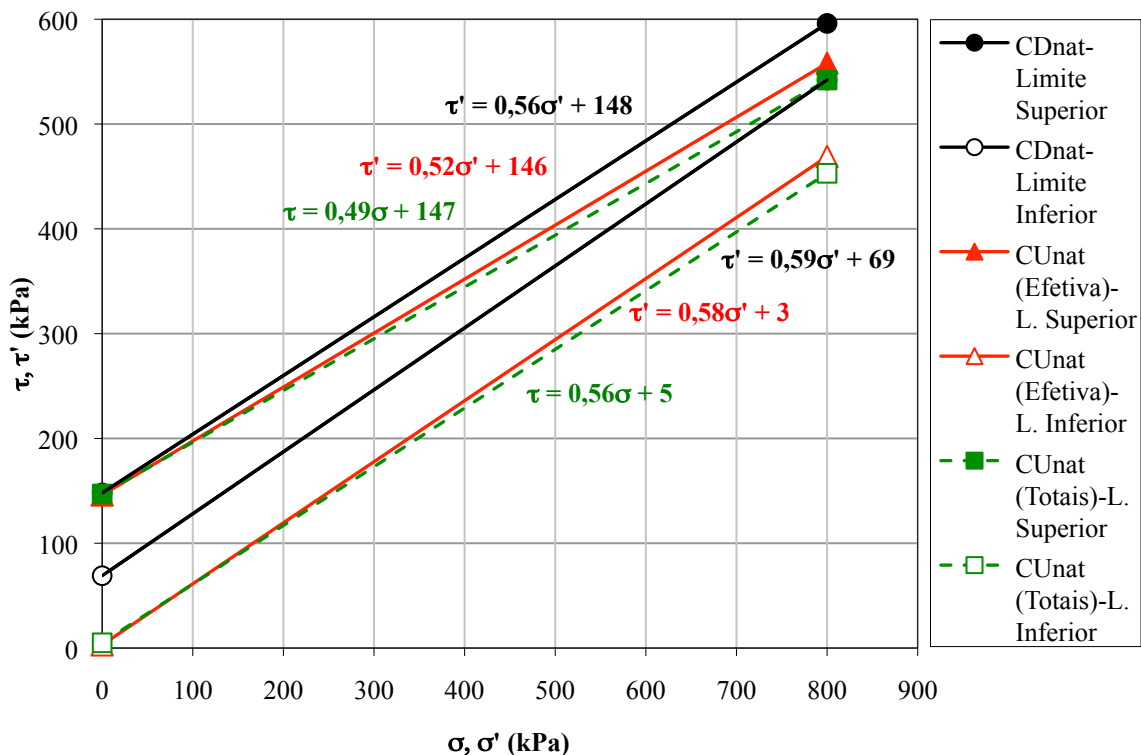


Figura 4.49 - Faixas das envoltórias de ruptura dos ensaios CDnat (tensões efetivas) e CUnat (tensões totais e efetivas) para as amostras do perfil.

#### 4.7.4 Módulo de elasticidade de Young (E) obtido a partir do adensamento isotrópico

As Tabelas 4.26 a 4.29 apresentam os valores dos módulos de elasticidade de Young (E) determinados a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico ( $E_{Vol}$ ), obtido na fase de adensamento isotrópico drenado dos ensaios triaxiais CDnat, usando fórmula oriunda da Teoria da Elasticidade ( $E_{Vol} = E/3(1-2\mu)$ ). Os ensaios CDnat foram realizados para as tensões confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 392 kPa.

Os corpos-de-prova ensaiados foram moldados a partir dos blocos de amostra indeformada na posição convencional ou vertical.

Na última linha das referidas tabelas são apresentados os dados da repetição do ensaio para a cota 738,85 m, para corpos-de-prova retiradas do bloco indeformado após secagem por exposição ao ambiente da câmara úmida.

Tabela 4.26 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 49 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	20,22	19,3	86,7	0,63	2,90	1,38	3,5	3,6
744,85	1,15	18,71	20,9	75,8	0,77	3,00	1,45	3,4	3,4
743,55	2,45	19,12	21,9	82,1	0,74	4,60	2,22	2,2	2,3
742,85	3,15	19,79	20,3	86,6	0,65	2,70	1,28	3,8	3,9
741,85	4,15	17,81	19,4	64,8	0,84	3,80	1,82	2,7	2,7
740,85	5,15	19,68	19,1	82,2	0,64	2,40	1,15	4,3	4,3
739,85	6,15	20,33	18,8	85,6	0,62	2,00	0,99	4,9	5,0
738,85	7,15	18,79	20,3	76,8	0,73	1,60	0,80	6,1	6,3
Média	-	19,30	20,0	80,1	0,70	2,88	1,39	3,9	3,9
CV*(%)	-	4,4	5,2	9,3	11,3	33,5	32,7	32,3	32,3
738,85**	7,15	18,89	14,6	63,2	0,64	1,40	0,68	7,2	7,4

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;

\*\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar.

Tabela 4.27 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 98 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	19,97	19,6	84,8	0,65	4,40	2,04	4,8	4,9
744,85	1,15	18,99	21,3	79,2	0,75	3,90	1,88	5,2	5,3
743,55	2,45	19,14	21,6	81,6	0,74	4,70	2,26	4,3	4,4
742,85	3,15	19,20	20,5	80,9	0,70	4,50	2,15	4,6	4,6
741,85	4,15	19,68	20,2	83,8	0,67	6,20	2,97	3,3	3,4
740,85	5,15	19,04	19,1	75,8	0,70	3,70	1,78	5,5	5,6
739,85	6,15	19,31	18,0	73,2	0,70	3,06	1,49	6,6	6,7
738,85	7,15	18,42	20,4	73,4	0,76	2,70	1,31	7,5	7,6
Média	-	19,22	20,1	79,1	0,71	4,15	1,99	5,2	5,3
CV*(%)	-	2,4	5,8	5,7	5,4	26,2	25,7	25,2	25,2
738,85**	7,15	19,21	14,6	65,8	0,61	2,70	1,31	7,5	7,6

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;

\*\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar.

Tabela 4.28 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 196 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	20,08	19,2	84,9	0,63	1,60	0,76	25,9	26,4
744,85	1,15	19,27	20,9	81,1	0,72	7,70	3,81	5,1	5,2
743,55	2,45	18,35	21,8	74,8	0,81	8,30	3,96	4,9	5,0
742,85	3,15	19,46	20,2	82,8	0,68	5,20	2,47	7,9	8,1
741,85	4,15	19,56	19,9	81,9	0,68	8,20	3,88	5,1	5,2
740,85	5,15	18,77	19,3	73,7	0,72	4,50	2,16	9,1	9,3
739,85	6,15	19,37	18,4	74,8	0,69	3,78	1,85	10,6	10,8
738,85	7,15	18,40	20,3	73,1	0,76	5,20	2,52	7,8	7,9
Média	-	19,16	20,0	78,4	0,71	5,56	2,68	9,6	9,8
CV*(%)	-	3,1	5,3	6,0	7,9	42,6	42,6	72,5	72,5
738,85**	7,15	19,32	14,0	65,1	0,59	0,50	0,24	20,3	20,7

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;

\*\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar.

Tabela 4.29 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CDnat sob tensão confinante de 392 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	19,78	19,3	81,9	0,66	3,80	1,82	21,5	21,9
744,85	1,15	18,86	21,0	77,7	0,76	11,10	5,35	7,3	7,5
743,55	2,45	19,85	21,6	89,2	0,68	11,90	5,72	6,9	7,0
742,85	3,15	19,81	20,2	86,5	0,65	5,60	2,65	14,8	15,1
741,85	4,15	18,53	19,9	71,9	0,77	10,20	4,90	8,0	8,2
740,85	5,15	19,65	19,2	82,2	0,65	2,95	1,42	27,6	28,1
739,85	6,15	19,66	20,1	81,7	0,69	4,70	2,35	16,7	17,0
738,85	7,15	18,72	20,1	75,8	0,73	5,30	2,62	14,9	15,2
Média	-	19,36	20,2	80,9	0,70	6,94	3,35	14,7	15,0
CV*(%)	-	2,8	4,0	6,9	7,1	51,0	50,5	49,9	49,9
738,85**	7,15	18,67	14,0	59,7	0,65	1,70	0,83	47,0	48,0

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;

\*\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar.

Analisando o comportamento das amostras da cota 738,85 m testadas em duas condições distintas para o teor de umidade, uma com o teor de umidade natural *in situ* (umidade de compactação) e outra após secagem ao ar, percebeu-se que os valores dos módulos obtidos nos ensaios triaxiais para os corpos-de-prova moldados a partir da amostra seca ao ar foram sempre superiores aos valores dos módulos obtidos para os corpos-de-prova moldados da amostra com teor de umidade natural *in situ*.

A Figura 4.50 reúne os valores dos módulos de elasticidade de Young apresentados anteriormente nas Tabelas 4.26 a 4.29 para todas as tensões confinantes no perfil. Embora a Figura 4.50 apresente os valores do módulo no perfil, a representação não corresponde as tensões *in situ*, visto que todas as amostras dos blocos indeformados foram retiradas quando da construção do aterro. As cotas do aterro na época da coleta foram apresentadas na Tabela 3.1 e as tensões devido ao peso próprio do aterro sobre os blocos foram apresentadas nas Tabelas 4.12 e 4.15, onde percebeu-se que a ordem de grandeza do efeito da compactação, representada como a tensão de pré-adensamento, foi bem superior a do peso próprio do aterro executado sobre os blocos indeformados até o momento da retirada destes.

Analisando a Figura 4.50 percebeu-se que o valor do módulo aumentou com a tensão confinante. O comportamento foi coerente analisando que as deformações são concêntricas num espaço do corpo-de-prova que é finito e que ao se adensar permitindo a drenagem interna vai reduzindo seus vazios e aumentando a sua resistência. Foi percebida uma maior variação nos valores dos módulos para os CPs da cota 745,75 m nas tensões confinantes de 196 kPa e 392 kPa, e para o CP da cota 740,85 m na tensão confinante de 392 kPa. A explicação está no índice de vazios inicial dos CPs com valores baixos entre 0,63 e 0,66 em relação aos demais.

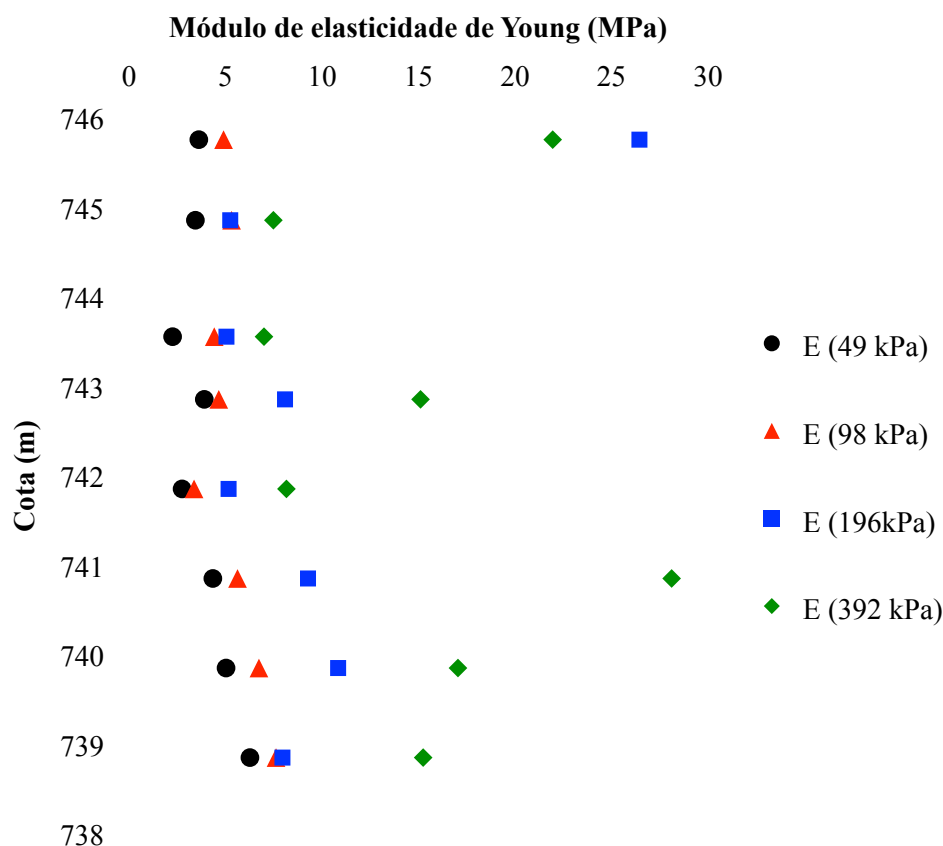


Figura 4.50 - Módulo de elasticidade de Young obtidos a partir da compressão isotrópica do ensaio CDnat das amostras estudadas no perfil.

As Tabelas 4.30 a 4.33 apresentam os valores dos módulos de elasticidade de Young (E) determinados a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico ( $E_{vol}$ ), obtido na fase de adensamento isotrópico drenado dos ensaios triaxiais CUnat, usando fórmula da Teoria da Elasticidade. Os ensaios CUnat foram realizados para as tensões confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 588 kPa. Excepcionalmente para as amostras da cota 739,85 m foram utilizadas as tensões confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 392 kPa.

Os corpos-de-prova ensaiados foram moldados a partir dos blocos de amostra indeformada na posição convencional ou vertical.

Tabela 4.30 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 49 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	19,14	20,1	77,4	0,73	3,80	1,88	2,6	2,7
744,85	1,15	18,96	20,6	77,6	0,74	4,90	2,41	2,0	2,1
743,55	2,45	16,47	22,4	60,6	1,03	5,80	2,79	1,8	1,8
742,85	3,15	19,61	20,6	85,5	0,67	3,20	1,54	3,2	3,2
741,85	4,15	20,06	20,0	87,4	0,64	2,60	1,26	3,9	4,0
740,85	5,15	18,64	20,6	75,4	0,76	2,90	1,40	3,5	3,6
739,85	6,15	19,74	18,9	79,6	0,67	0,60	0,29	16,6	17,0
738,85	7,15	19,01	19,0	76,0	0,69	2,00	0,97	5,0	5,2
Média	-	18,95	20,3	77,4	0,74	3,23	1,57	4,8	4,9
CV*(%)	-	5,8	5,4	10,5	16,8	50,6	50,6	101,0	101,0

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %

Tabela 4.31 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 98 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	19,00	20,1	76,2	0,74	4,8	2,42	4,0	4,1
744,85	1,15	19,65	20,0	83,2	0,67	4,7	2,33	4,2	4,3
743,55	2,45	16,86	22,3	63,2	0,98	8,1	4,01	2,4	2,5
742,85	3,15	19,13	20,6	80,3	0,71	8,4	4,14	2,4	2,4
741,85	4,15	16,52	21,0	58,3	1,01	6,4	3,10	3,2	3,2
740,85	5,15	18,54	20,6	74,5	0,76	1,6	0,79	12,5	12,7
739,85	6,15	20,09	19,2	84,2	0,65	7,3	3,60	2,7	2,8
738,85	7,15	19,37	18,4	78,3	0,65	5	2,51	3,9	4,0
Média	-	18,65	20,3	74,8	0,77	5,79	2,86	4,4	4,5
CV*(%)	-	6,9	5,8	12,5	18,7	38,7	38,4	75,5	75,5

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %

Tabela 4.32 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 196 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	19,05	19,7	75,7	0,73	10,70	5,26	3,7	3,8
744,85	1,15	19,11	20,2	78,0	0,72	7,20	3,49	5,6	5,7
743,55	2,45	17,53	22,2	68,4	0,91	7,10	3,44	5,7	5,8
742,85	3,15	18,55	19,7	72,5	0,75	5,40	2,65	7,4	7,6
741,85	4,15	19,36	19,9	79,9	0,70	8,60	4,25	4,6	4,7
740,85	5,15	18,31	19,8	70,5	0,78	10,60	5,23	3,7	3,8
739,85	6,15	19,78	18,9	80,1	0,67	4,70	2,28	8,6	8,8
738,85	7,15	18,69	19,2	73,3	0,72	3,20	1,57	12,5	12,7
Média	-	18,80	20,0	74,8	0,75	7,19	3,52	6,5	6,6
CV*(%)	-	3,7	5,0	5,8	9,7	37,7	38,1	45,5	45,5

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %

Tabela 4.33 – Módulo de elasticidade de Young a partir da conversão do módulo de elasticidade volumétrico obtido no adensamento isotrópico do ensaio CUnat sob tensão confinante de 588 kPa, utilizando amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\epsilon_v$ (%)	$E_{vol}$ (MPa)	E (MPa)
745,75	0,25	19,62	19,7	81,3	0,68	12,70	6,37	9,2	9,4
744,85	1,15	18,52	18,7	69,1	0,75	12,20	5,99	9,8	10,0
743,55	2,45	17,72	22,4	70,2	0,89	20,80	10,32	5,7	5,8
742,85	3,15	19,32	20,7	82,4	0,69	9,50	4,62	12,7	13,0
741,85	4,15	19,44	19,5	79,6	0,69	13,60	6,53	9,0	9,2
740,85	5,15	18,87	20,6	77,6	0,73	11,70	5,70	10,3	10,5
739,85	6,15	20,02	18,9	82,7	0,65	5,20**	2,56**	23,0**	23,4**
738,85	7,15	18,72	19,4	74,0	0,72	16,90	8,27	7,1	7,3
Média	-	19,03	20,0	77,1	0,73	12,83	6,29	10,9	11,1
CV*(%)	-	3,8	6,0	7,0	10,2	36,3	36,7	49,1	49,1

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %.

\*\* Em exceção, os parâmetros referentes a cota 739,85 m foram obtidos para uma tensão confinante de 392 kPa.

A Figura 4.51 reúne os valores dos módulos de elasticidade de Young apresentados anteriormente nas Tabelas 4.30 a 4.33 para todas as tensões confinantes no perfil.

Embora a Figura 4.51 apresente os valores do módulo no perfil, a representação não corresponde as tensões *in situ*, visto que todas as amostras dos blocos indeformados foram retiradas quando da construção do aterro. As cotas do aterro na época da coleta foram apresentadas na Tabela 3.1 e as tensões devido ao peso próprio do aterro sobre os blocos foram apresentadas nas Tabelas 4.12 e 4.15, onde percebeu-se que a ordem de grandeza do

efeito da compactação, representada como a tensão de pré-adensamento, foi bem superior ao do peso próprio do aterro executado sobre os blocos indeformados até o momento da retirada destes.

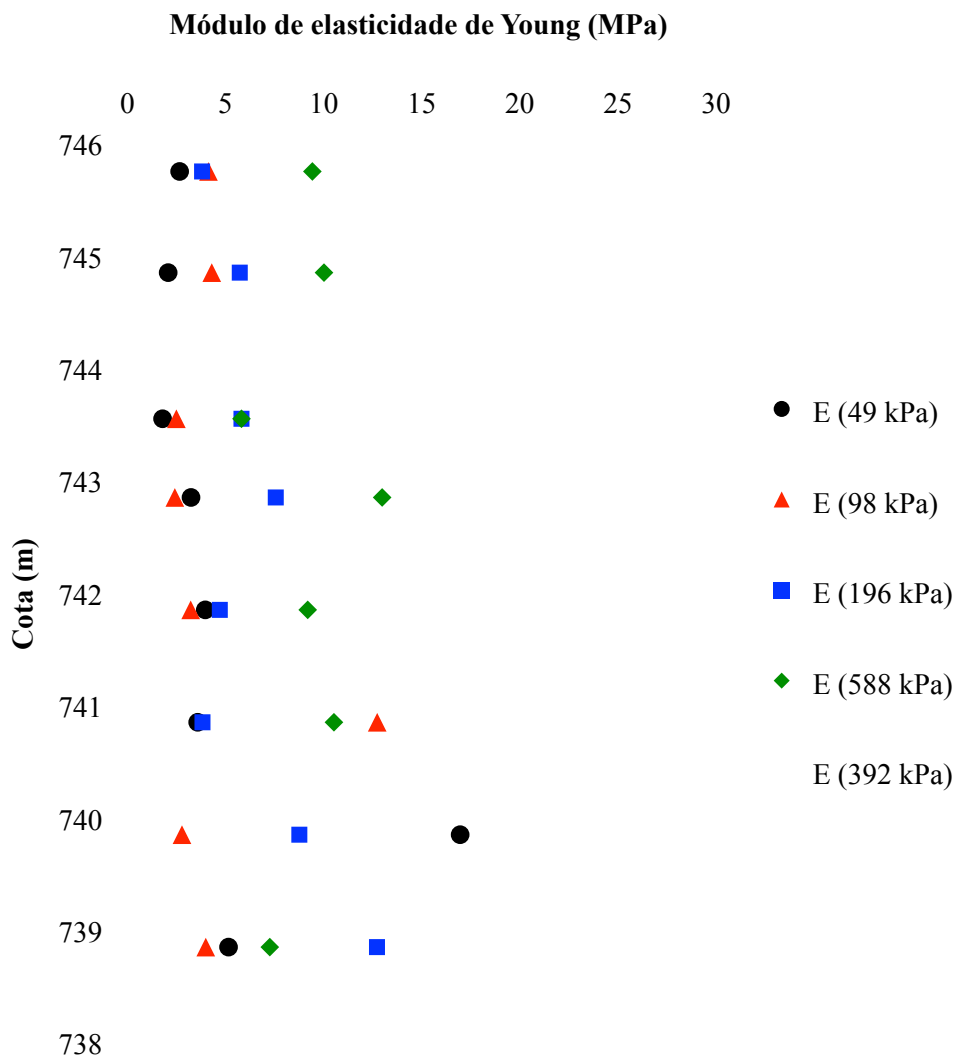


Figura 4.51 - Módulos de elasticidade de Young obtidos a partir da compressão isotrópica do ensaio CUnat das amostras estudadas no perfil.

Analisando a Figura 4.51 percebeu-se que da mesma forma que ocorreu no adensamento do ensaio triaxial CDnat o valor do módulo aumentou com a tensão confinante.



#### 4.7.5 Módulo de elasticidade de Young (E) obtido a partir da compressão confinada

O comportamento das curvas de tensão-deformação que são apresentadas neste item indicam dois trechos iniciais distintos (comportamento bi-linear) de tal forma que determinando-se os módulos secantes  $E_{s25\%}$  e  $E_{s50\%}$  da forma convencional partindo da origem até ponto da curva referente a 25% e a 50% da tensão de ruptura respectivamente são obtidos valores não condizentes com o real comportamento do material submetido ao carregamento, visto a grande dispersão da reta do módulo à trajetória da curva tensão-deformação para a grande maioria dos casos.

Desta forma, pelas peculiaridades das curvas tensão-deformação para o solo deste estudo resolveu-se trabalhar com o módulo tangente inicial ( $E_{ti}$ ), o módulo tangente a 25% da carga de ruptura ( $E_{t25\%}$ ) e o módulo tangente a 50% da carga de ruptura ( $E_{t50\%}$ ).

Para não depender de determinações gráficas para o módulo tangente, sujeitas à imprecisões, foi determinado o módulo secante nos segmentos que continham os valores de tensão igual à 25% e 50% da tensão ruptura. Por se tratar de um segmento estreito (pequenas deformações), neste caso o módulo secante tende ao módulo tangente nos pontos da curva à 25% e 50% da tensão de ruptura, e desta forma foram considerados e determinados neste trabalho.

As Tabelas 4.34 a 4.37 e as Figuras 4.52 a 4.55 apresentam os módulos de elasticidade de Young tangentes iniciais ( $E_{ti}$ ) e tangentes à 25% da tensão de ruptura ( $E_{t25\%}$ ) e à 50% da tensão de ruptura ( $E_{t50\%}$ ), determinados utilizando as curvas tensão-deformação ( $\sigma_1-\sigma_3$  versus  $\epsilon$ ) obtidas a partir dos ensaios de compressão triaxial CDnat realizados para as tensões confinantes utilizadas de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 392 kPa.

As análises dos resultados foram feitas após a apresentação das referidas tabelas e gráficos para todas as tensões confinantes.

Tabela 4.34 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 49 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	20,22	19,3	86,7	0,63	2,90	590	7	107	11	10
744,85	1,15	18,71	20,9	75,8	0,77	3,00	392	9	195	44	20
743,55	2,45	19,12	21,9	82,1	0,74	4,60	403	9	178	11	3
742,85	3,15	19,79	20,3	86,6	0,65	2,70	457	3	422	(422)	53
741,85	4,15	17,81	19,4	64,8	0,84	3,80	405	5	308	(308)	28
740,85	5,15	19,68	19,1	82,2	0,64	2,40	471	6	112	29	9
739,85	6,15	20,33	18,8	85,6	0,62	2,00	504	9	58	45	7
738,85	7,15	18,79	20,3	76,8	0,73	1,60	398	3	72	69	40
Média	-	19,30	20,0	80,1	0,70	2,88	453	6	181	35	21
CV (%)	-	4,4	5,2	9,3	11,3	33,5	15,2	41,2	69,6	64,7	83,9
738,85*	7,15	18,89	14,6	63,2	0,64	1,40	1696	2	243	156	128

\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar

Nota: 1) CV = Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %; 2) Resultados de  $E_{t25\%} = E_{ti}$  (entre parenteses) foram excluídos da média e do CV.

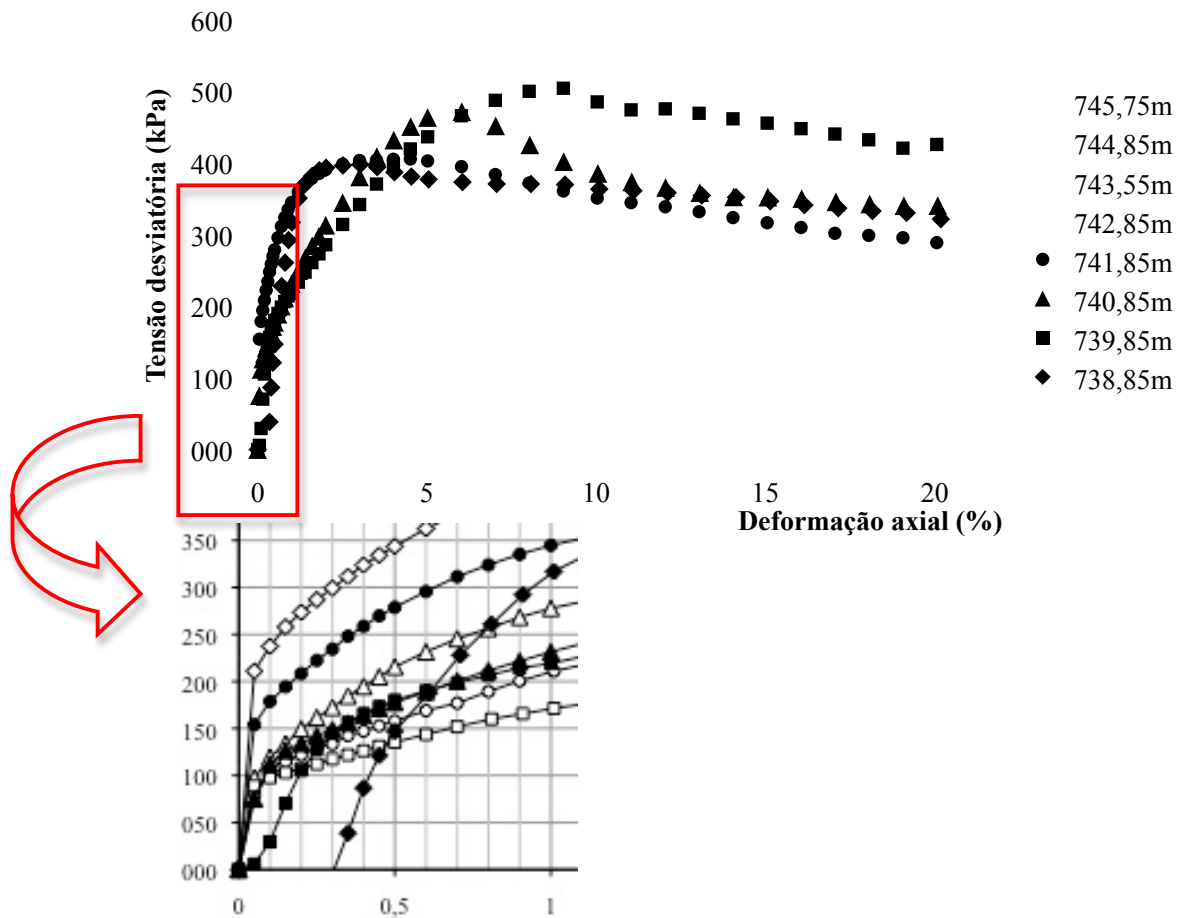


Figura 4.52 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para  $\sigma_3 = 49$  kPa e detalhe ampliado da origem

Tabela 4.35 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 98 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	19,97	19,6	84,8	0,65	4,40	638	10	251	24	16
744,85	1,15	18,99	21,3	79,2	0,75	3,90	460	17	257	(257)	11
743,55	2,45	19,14	21,6	81,6	0,74	4,70	547	19	243	5	4
742,85	3,15	19,20	20,5	80,9	0,70	4,50	489	12	398	(398)	39
741,85	4,15	19,68	20,2	83,8	0,67	6,20	642	11	163	15	5
740,85	5,15	19,04	19,1	75,8	0,70	3,70	726	5	263	58	39
739,85	6,15	19,31	18,0	73,2	0,70	3,06	753	12	191	41	15
738,85	7,15	18,42	20,4	73,4	0,76	2,70	482	13	130	57	36
Média	-	19,22	20,1	79,1	0,71	4,15	592	12	237	33	21
CV (%)	-	2,4	5,8	5,7	5,4	26,2	19,2	34,5	34,3	66,5	72,6
738,85*	7,15	19,21	14,6	65,8	0,61	2,70	1965	2	639	239	193

\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar

Nota: 1) CV = Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %; 2) Resultados de  $E_{t25\%} = E_{ti}$  (entre parenteses) foram excluídos da média e do CV.

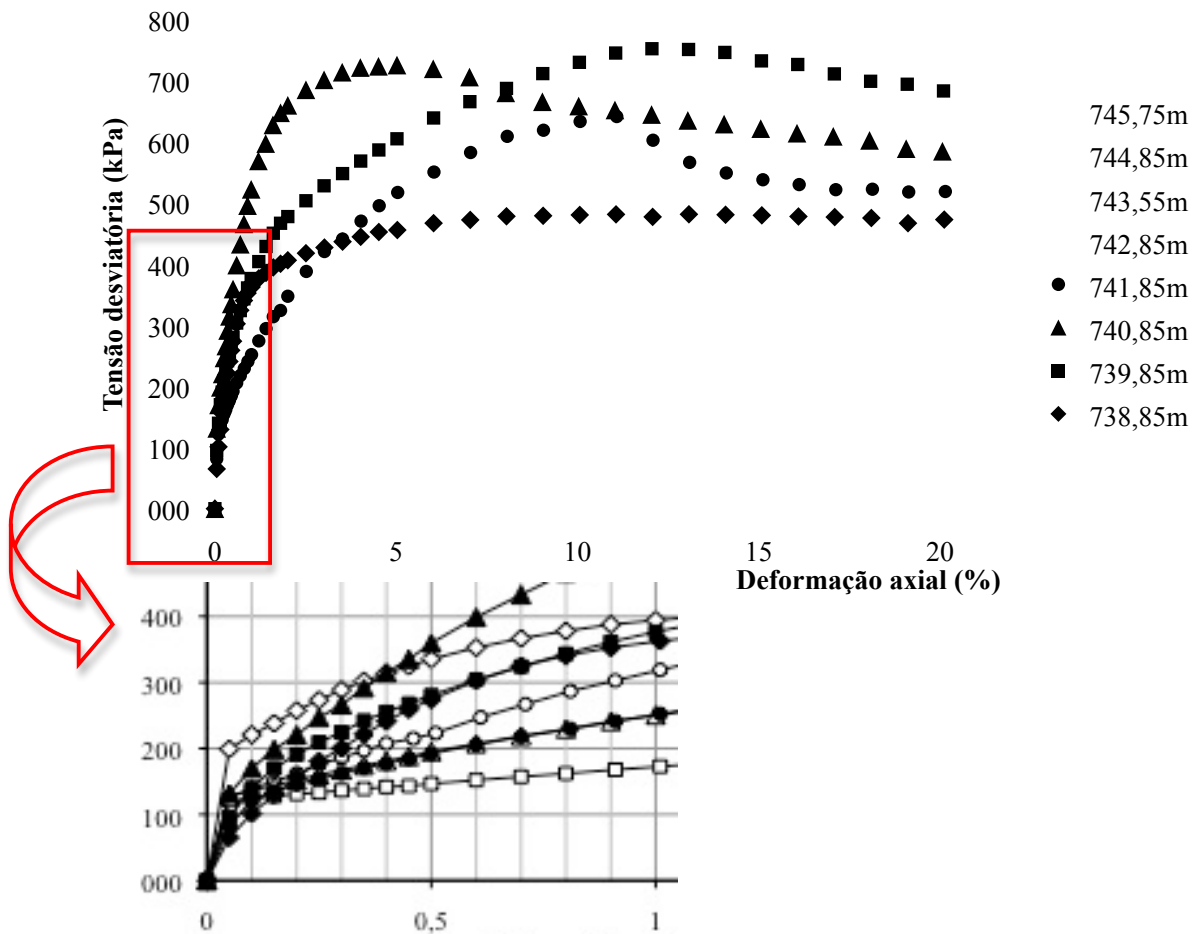


Figura 4.53 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para  $\sigma_3 = 98$  kPa e detalhe ampliado da origem

Tabela 4.36 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 196 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	20,08	19,2	84,9	0,63	1,60	773	13	268	25	20
744,85	1,15	19,27	20,9	81,1	0,72	7,70	646	13	135	36	12
743,55	2,45	18,35	21,8	74,8	0,81	8,30	614	16	226	9	6
742,85	3,15	19,46	20,2	82,8	0,68	5,20	693	12	149	47	35
741,85	4,15	19,56	19,9	81,9	0,68	8,20	941	16	188	22	15
740,85	5,15	18,77	19,3	73,7	0,72	4,50	960	12	162	89	42
739,85	6,15	19,37	18,4	74,8	0,69	3,78	888	15	310	32	13
738,85	7,15	18,40	20,3	73,1	0,76	5,20	630	19	68	51	14
Média	-	19,16	20,0	78,4	0,71	5,56	768	15	188	39	20
CV (%)	-	3,1	5,3	6,0	7,9	42,6	18,7	16,9	41,1	63,0	63,5
738,85*	7,15	19,32	14,0	65,1	0,59	0,50	2147	4	243	260	165

\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar

Nota: CV = Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %.

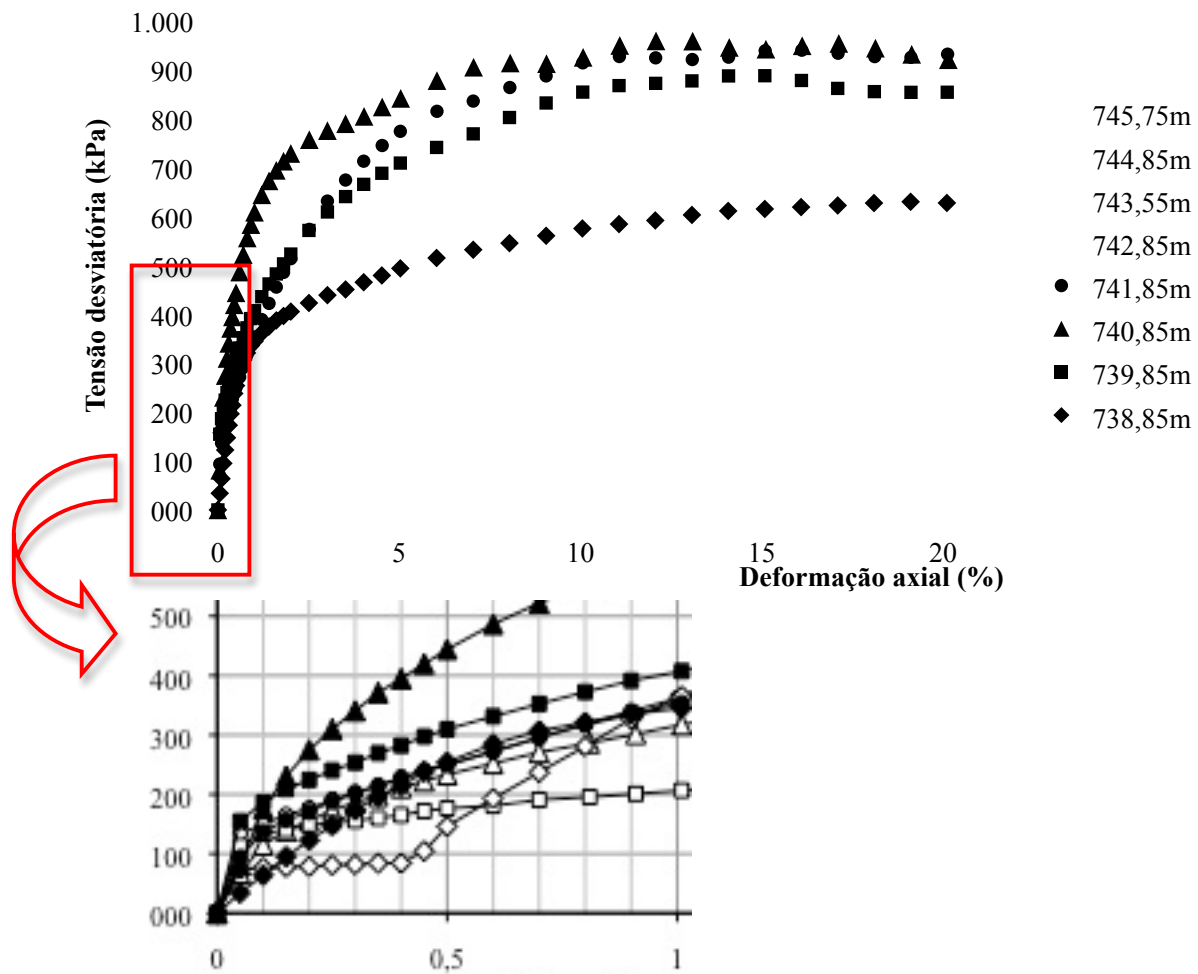


Figura 4.54 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para  $\sigma_3 = 196$  kPa e detalhe ampliado da origem

Tabela 4.37 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CDnat para tensão confinante 392 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	19,78	19,3	81,9	0,66	3,80	1143	15	77	61	28
744,85	1,15	18,86	21,0	77,7	0,76	11,10	1061	20	191	40	10
743,55	2,45	19,85	21,6	89,2	0,68	11,90	1235	10	187	27	23
742,85	3,15	19,81	20,2	86,5	0,65	5,60	1112	13	134	55	35
741,85	4,15	18,53	19,9	71,9	0,77	10,20	1099	19	51	16	7
740,85	5,15	19,65	19,2	82,2	0,65	2,95	1179	14	83	40	28
739,85	6,15	19,66	20,1	81,7	0,69	4,70	1203	13	67	17	13
738,85	7,15	18,72	20,1	75,8	0,73	5,30	1145	20	316	56	15
Média	-	19,36	20,2	80,9	0,70	6,94	1147	16	138	39	20
CV (%)	-	2,8	4,0	6,9	7,1	51,0	5,0	24,2	64,9	45,7	50,2
738,85*	7,15	18,67	14,0	59,7	0,65	1,70	2240	7	233	221	109

\* Ensaio repetido após a perda de umidade por secagem do bloco ao ar

Nota: CV = Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %.

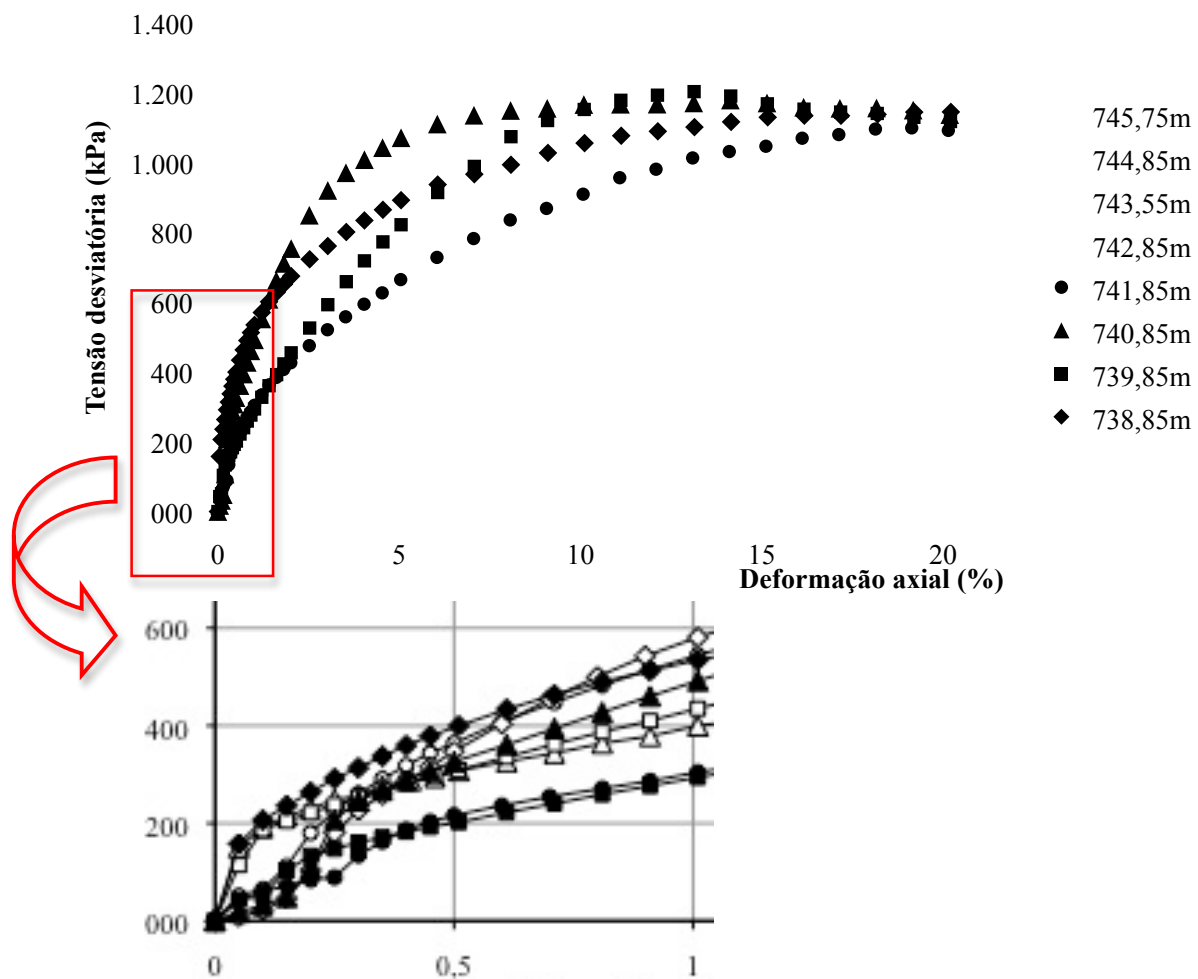


Figura 4.55 - Curva tensão-deformação do ensaio CDnat para  $\sigma_3 = 392$  kPa e detalhe ampliado da origem

De maneira geral, a forma das curvas tensão-deformação para o ensaio com tensão confinante de 49 kPa e de 98 kPa apresentaram picos seguidos de queda de resistência, semelhante ao comportamento usual de solos pré-adensados. Segundo Pinto (2002) o comportamento das argilas confinadas a tensões significativamente menores do que a tensão de pré-adensamento (OCR superior a 4) é bastante semelhante ao das areias compactadas apresentando acréscimos mais rápidos da tensão axial, resistência de pico para pequenas deformações específicas, queda da resistência após ter sido atingido o valor máximo e aumento de volume durante o processo de cisalhamento.

Ampliando-se todos os gráficos na região da origem percebeu-se dois tipos de comportamento das curvas tensão-deformação: um inicial retilíneo bem íngreme que ocorreu para baixas deformações e um outro posterior, após uma inflexão da curva, também retilíneo ou quase-retilíneo que desenvolve-se até iniciar a plastificação do solo que é seguida do ponto máximo (pico) ou de ruptura.

De maneira geral os pontos de inflexão das curvas tensão-deformação, para a tensão confinante de 49 kPa, ficaram em torno de 100 kPa (ver Figura 4.52) e para a tensão confinante de 98 kPa ficaram em torno de 120 kPa (ver Figura 4.53).

Já para confinante de 196 kPa, de forma geral os pontos de inflexão das curvas tensão-deformação ficaram em torno de 150 kPa (ver Figura 4.54) e para a tensão confinante de 392 kPa, em torno de 180 kPa e de 220 kPa (ver Figura 4.55). Notou-se que com o aumento do valor da tensão confinante houve um aumento da tensão correspondente ao ponto de inflexão das curva tensão-deformação. Atribui-se este comportamento de maior rigidez inicial como consequência da tensão de pré-adensamento do solo e da compressão isotrópica na fase de adensamento do ensaio triaxial.

Com o aumento da tensão confinante para 392 kPa, valor próximo ou superior ao da tensão de pré-adensamento, o comportamento das curvas tornaram-se mais semelhantes (ver Figura 4.55). Este comportamento também foi notado nos resultados obtidos nos ensaios oedométricos e ensaios triaxiais tipo  $K_0$  para tensões superiores a de pré-adensamento, como já mostrado anteriormente.

Os valores dos módulos de Young referentes à cota 738,50 m obtidos dos CPs moldados no bloco seco ao ar, apresentados na última linha das Tabelas 4.34 a 4.37, foram bem superiores aos demais obtidos para os CPs moldados na umidade de compactação devido ao aumento da sucção nas amostras retiradas do bloco seco ao ar.

As Figuras 4.55 a 4.58 apresentam os valores dos módulos  $E_{ti}$ ,  $E_{t25\%}$  e  $E_{t50\%}$  no perfil para cada tensão confinante utilizada no ensaio triaxial. Cabe salientar, que embora as figuras

apresentem os valores do módulo no perfil, a representação não corresponde as tensões *in situ*.

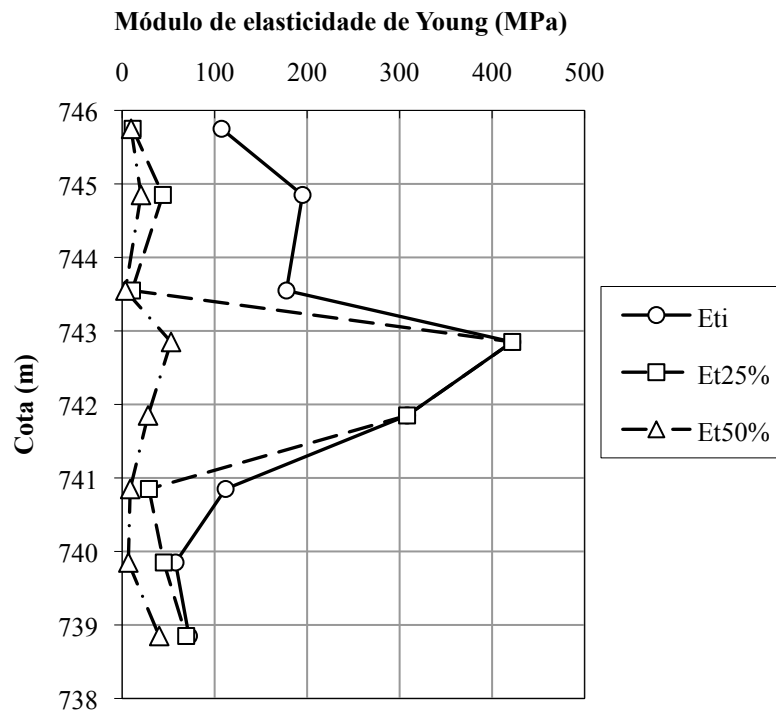


Figura 4.56 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 49 kPa para as amostras do perfil.

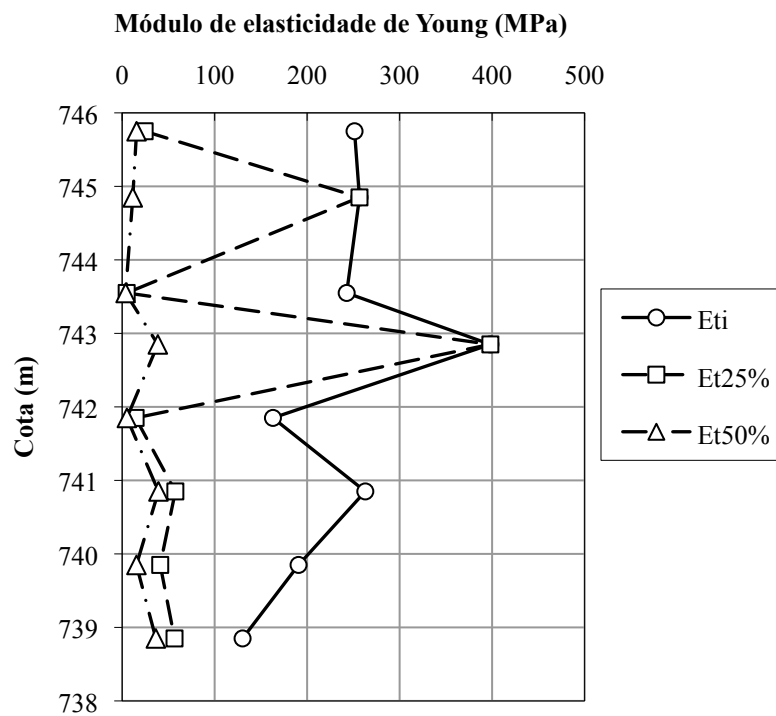


Figura 4.57 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 98 kPa para as amostras do perfil.

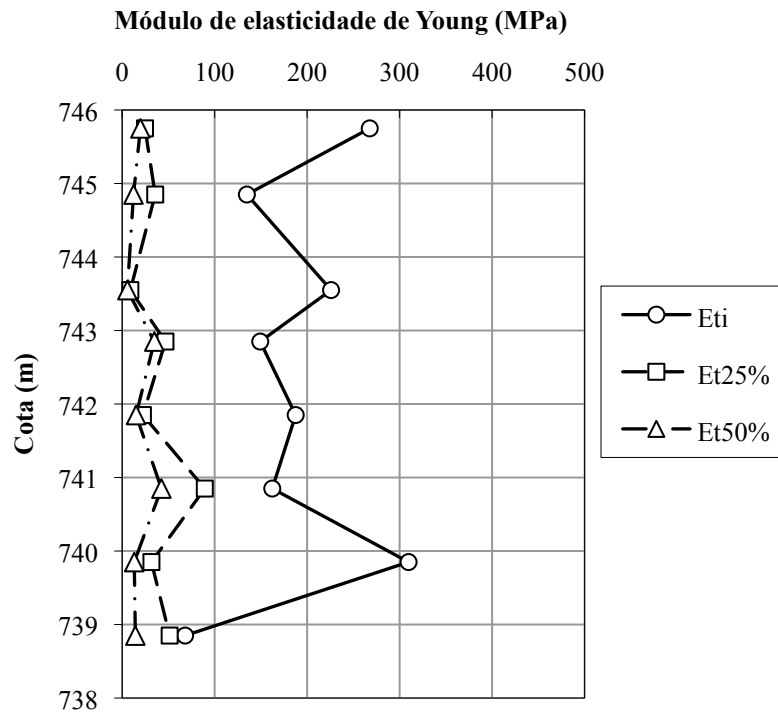


Figura 4.58 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 196 kPa para as amostras do perfil.

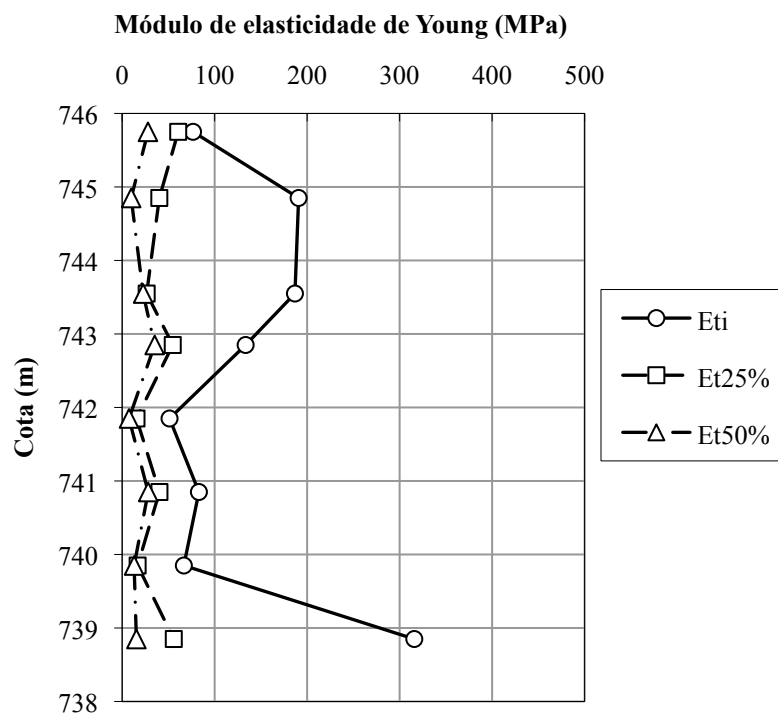


Figura 4.59 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CDnat com confinante de 392 kPa para as amostras do perfil.

De forma geral, percebeu-se que os valores dos módulos de elasticidade de Young foram diminuindo conforme o aumento do nível de tensões ( $E_{ti} > E_{t25\%} > E_{t50\%}$ ).



Analisando os valores dos módulos de Young tangentes iniciais obtidos sob a mesma tensão confinante, de maneira geral, observou-se que seus valores foram elevados e correspondem a um nível baixo de deformação.

Ocorreu algumas vezes, para os ensaios realizados com baixas tensões confinantes (49 kPa e 98 kPa), do valor do módulo tangente à 25% da tensão de ruptura ( $E_{t25\%}$ ) ser igual ao valor do módulo tangente inicial ( $E_{ti}$ ) que apresentou valores muito elevados em relação aos valores de  $E_{t25\%}$  e  $E_{t50\%}$ . Isto demonstra a necessidade de prudência no uso de  $E_{t25\%}$  para o solo em estudo para não incorrer em erros.

Percebeu-se que, de uma forma geral, os valores de  $E_{t50\%}$  variaram muito entre si. Entretanto bem menos que  $E_{ti}$  e  $E_{t25\%}$ . Desta forma, a Figura 4.60 apresenta os valores de  $E_{t50\%}$ , eleito como mais representativo, em todas as tensões confinantes utilizadas nos ensaios triaxiais CDnat.

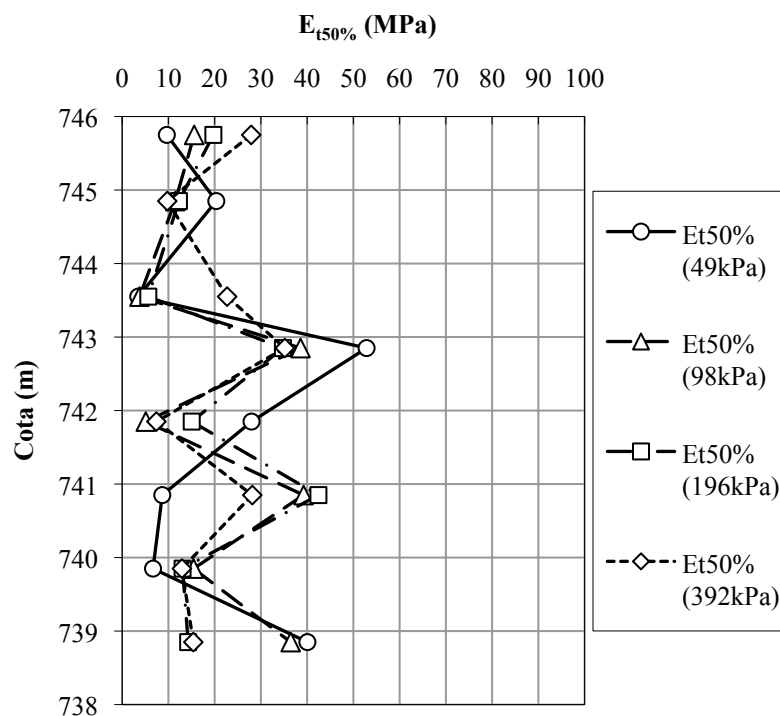


Figura 4.60 - Módulos de Young à 50% da tensão de ruptura, obtidos na compressão triaxial com confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 392 kPa do ensaio CDnat

A Tabela 4.38 a 4.41 e as Figuras 4.61 a 4.64 apresentam os módulos de elasticidade de Young tangentes iniciais ( $E_{ti}$ ) e tangentes à 25% da tensão de ruptura ( $E_{t25\%}$ ) e à 50% da tensão de ruptura ( $E_{t50\%}$ ), determinados utilizando as curvas tensão-deformação ( $\sigma_1 - \sigma_3$  versus  $\epsilon$ ) obtidas a partir dos ensaios de compressão triaxial CUnat realizados para as tensões confinantes utilizadas de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 588 kPa.

Tabela 4.38 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUat para tensão confinante 49 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	19,14	20,1	77,4	0,73	3,80	440	9	103	73	27
744,85	1,15	18,96	20,6	77,6	0,74	4,90	476	8	59	38	23
743,55	2,45	16,47	22,4	60,6	1,03	5,80	86	14	73	(73)	20
742,85	3,15	19,61	20,6	85,5	0,67	3,20	104	3	21	(21)	3
741,85	4,15	20,06	20,0	87,4	0,64	2,60	130	5	20	(20)	8
740,85	5,15	18,64	20,6	75,4	0,76	2,90	130	7	30	(30)	12
739,85	6,15	19,74	18,9	79,6	0,67	0,60	608	5	43	20	24
738,85	7,15	19,01	19,0	76,0	0,69	2,00	404	20	76	(76)	51
Média	-	18,95	20,3	77,4	0,74	3,23	297	9	53	44	21
CV*(%)	-	5,8	5,4	10,5	16,8	50,6	69,5	62,8	55,9	61,6	68,9

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;  
 Nota: Resultados de  $E_{t25\%} = E_{ti}$  (entre parenteses) foram excluídos da média e do CV.

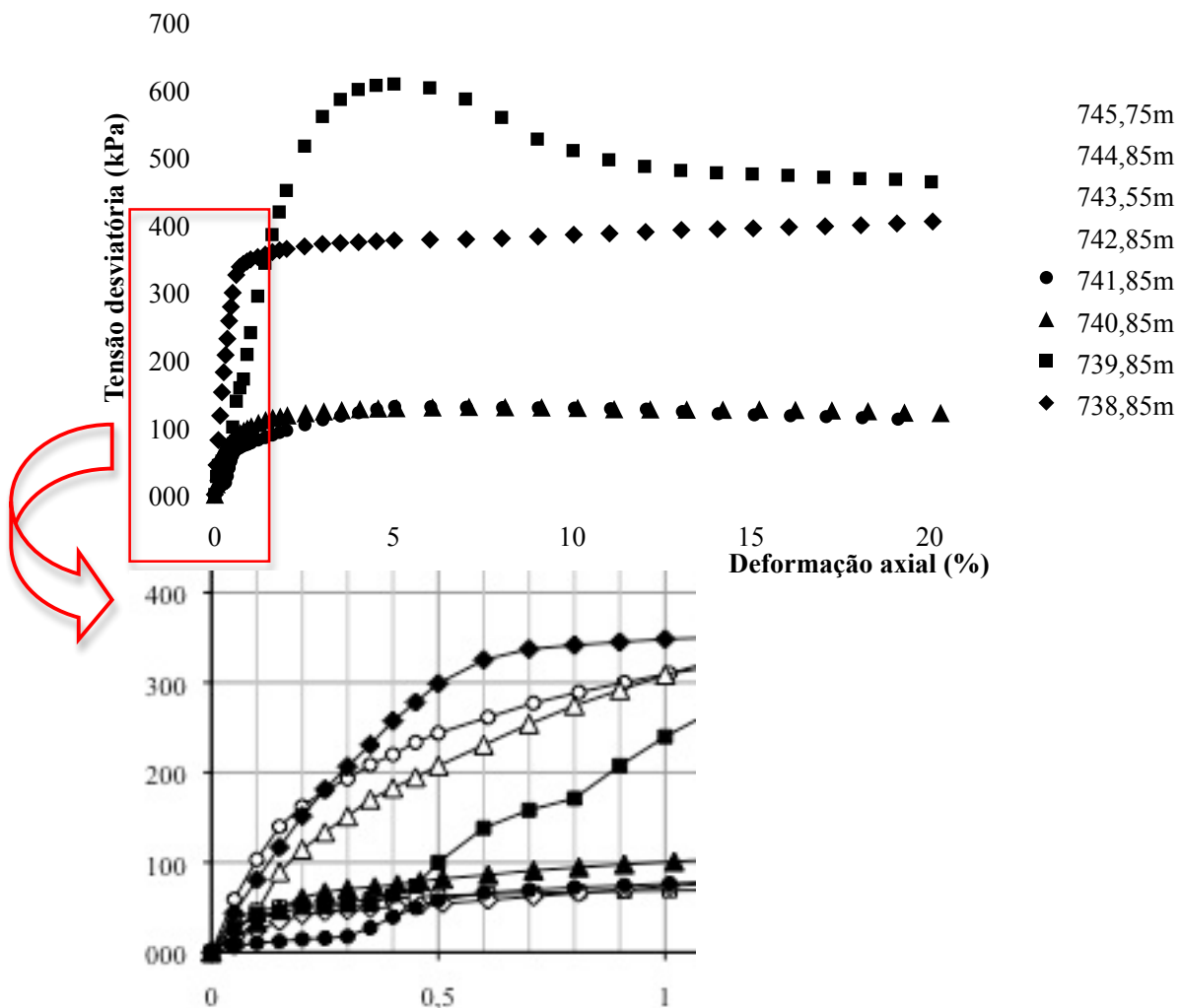


Figura 4.61 - Curva tensão-deformação do ensaio CUat para  $\sigma_3 = 49$  kPa e detalhe ampliado da origem

Tabela 4.39 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUnat para tensão confinante 98 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	19,00	20,1	76,2	0,74	4,80	534	14	90	(90)	31
744,85	1,15	19,65	20,0	83,2	0,67	4,70	620	13	69	47	15
743,55	2,45	16,86	22,3	63,2	0,98	8,10	116	18	29	(29)	4
742,85	3,15	19,13	20,6	80,3	0,71	8,40	128	16	27	(27)	9
741,85	4,15	16,52	21,0	58,3	1,01	6,40	399	18	96	(96)	19
740,85	5,15	18,54	20,6	74,5	0,76	1,60	447	10	110	37	21
739,85	6,15	20,09	19,2	84,2	0,65	7,30	553	12	78	19	7
738,85	7,15	19,37	18,4	78,3	0,65	5,00	621	15	240	29	29
Média	-	18,65	20,3	74,8	0,77	5,79	427	15	92	33	17
CV*(%)	-	6,9	5,8	12,5	18,7	38,7	47,6	19,3	72,0	37,1	59,7

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;  
 Nota: Resultados de  $E_{t25\%} = E_{ti}$  (entre parenteses) foram excluídos da média e do CV.

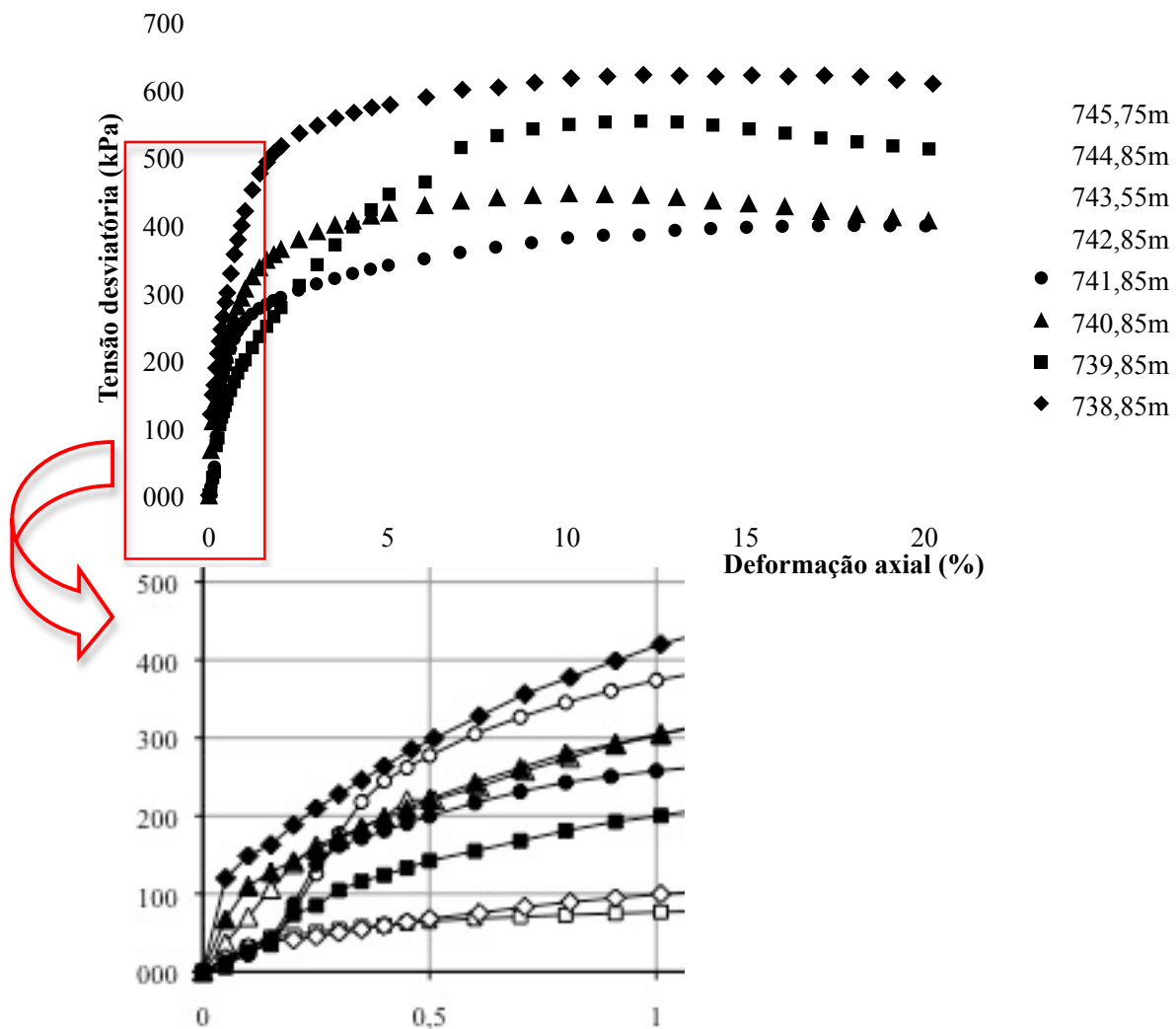


Figura 4.62 - Curva tensão-deformação do ensaio CUnat para  $\sigma_3 = 98$  kPa e detalhe ampliado da origem

Tabela 4.40 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUnat para tensão confinante 196 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	19,05	19,7	75,7	0,73	10,70	800	17	76	54	24
744,85	1,15	19,11	20,2	78,0	0,72	7,20	741	10	89	(89)	26
743,55	2,45	17,53	22,2	68,4	0,91	7,10	466	17	140	(140)	10
742,85	3,15	18,55	19,7	72,5	0,75	5,40	664	13	123	(123)	18
741,85	4,15	19,36	19,9	79,9	0,70	8,60	637	14	113	(113)	5
740,85	5,15	18,31	19,8	70,5	0,78	10,60	717	14	102	46	22
739,85	6,15	19,78	18,9	80,1	0,67	4,70	755	8	126	42	17
738,85	7,15	18,69	19,2	73,3	0,72	3,20	681	13	89	(89)	23
Média	-	18,80	20,0	74,8	0,75	7,19	683	13	107	47	18
CV*(%)	-	3,7	5,0	5,8	9,7	37,7	15,0	23,3	20,7	13,2	40,1

\* Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;  
 Nota: Resultados de  $E_{t25\%} = E_{ti}$  (entre parenteses) foram excluídos da média e do CV.

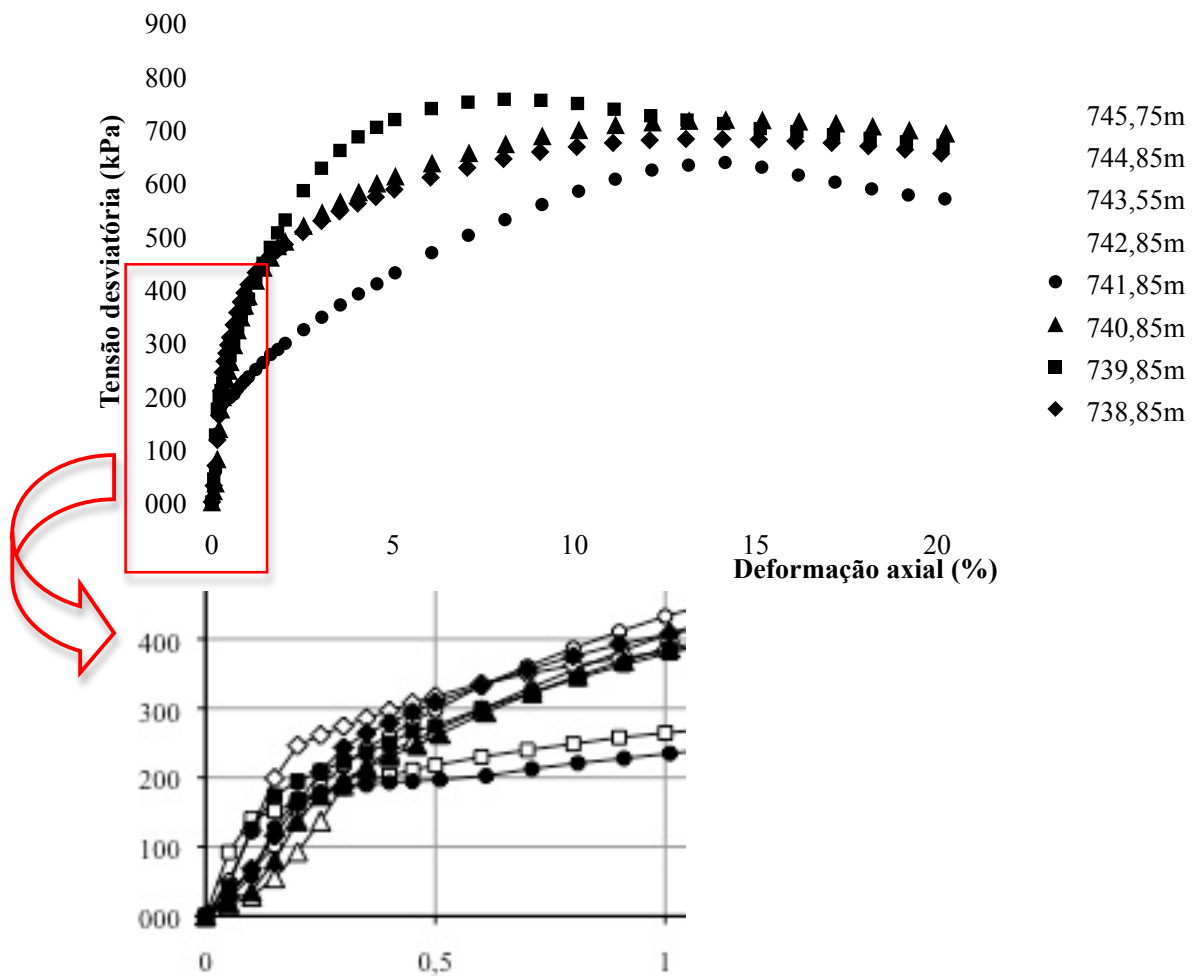


Figura 4.63 - Curva tensão-deformação do ensaio CUnat para  $\sigma_3 = 196$  kPa e detalhe ampliado da origem

Tabela 4.41 – Módulos de elasticidade de Young obtidos no ensaio CUnat para tensão confinante 588 kPa a partir de amostras retiradas dos blocos indeformados.

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	w (%)	S (%)	$e_0$	$-\Delta v$ (cm <sup>3</sup> )	$\Delta\sigma'_{Rup}$ (kPa)	$\epsilon_{Rup}$ (%)	$E_{ti}$ (MPa)	$E_{t25\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)
745,75	0,25	19,62	19,7	81,3	0,68	12,70	1381	19	103	(103)	20
744,85	1,15	18,52	18,7	69,1	0,75	12,20	1274	16	150	32	14
743,55	2,45	17,72	22,4	70,2	0,89	20,80	1130	16	112	23	11
742,85	3,15	19,32	20,7	82,4	0,69	9,50	1269	17	135	44	25
741,85	4,15	19,44	19,5	79,6	0,69	13,60	1334	13	33	(33)	17
740,85	5,15	18,87	20,6	77,6	0,73	11,70	1251	21	103	21	15
739,85*	6,15	20,02	18,9	82,7	0,65	5,20	1071	15	101*	43*	25*
738,85	7,15	18,72	19,4	74,0	0,72	16,90	1096	20	149	16	13
Média	-	19,03	20,0	77,1	0,73	12,83	1226	17	111	30	17
CV (%)	-	3,8	6,0	7,0	10,2	36,3	9,3	15,1	33,9	39,7	30,8

\* A amostra referente à cota 739,85 m, à exceção foi ensaiada com tensão confinante 392 kPa  
 Nota: 1) Coeficiente de variação dado pela relação entre o desvio padrão e a média, em %;  
 2) Resultados de  $E_{t25\%} = E_{ti}$  (entre parenteses) foram excluídos da média e do CV.

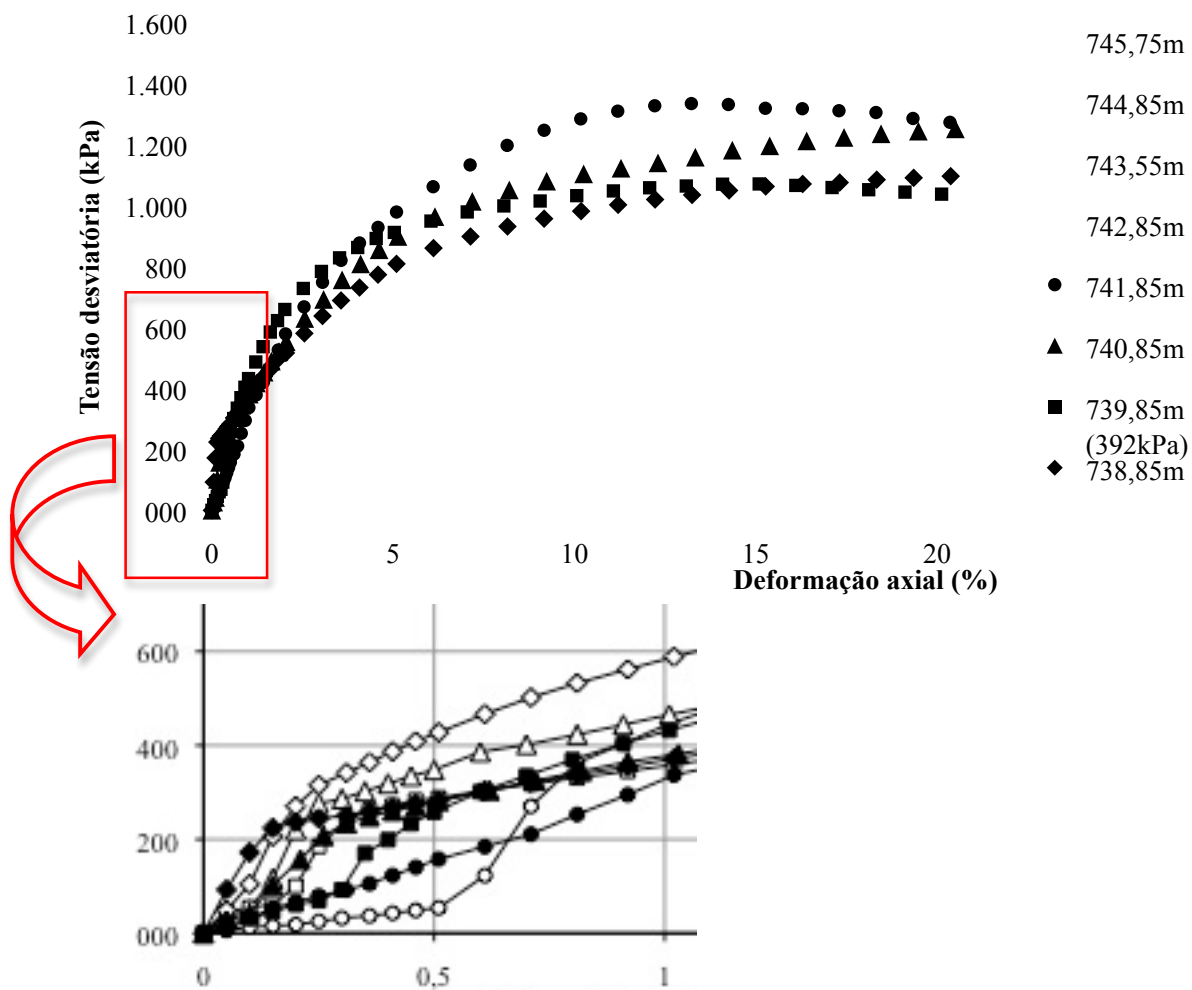


Figura 4.64 - Curva tensão-deformação do ensaio CUnat para  $\sigma_3 = 588$  kPa e detalhe ampliado da origem

Analisando os resultados do ensaio triaxial CUnat, percebeu-se que ao ampliar os gráficos das curvas tensão-deformação na região da origem foi possível identificar, assim como nos resultados dos ensaios triaxiais CDnat, dois tipos de comportamento: um inicial retilíneo e bem íngreme que ocorreu para baixas deformações e um outro posterior, após uma inflexão da curva, também retilíneo ou quase retilíneo que desenvolveu-se até iniciar a plastificação do solo que é seguida do ponto de ruptura.

De maneira geral, as tensões referentes aos pontos de inflexão das curvas tensão-deformação variaram, aumentando com o aumento da tensão confinante, como pode ser visto nas Figuras 4.61 a 4.64.

As Figuras 4.65 a 4.68 apresentam os valores dos módulos  $E_{ti}$ ,  $E_{t25\%}$  e  $E_{t50\%}$  no perfil para cada tensão confinante utilizada no ensaio triaxial. Cabe salientar, que embora as referidas figuras apresentem os valores do módulo no perfil, a representação não corresponde as tensões *in situ*.

Analisando os valores dos módulos de Young tangentes iniciais obtidos sob a mesma tensão confinante, observou-se que de maneira geral seus valores foram elevados e correspondem a um nível baixo de deformação.

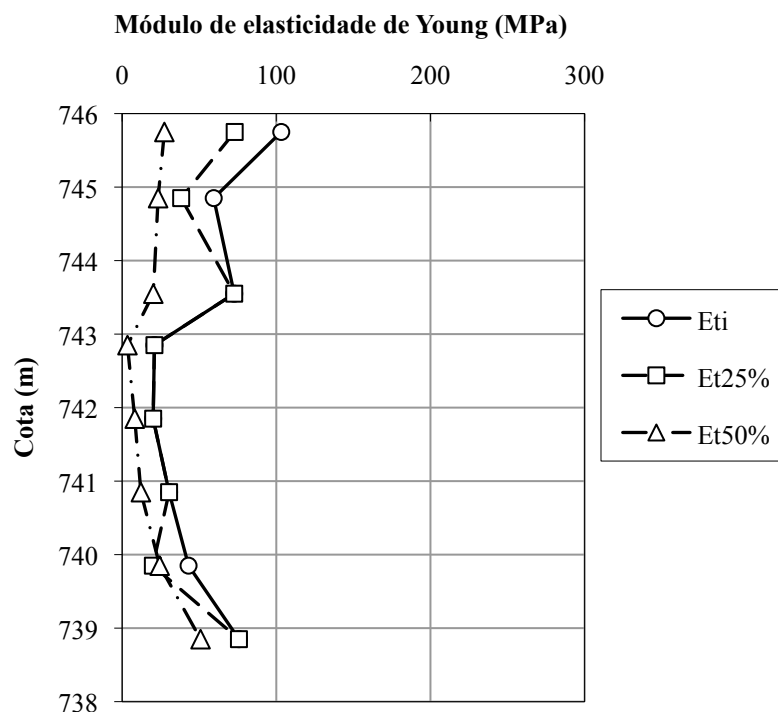


Figura 4.65 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 49 kPa para as amostras do perfil.

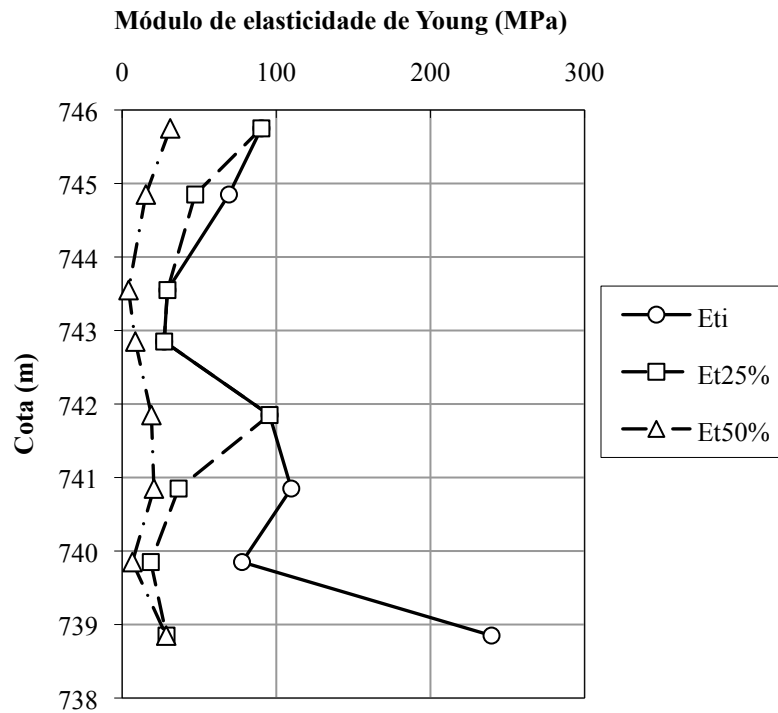


Figura 4.66 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 98 kPa para as amostras do perfil.

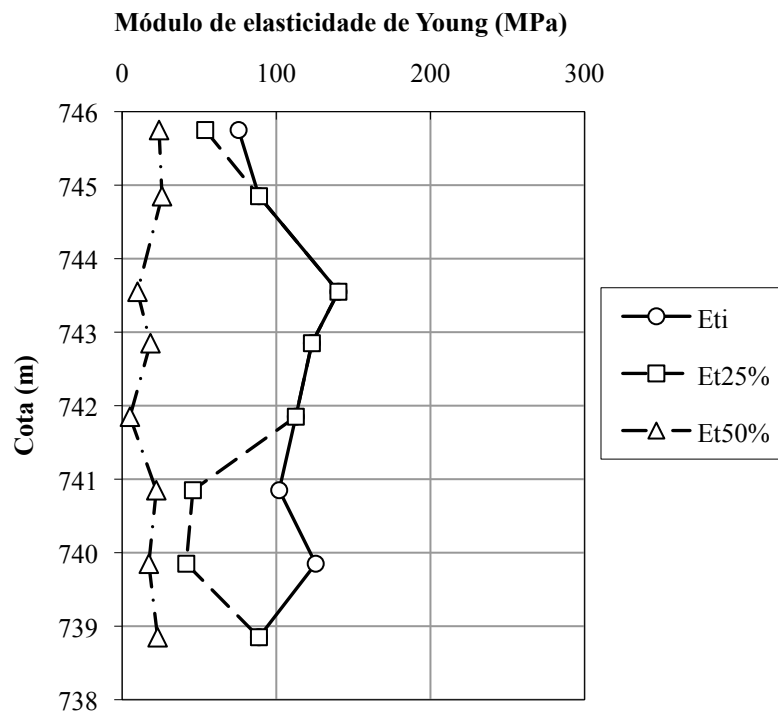


Figura 4.67 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 196 kPa para as amostras do perfil.

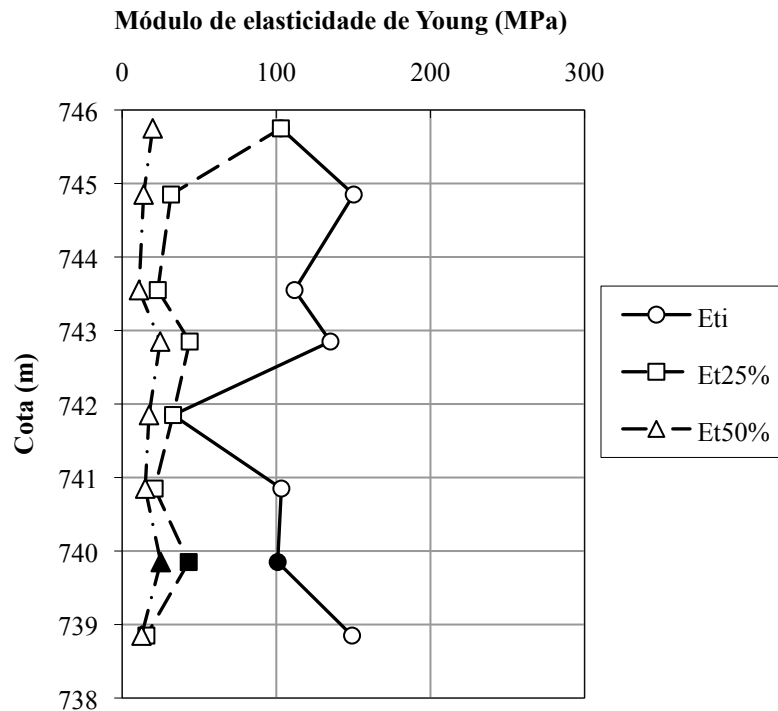


Figura 4.68 - Módulos de Young obtidos na compressão do ensaio CUnat com confinante de 588 kPa para as amostras do perfil. Nota: À exceção da cota 739,85 m (pontos em destaque) com confinante de 392 kPa.

Várias foram as ocorrências onde o valor de  $E_{t25\%}$  foi igual ao de  $E_{ti}$  para os ensaios realizados em todas as tensões confinantes e principalmente nas duas menores utilizadas. Cabe lembrar que valor do módulo tangente inicial ( $E_{ti}$ ) apresentou valores maiores em relação aos valores de  $E_{t25\%}$  e  $E_{t50\%}$ .

Assim como nos ensaios CDnat, de forma geral, percebeu-se que os valores dos módulos de elasticidade de Young obtidos nos ensaios CUnat foram diminuindo conforme aumentou-se o nível das tensões ( $E_{ti} > E_{t25\%} > E_{t50\%}$ ).

Percebeu-se que, de uma forma geral, os valores de  $E_{t50\%}$  variaram muito entre si. Entretanto bem menos que  $E_{ti}$  e  $E_{t25\%}$ , da mesma forma como também ocorreu para os resultados do ensaio CDnat. A Figura 4.69 apresenta os valores de  $E_{t50\%}$ , escolhido como mais representativo, em todas as tensões confinantes utilizadas nos ensaios triaxiais CUnat.

A Figura 4.70 apresenta os coeficientes de variação dos módulos de Young à 50% da tensão de ruptura para as tensões confinantes utilizadas nos ensaios CDnat e CUnat.

O coeficiente de variação do  $E_{t50\%}$  médio diminuiu com o aumento da tensão confinante, tanto para o ensaio CDnat quanto para o ensaio CUnat (ver Figura 4.70). Cabe salientar que, para o intervalo de tensões confinantes deste estudo, os valores do coeficiente de variação foram menores para o ensaio CUnat. Em se tratando de parâmetros efetivos, isto



torna os resultados do ensaio CUnat para a tensão mais elevada mais representativos para utilização prática de projeto.

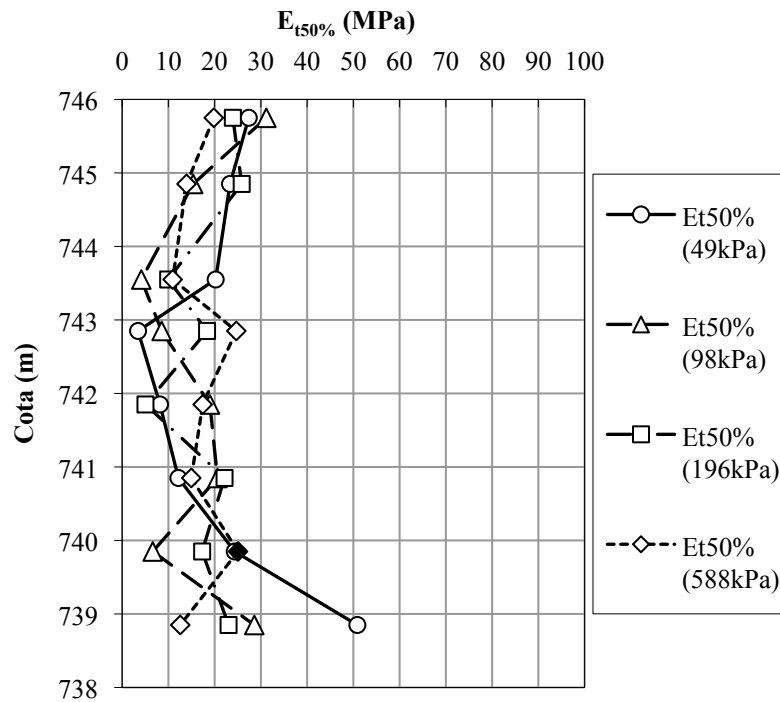


Figura 4.69 - Módulos de Young à 50% da tensão de ruptura, obtidos na compressão triaxial com confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 588 kPa do ensaio CUnat. Nota: À exceção da cota 739,85 m (ponto em destaque) a confinante foi de 392 kPa no lugar de 588 kPa.

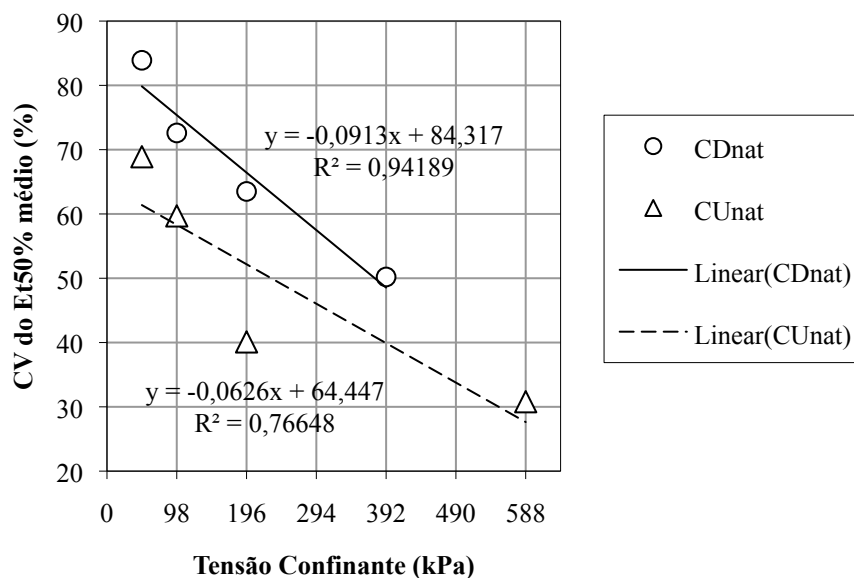


Figura 4.70 - Coeficiente de variação do  $E_{t50\%}$  médio para as tensões confinantes de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa, 392 kPa e 588 kPa dos ensaios CDnat e CUnat.

### 5 RESULTADOS DOS ENSAIOS *IN SITU*

Diversos tipos de ensaios *in situ* foram realizados como PMT, DMT, SPT-T, SPT-Cone (com ponteira cônica no lugar do amostrador padrão), Panda-2 e ensaio de placa. Entretanto, devido à grande quantidade de resultados obtidos, nesta tese são apresentados os resultados dos ensaios pressiométricos (PMT), do ensaio de placa e do SPT, sendo que nestes últimos o enfoque é basicamente no sentido de associá-los aos resultados pressiométricos considerando que se tratam de ensaios mais tradicionais na região.

#### 5.1 Localização dos Furos de Sondagem dos Ensaios *In Situ* Realizados no Platô do Aterro

A Tabela 5.1 apresenta a programação realizada e as coordenadas topográficas dos ensaios de campo realizados na pesquisa. A Figura 5.1 apresenta a planta de localização dos furos de sondagem dos ensaios *in situ* realizados no campo experimental, localizado no platô do aterro da ombreira esquerda de jusante da barragem do ribeirão João Leite, conforme já situado na Figura 3.3.

A Figura 5.2 apresenta um perfil do aterro na posição do corte AA, indicado na Figura 5.1, que mostra os furos de sondagem PMT1, PMT2 e PMT3 e a posição dos blocos de amostra indeformada retirados do perfil.

Tabela 5.1 – Programação e coordenadas topográficas dos ensaios *in situ*.

Ensaio	Furo	Posição no eixo barragem		Afastamento do eixo (m)	Data
		(estaca)	(m)		
SPT-T (contínuo)	SP1	23+15,35 m	475,35	29,75	12-nov-08
SPT-T (contínuo)	SP2	23+ 8,65 m	468,65	25,50	4-nov-08
SPT-T	SP3	23+15,35 m	475,35	25,50	26-nov-08
SPT-Cone	C1	23+15,35 m	475,35	29,25	25-nov-08
	C2	23+ 9,15 m	469,15	25,50	10-nov-08
Panda 2	P1A	23+15,35 m	475,35	30,25	14-nov-08
	P2A	23+ 8,65 m	468,65	26,00	13-nov-08
	P3A	23+15,35 m	475,35	26,00	14-nov-08
	P1B	23+15,85 m	475,85	29,75	17-nov-08
	P2B	23+ 8,15 m	468,15	25,50	17-nov-08
Ensaio de Placa	EP	23+ 9,25 m	469,25	31,50	1-nov-08
PMT	PMT1	23+15,35 m	475,35	30,75	7-out-09
	PMT2	23+ 8,65 m	468,65	26,50	8-mai-09
	PMT3	23+15,35 m	475,35	26,50	21-mai-09
Panda 2	P1C	23+14,85 m	474,85	29,75	26-mai-09
	P2C	23+ 8,65 m	468,65	25,00	5-jun-09
	P3C	23+15,35 m	475,35	25,00	5-jun-09
DMT	DMT1-0°	23+16,13 m	476,13	31,70	17-set-09
	DMT1-90°	23+16,13 m	476,13	30,80	24-set-09
	DMT2-0°	23+ 7,87 m	467,87	27,45	2-out-09
	DMT2-90°	23+ 7,87 m	467,87	26,55	1-out-09
	DMT3-0°	23+16,13 m	476,13	27,45	25-set-09
	DMT3-90°	23+16,13 m	476,13	26,55	28-set-09

Notas:

- 1) As estacas a cada 20 m são as mesmas que foram estabelecidas no projeto da barragem;
- 2) Os ensaios DMT 0° foram feitos com a lâmina dilatométrica paralela ao eixo do barragem e com membrana inflando no sentido montante para jusante;
- 3) Os ensaios DMT 90° foram feitos com a lâmina dilatométrica perpendicular ao eixo da barragem e com membrana inflando no sentido da ombreira esquerda para o centro da barragem;
- 4) O ensaio SPT-Cone é o ensaio SPT feito com uma ponteira cônica de ápice de 45°, proposta pelo autor, em substituição ao amostrador padrão e cravada continuamente registrando-se o avanço na profundidade a cada golpe;
- 5) SPT-T é o ensaio convencional com determinação de N e T a cada metro de profundidade;
- 6) SPT-T (contínuo) é o ensaio SPT-T realizado com distância de aproximadamente 10 cm (duas vezes o diâmetro do amostrador) entre o final de um ensaio e início de outro no mesmo furo.

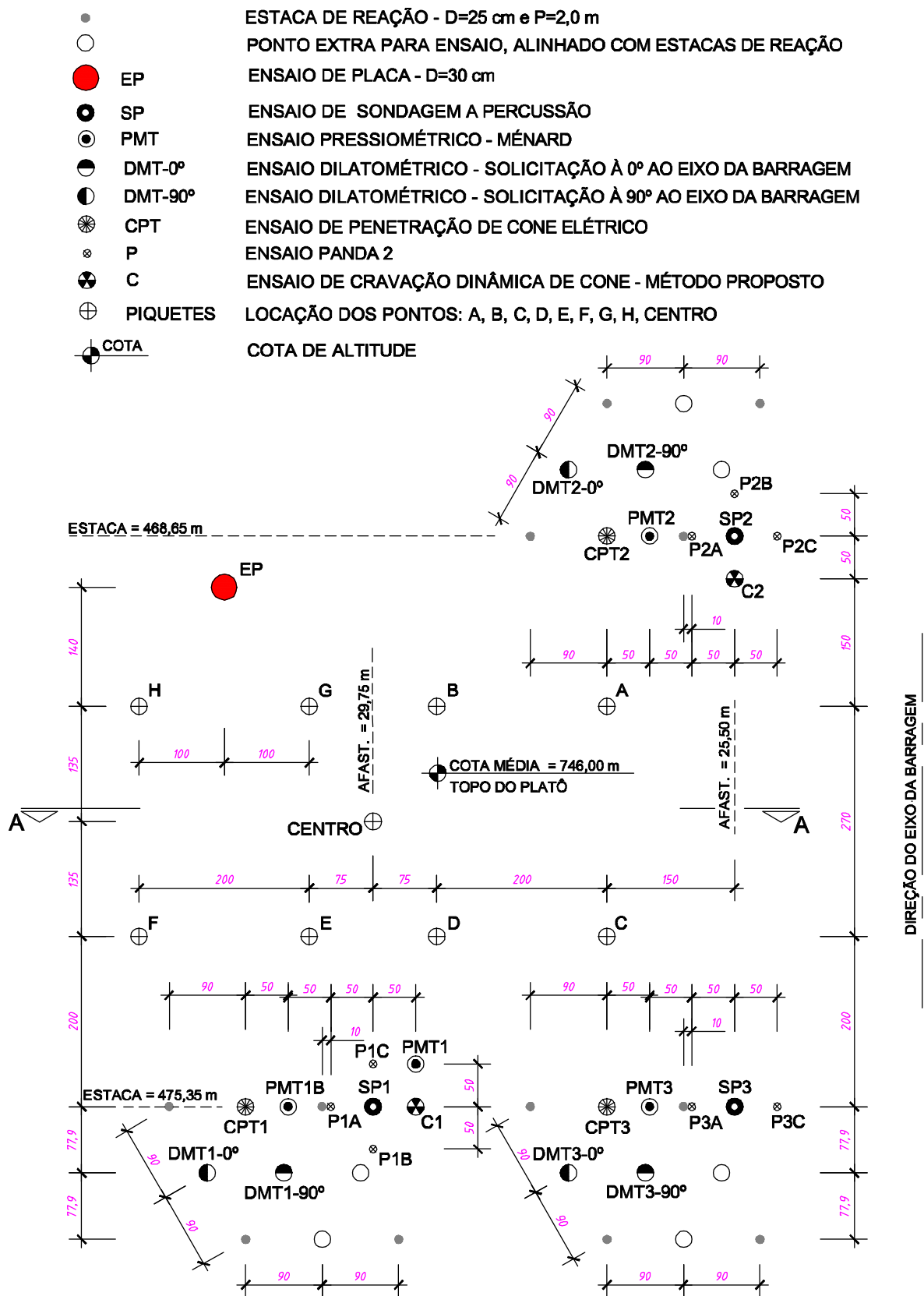


Figura 5.1 – Planta de localização dos furos de sondagem dos ensaios de campo.

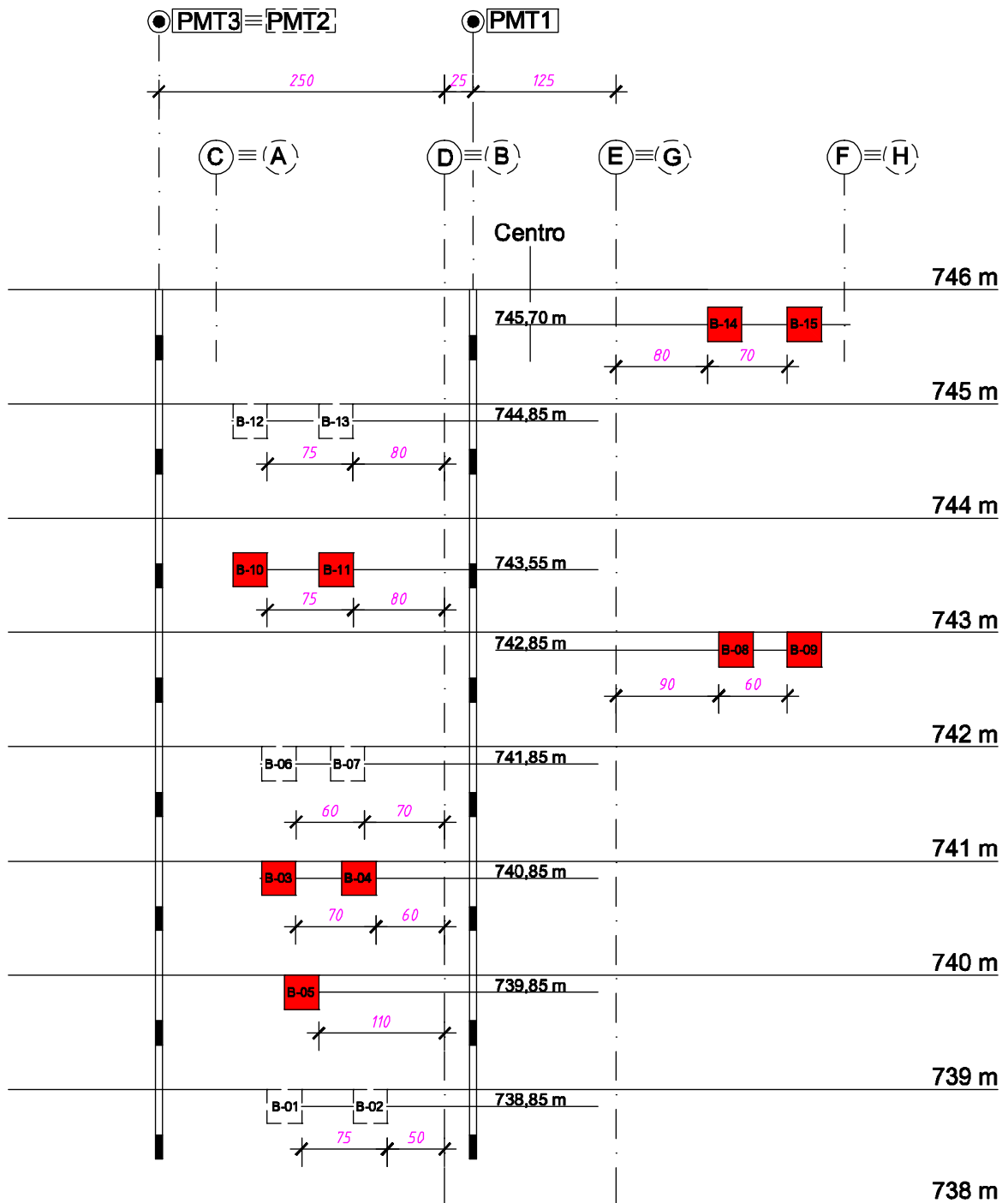


Figura 5.2 – Perfil do aterro (Corte AA).

## 5.2 Estimativa das Tensões *In Situ* no Perfil de Estudo

O perfil de estudo, localizado na região da ombreira esquerda de jusante, vai da cota 746 m, cota média da superfície do platô, até a cota 738 m, totalizando 8 m de profundidade. Trata-se de um aterro compactado com solo fino tropical em camadas acabadas com espessura de 20 cm.

É importante lembrar que a coleta dos blocos de amostra indeformada foi feita concomitante à construção do aterro para evitar escavação profunda a partir da cota final do platô, conforme explicado no capítulo 3. Neste procedimento, os blocos retirados não chegaram a receber as cargas devido ao peso próprio do aterro acabado.

Como é sabido, o carregamento devido ao peso próprio do aterro pronto provoca o adensamento do solo no perfil, reduzindo seu índice de vazios *in situ*. Este assunto será discutido mais adiante.

A Tabela 5.2 apresenta as tensões que foram submetidos os pontos centrais dos blocos de amostra indeformada devido ao peso próprio do aterro construído sobre eles até a data da coleta. A referida tabela reapresenta também os valores determinados para a tensão de pré-adensamento, a partir dos ensaios oedométricos com e sem inundação, bem como da compressão confinada do ensaio triaxial tipo  $K_0$ , apresentados no capítulo 4. O valor do peso específico do solo ( $\gamma$ ) *in situ* adotado foi de 20 kN/m<sup>3</sup>, próximo da média dos valores obtidos em laboratório para as amostras indeformadas no perfil.

Tabela 5.2 - Tensões submetidas aos blocos indeformados até a data da coleta *in situ*

Cota (m)	Prof. (m)	Prof. na coleta (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (na coleta) (kPa)	$\sigma'_p$ * (kPa)	$\sigma'_p$ ** (kPa)	$\sigma'_p$ *** (kPa)
745,75	0,25	0,2	20	4	295	355	450
744,85	1,15	0,7	20	14	440	280	910
743,55	2,45	1,4	20	28	300	445	400
742,85	3,15	0,3	20	6	380	355	380
741,85	4,15	0,3	20	6	475	260	270
740,85	5,15	0,5	20	10	435	330	305
739,85	6,15	1,5	20	30	600	460	285
738,85	7,15	0,3	20	6	455	530	390
Média	-	-	-	-	423	377	424
CV (%)	-	-	-	-	23,5	24,8	48,7

\* Tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_p$ ) obtida no ensaio oedométrico sem inundação;

\*\*  $\sigma'_p$  obtida no ensaio oedométrico com inundação a partir do carregamento de 100 kPa;

\*\*\* Obtida no ensaio triaxial tipo  $K_0$  na condição natural de umidade da amostra.

Nota:  $\gamma$  = peso específico próximo da média obtida para as amostras indeformadas do perfil.

A Figura 5.3 representa no perfil os valores das tensões apresentados na Tabela 5.2.

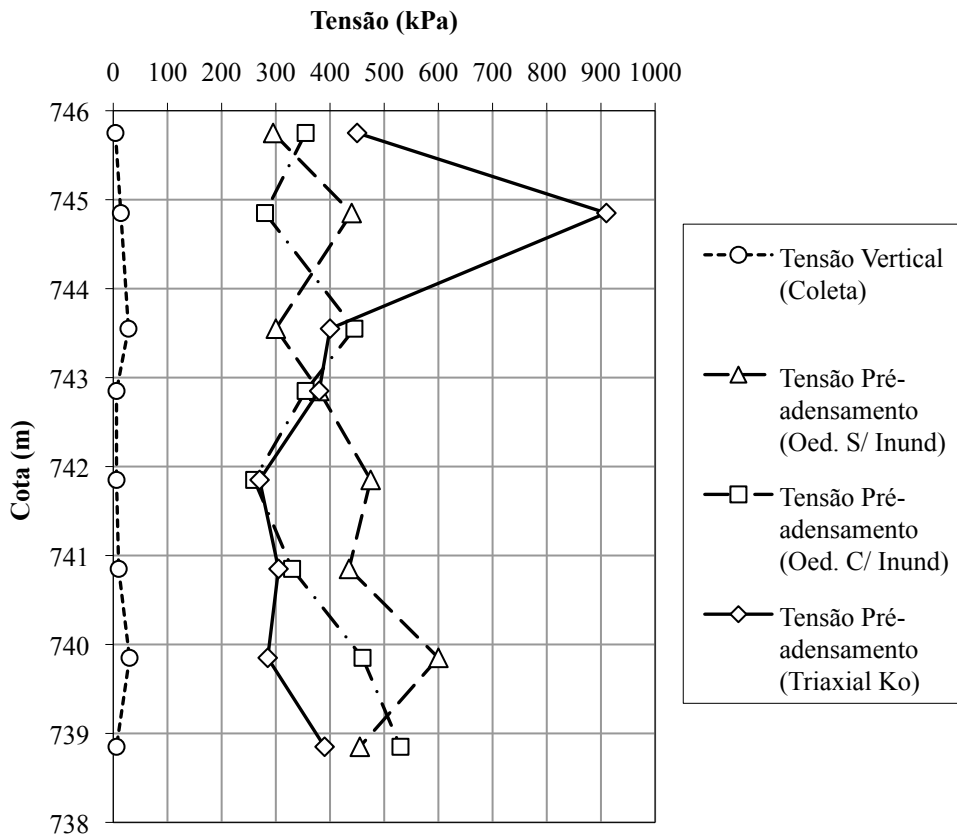


Figura 5.3 - Tensões nos blocos de amostra indeformada devido o peso próprio do aterro erguido até a data da coleta e tensões de pré-adensamento das amostras apresentadas no perfil.

Embora os resultados das tensões de pré-adensamento, dentro do mesmo método de ensaio e entre os diferentes métodos, apresentem considerável variabilidade, percebe-se que a ordem de grandeza dos valores é a mesma e que a dispersão foi resultado da variação dos índices físicos das amostras coletadas ao longo da altura do bloco, como pode ser visto na Figura 5.4 e conforme já discutido no capítulo anterior.

Analisando a Tabela 5.2 e a Figura 5.3, pode-se obter três informações importantes. A primeira é que o solo do perfil estava pré-adensado. A segunda é que o peso próprio do aterro construído sobre os blocos de amostra indeformada até a sua retirada não foi suficiente para suplantar a magnitude da tensão de pré-adensamento do solo. E a terceira é que o pré-adensamento do solo pode ser interpretado como efeito da energia de compactação aplicada *in situ*. Oliveira (2010) obteve valores da tensão de pré-adensamento nos ensaios oedométricos dentro da mesma ordem de grandeza dos obtidos neste estudo, trabalhando com o solo compactado do aterro experimental da UHE de Batalha, com altura em torno de 1 m, construído com 6, 8 e 10 passadas do equipamento de compactação tipo CA-25, um dos três tipos empregados na construção do aterro deste estudo (ver Tabela 4.9 no capítulo anterior).



Figura 5.4 - Superfície lateral de um bloco de amostra indeformada retirado da trincheira 1.

Por meio dos resultados dos ensaios oedométricos foi possível prever a redução do índice de vazios *in situ* ( $e_{in situ}$ ), devido ao peso próprio do aterro acabado em relação aos índices de vazios iniciais das amostras indeformadas ( $e_0$ ) utilizadas no ensaio, conforme a posição das amostras no perfil, como foi mostrado nas Tabelas 4.13 e 4.16. Verificou-se que a variação do  $e_{in situ}$  em relação ao  $e_0$  foi muito pequena, donde se deduz que o fato do aterro estar inicialmente com tensão de pré-adensamento superior ao nível da tensão vertical *in situ* tornou o efeito do adensamento devido peso próprio do aterro acabado muito discreto.

Um ponto positivo do adensamento do aterro é que para os solos com saturação elevada (teor de umidade de compactação), como o caso em questão, ocorre aumento da saturação dos poros, minimizando ou anulando a influência da sucção nos resultados dos ensaios *in situ*.

Conhecer a tensão *in situ* é muito importante, considerando que é a tensão que a sonda pressiométrica tem de se contrapor para deformar o solo no interior do maciço e levá-lo à ruptura (plastificação) nas suas imediações.

Desta forma, a Tabela 5.3 apresenta as tensões médias ou octaédricas *in situ* ( $\sigma'_{oct} = (\sigma'_{v0} + 2\sigma'_h)/3$ ) ao longo do perfil de estudo, nas posições onde foram realizados os ensaios pressiométricos, seguindo a metodologia convencional para a determinação da tensão horizontal como o produto do coeficiente de empuxo em repouso do material pela tensão vertical atuante ( $\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_{v0}$ ). Neste caso foram utilizados os valores dos coeficientes de empuxo em repouso determinados pelos ensaios triaxiais tipo  $K_0$  para os blocos de amostra indeformada mais próximos das cotas dos ensaios *in situ*.



Tabela 5.3 - Tensões octaédricas ao longo do perfil, utilizando  $K_0$  para determinação de  $\sigma'_h$ .

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	$K_0^*$	$\sigma'_h$ (kPa)	$\sigma'_{oct}$ (kPa)
745,5	0,5	20	10	450	0,36	4	6
744,5	1,5	20	30	910	0,59	18	22
743,5	2,5	20	50	400	0,56	28	35
742,5	3,5	20	70	380	0,36	25	40
741,5	4,5	20	90	270	0,54	49	62
740,5	5,5	20	110	305	0,45	50	70
739,5	6,5	20	130	285	0,50	65	87
738,5	7,5	20	150	390	0,50	75	100
Média	-	-	-	424	0,48	-	-
CV (%)	-	-	-	48,7	18,0	-	-

\*Valores tabela 4.19.

Notas: 1)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento via triaxial  $K_0$  na condição natural de umidade da amostra; 2)  $\gamma$  = peso específico próximo da média obtida para as amostras indeformadas do perfil.

Entretanto ao realizar os ensaios triaxiais tipo  $K_0$ , percebeu-se que os corpos-de-prova testados propagaram as tensões verticais na direção horizontal de formas diferentes, ou seja, o comportamento da relação entre as tensões horizontais e verticais foi bi-linear com uma inclinação antes da tensão de pré-adensamento  $K'_0$  e outra após esta tensão  $K_0$  (mais detalhes podem ser vistos no Item 4.7.1).

Este comportamento pode ser explicado pela rigidez inicial elevada do solo, que só pode ser vencida com uma tensão vertical mais alta, no caso superior a de pré-adensamento, correspondente a níveis baixos de deformação, pois sem se deformar o solo propaga bem menos a parcela da tensão vertical na direção horizontal, conforme pode ser visto no Item 4.7.1 do capítulo anterior.

Nestas condições, em que as tensões *in situ* oriundas do peso próprio do aterro não atingem a magnitude dos valores das tensões de pré-adensamento, assume-se a hipótese do solo estar propagando as tensões verticais na taxa  $K'_0$ . Dessa forma, foi feita a previsão das tensões *in situ* também por este ponto de vista não convencional.

Assim, a Tabela 5.4 apresenta as tensões octaédricas ( $\sigma'_{oct2} = (\sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{h2})/3$ ) ao longo do perfil de estudo nas posições onde foram realizados os ensaios pressiométricos, calculando a tensão horizontal como o produto de  $K'_0$  pela tensão vertical atuante ( $\sigma'_{h2} = K'_0 \cdot \sigma'_{v0}$ ), conforme a metodologia proposta. Foram utilizados os valores de  $K'_0$  determinados para os blocos de amostra indeformada mais próximos das cotas dos ensaios *in situ*.

Tabela 5.4 - Tensões octaédricas ao longo do perfil, utilizando  $K'_0$  para determinação de  $\sigma'_{h2}$ .

Cota (m)	Prof. (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_p$ (kPa)	$K'_0$	$\sigma'_{h2}$ (kPa)	$\sigma'_{oct2}$ (kPa)
745,5	0,5	20	10	450	0,07	1	4
744,5	1,5	20	30	910	0,09	3	12
743,5	2,5	20	50	400	0,20	10	23
742,5	3,5	20	70	380	0,21	15	33
741,5	4,5	20	90	270	0,30	27	48
740,5	5,5	20	110	305	0,20	22	51
739,5	6,5	20	130	285	0,21	27	62
738,5	7,5	20	150	390	0,13	19	63
Média	-	-	-	424	0,18	-	-
CV*(%)	-	-	-	48,7	43,3	-	-

\*Valores tabela 4.19.

Nota: 1)  $\sigma'_p$  = Tensão de pré-adensamento via triaxial  $K_0$  na condição natural de umidade da amostra; 2)  $\gamma$  = peso específico próximo da média obtida para as amostras indeformadas do perfil.

A Figura 5.5 representa as tensões *in situ* no perfil de estudo apresentadas nas Tabelas 5.3 e 5.4, sendo que os pontos os cheios correspondem aos valores obtidos via  $K'_0$ .

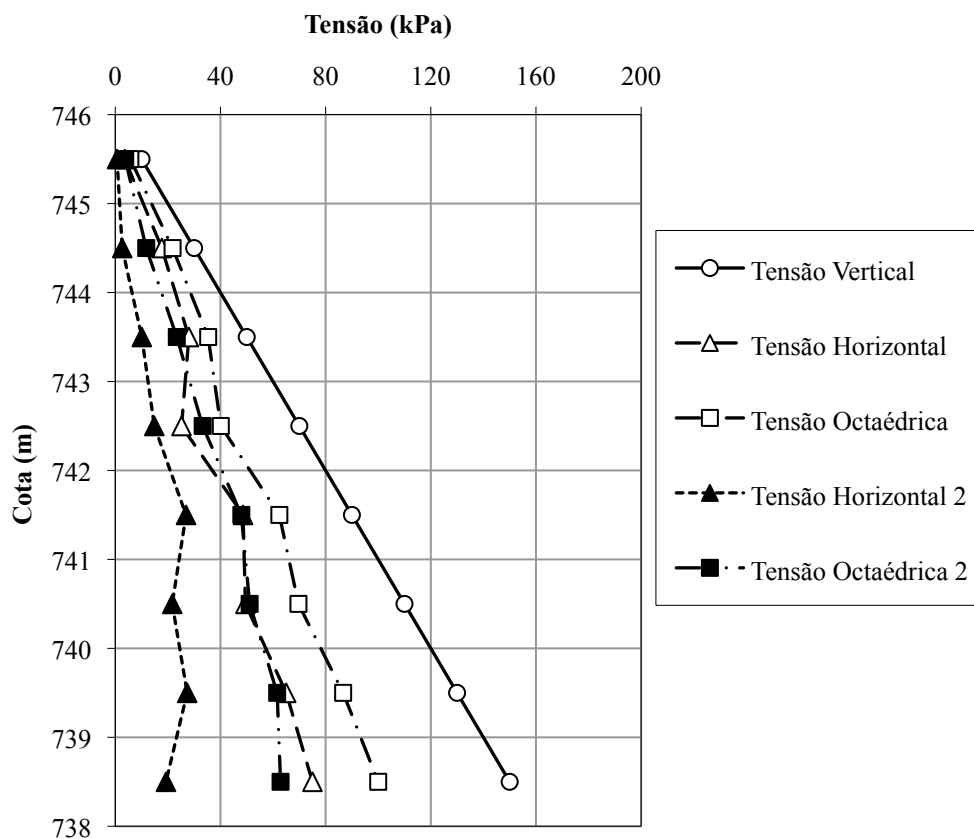


Figura 5.5 - Tensões *in situ* no perfil de estudo.

Os valores apresentados na Figura 5.5 sugerem, de acordo com a metodologia proposta a partir de  $K'_0$ , que as tensões octaédricas *in situ* seriam menores do que as previstas pela metodologia convencional a partir de  $K_0$ , já que todas as tensões verticais estão abaixo da tensão de pré-adensamento.

### 5.3 Resultados dos Ensaios Pressiométricos Segundo as Normas Francesas

Os procedimentos de escavação do furo, coleta de amostra para determinação do teor de umidade, execução e interpretação dos resultados dos ensaios pressiométricos já foram descritos no Capítulo 3, que trata sobre materiais e métodos.

As Tabelas 5.5 a 5.7 apresentam os resultados dos ensaios pressiométricos executados de metro em metro nos pré-furos de sondagem PMT1, PMT2 e PMT3. Nas referidas tabelas são apresentados parâmetros como o teor de umidade ( $w$ ) do solo amostrado na escavação do furo, a pressão inicial ( $p_1$ ) e final ( $p_2$ ) do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, a pressão de fluência ( $p_f$ ), a pressão limite ( $p_L$ ), o módulo pressiométrico Ménard ( $E_M$ ), o módulo de recarregamento ( $E_R$ ), o módulo do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ) e a relação  $E_M/p_L$ .

Como o trecho reto da curva pressiométrica corrigida obtida pelas leituras determina o valor do módulo Cisalhante ( $G$ ) do solo, para a convertê-lo num parâmetro mais compatível ao módulo de Young ( $E$ ), usa-se fórmula da Teoria da Elasticidade ( $E = 2G(1 + \nu)$ ) que necessita do coeficiente de Poisson ( $\nu$ ), assumido por Louis Ménard igual a 0,33, resultando no módulo pressiométrico Ménard ( $E_M$ ) (DESHPANDE, 2005). Convencionalmente a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) considera o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson, independente do tipo de solo.

A norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) fixa o valor do intervalo de tolerância ( $\delta V$ ) do volume da fórmula do coeficiente  $\beta$  usado na determinação do trecho elástico em  $3 \text{ cm}^3$ . Excepcionalmente para os ensaios realizados na cota 739,5 m dos furos de sondagem PMT1 e PMT2, o valor da tolerância  $\delta V$  teve de ser aumentado para  $5 \text{ cm}^3$  para a definição de um trecho elástico coerente, onde ( $p_2, V_2$ ) estivesse bem próximo ou igual a ( $p_f, V_f$ ). Cabe salientar que a norma européia EN ISO 22476-4 (2008), que trata especificamente dos ensaios pressiométricos Ménard, já estabelece em sua análise que a tolerância  $\delta V$  deve partir inicialmente de  $3 \text{ cm}^3$ , mas que pode ser aumentada para garantir a coerência do trecho elástico e preconiza que nestes casos o julgamento de engenharia deve ser exercitado.

Tabela 5.5 – Resultados dos ensaios pressiométricos no furo de sondagem **PMT1**.

Cota (m)	Prof. (m)	w (%)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	p <sub>f</sub> (kPa)	p <sub>L</sub> (kPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	E <sub>R</sub> (MPa)	E <sub>2R</sub> (MPa)	E <sub>M</sub> /p <sub>L</sub>
745,5	0,5	20,9	98	360	496	816	17	32	54	20,4
744,5	1,5	22,4	148	541	589	935	10	36	58	10,4
743,5	2,5	22,1	150	560	617	996	8	36	77	8,3
742,5	3,5	21,1	162	875	934	1396	16	61	94	11,2
741,5	4,5	21,4	167	683	730	1052	13	54	61	11,9
740,5	5,5	21,0	275	991	1034	1432	17	56	104	12,0
739,5*	6,5	21,4	178	989	1053	1504	17	62	124	11,4
738,5	7,5	20,7	142	631	683	1094	11	89	78	10,4
Média	-	21,4	165	704	767	1153	14	53	81	12,0
CV (%)	-	2,8	30,6	32,4	27,7	22,2	26,2	34,9	30,2	29,9

\* Adotado  $\delta V = 5 \text{ cm}^3$  no cálculo do coeficiente  $\beta$  usado na determinação do trecho elástico.

Tabela 5.6 – Resultados dos ensaios pressiométricos do furo de sondagem **PMT2**.

Cota (m)	Prof. (m)	w (%)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	p <sub>f</sub> (kPa)	p <sub>L</sub> (kPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	E <sub>R</sub> (MPa)	E <sub>2R</sub> (MPa)	E <sub>M</sub> /p <sub>L</sub>
745,5	0,5	20,7	104	754	778	1213	21	61	79	16,9
744,5	1,5	22,4	88	590	651	1132	17	52	60	14,8
743,5	2,5	23,0	73	502	553	829	16	52	49	19,6
742,5	3,5	20,8	105	680	793	1135	18	62	63	15,5
741,5	4,5	20,4	107	897	960	1440	18	60	86	12,2
740,5	5,5	21,6	132	608	613	1060	15	57	97	13,7
739,5*	6,5	21,6	136	1050	1060	1608	17	55	103	10,3
738,5	7,5	20,8	274	899	1037	1534	19	62	104	12,4
Média	-	21,4	127	748	806	1244	17	58	80	14,4
CV (%)	-	4,3	49,3	25,1	24,3	21,2	10,5	7,7	26,2	20,3

\* Adotado  $\delta V = 5 \text{ cm}^3$  no cálculo do coeficiente  $\beta$  usado na determinação do trecho elástico.

Tabela 5.7 – Resultados dos ensaios pressiométricos do furo de sondagem **PMT3**.

Cota (m)	Prof. (m)	w (%)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	p <sub>f</sub> (kPa)	p <sub>L</sub> (kPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	E <sub>R</sub> (MPa)	E <sub>2R</sub> (MPa)	E <sub>M</sub> /p <sub>L</sub>
745,5	0,5	20,8	119	643	785	1156	16	48	88	13,9
744,5	1,5	22,3	129	783	798	1219	11	42	73	9,3
743,5	2,5	23,0	173	820	848	1180	10	41	49	8,2
742,5	3,5	20,4	137	873	924	1406	15	47	121	10,6
741,5	4,5	20,6	184	1147	1170	1558	17	51	96	11,0
740,5	5,5	21,0	107	965	1051	1442	14	53	101	9,6
739,5	6,5	20,9	202	1111	1172	1562	14	49	97	9,2
738,5	7,5	20,6	136	850	859	1324	14	61	108	10,6
Média	-	21,2	148	899	951	1356	14	49	92	10,3
CV (%)	-	4,5	22,8	18,8	16,7	12,0	17,3	12,8	24,2	16,6

As Figuras 5.6 a 5.8 apresentam as curvas corrigidas dos ensaios pressiométricos realizados no perfil para cada furo de sondagem PMT1, PMT2 e PMT3, somente com os trechos de carregamento virgem, excluindo os ciclos de descarga e recarga. Cabe salientar que o traço contínuo das curvas representa os valores de pressão aplicada e os volumes lidos durante a realização do ensaio *in situ*, enquanto o trecho da curva em linha tracejada somente liga a curva ao último ponto cujas coordenadas correspondem à pressão limite ( $p_L$ ), determinada por extrapolação da curva corrigida do ensaio, e ao volume limite ( $V_L$ ), padronizado como o volume inicial da célula central ( $V_s$ ) somado a duas vezes ao volume ( $V_1$ ) do início do trecho elástico ( $V_L = V_s + 2V_1$ ).

As referidas figuras possibilitam a visualização do comportamento das curvas pressiométricas, mais especificamente dos trechos pseudo-elásticos, e das pressões limites atingidas por extrapolação conforme a posição do ensaio no perfil. Os volumes iniciais expressos nas figuras (início das curvas) correspondem ao volume necessário para a sonda tocar as paredes da cavidade. Os valores das pressões iniciais correspondentes, descontada a resistência da membrana, variaram de 1 kPa a 47 kPa.

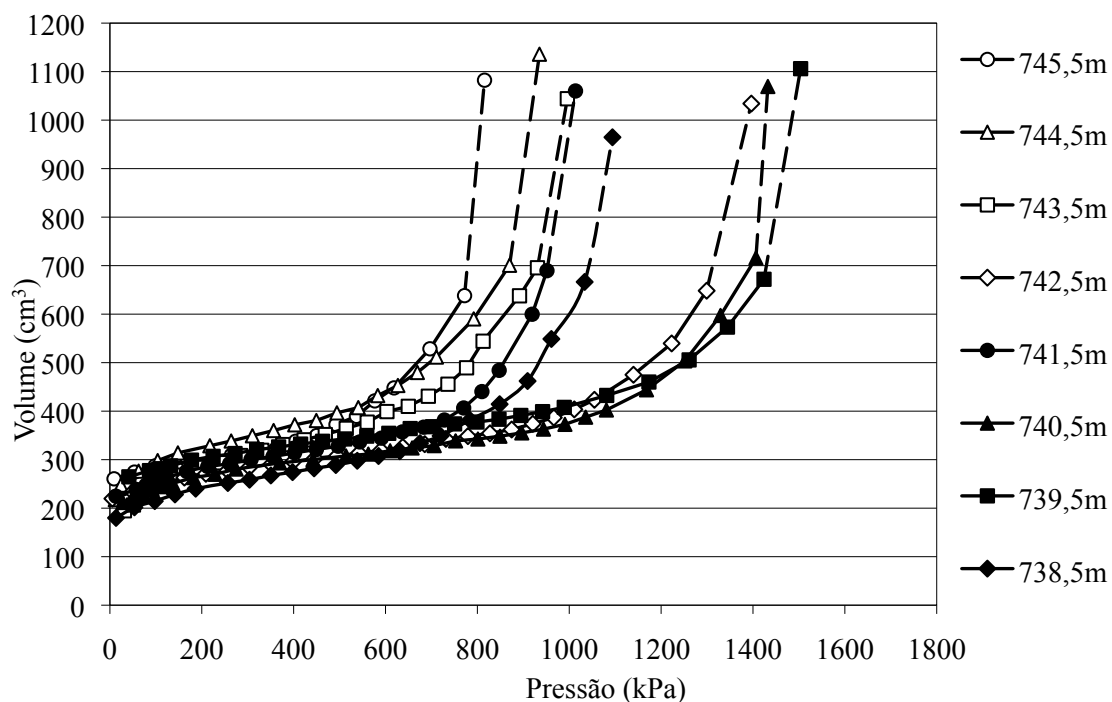


Figura 5.6 - Curvas pressiométricas corrigidas apresentadas sem os ciclos de descarga e recarga com seguimento tracejado ligando ao último ponto ( $p_L$ ,  $V_L$ ), obtido por extrapolação, referentes ao furo de sondagem PMT1.

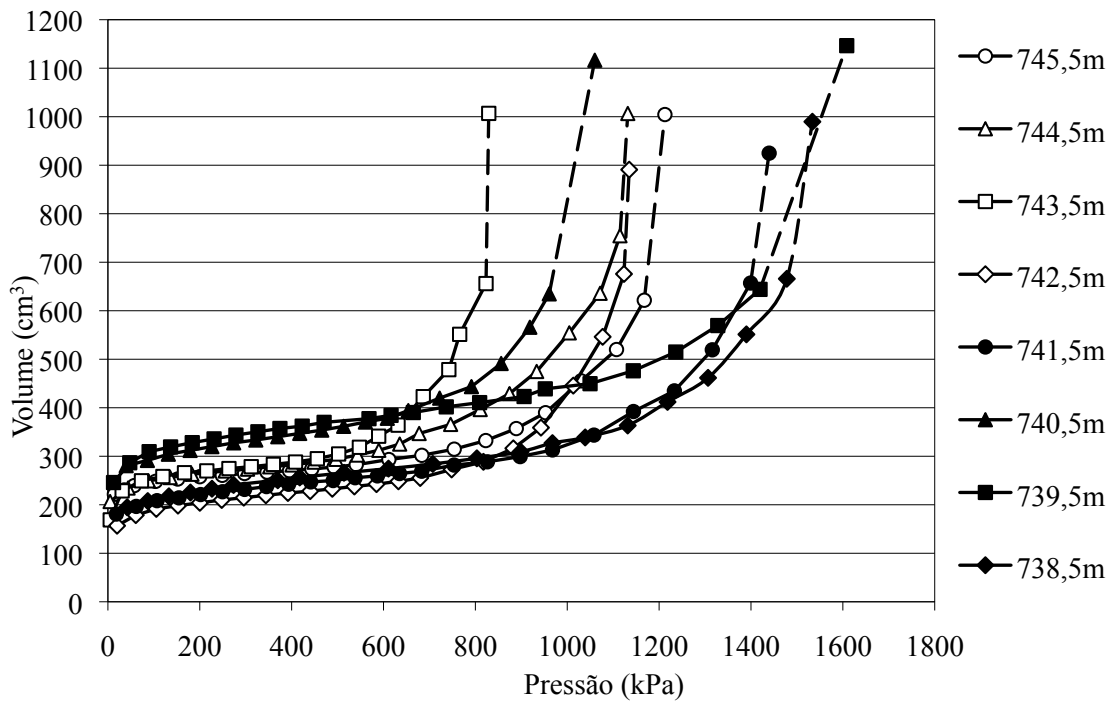


Figura 5.7 - Curvas pressiométricas corrigidas apresentadas sem os ciclos de descarga e recarga com seguimento tracejado ligando ao último ponto ( $p_L$ ,  $V_L$ ), obtido por extrapolação, referentes ao furo de sondagem PMT2.

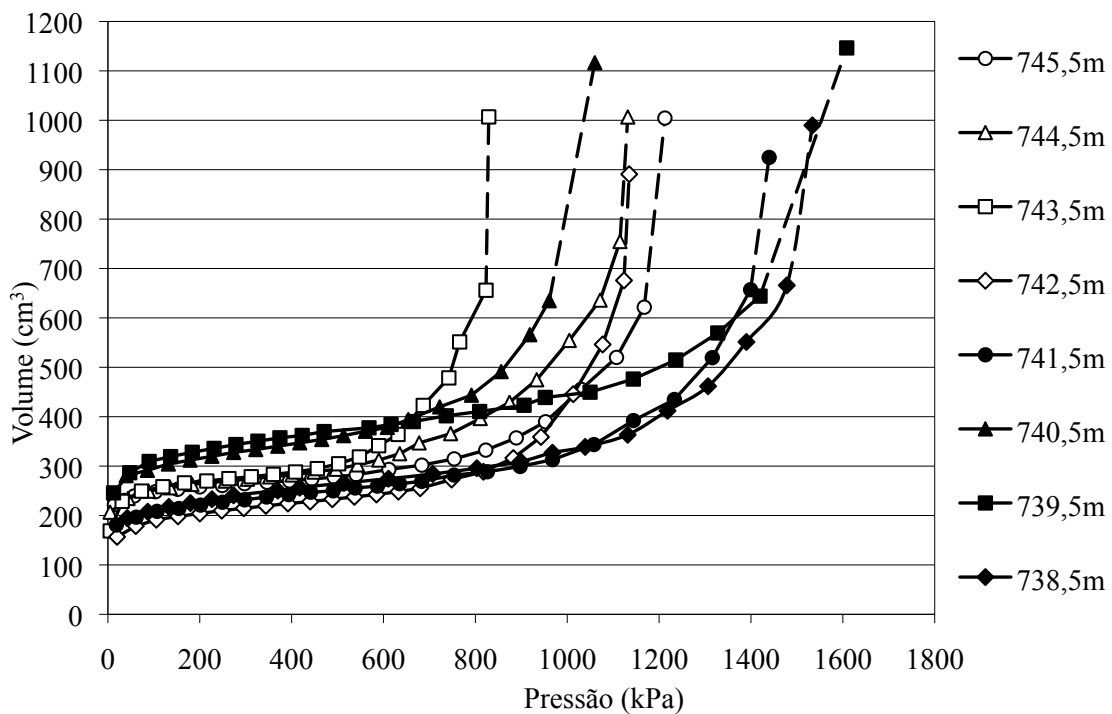


Figura 5.8 - Curvas pressiométricas corrigidas apresentadas sem os ciclos de descarga e recarga com seguimento tracejado ligando ao último ponto ( $p_L$ ,  $V_L$ ), obtido por extrapolação, referentes ao furo de sondagem PMT3.

A Figura 5.9 apresenta reunidas as curvas pressiométricas corrigidas no carregamento virgem, sem ciclos de descarga e recarga, realizadas na mesma cota 745,50 m. Esta e as outras curvas referentes aos ensaios realizados nas demais cotas se encontram apresentadas no Apêndice A. O intuito é observar o comportamento das curvas pressiométricas obtidas numa mesma posição, com as mesmas condições de confinamento devido à profundidade.

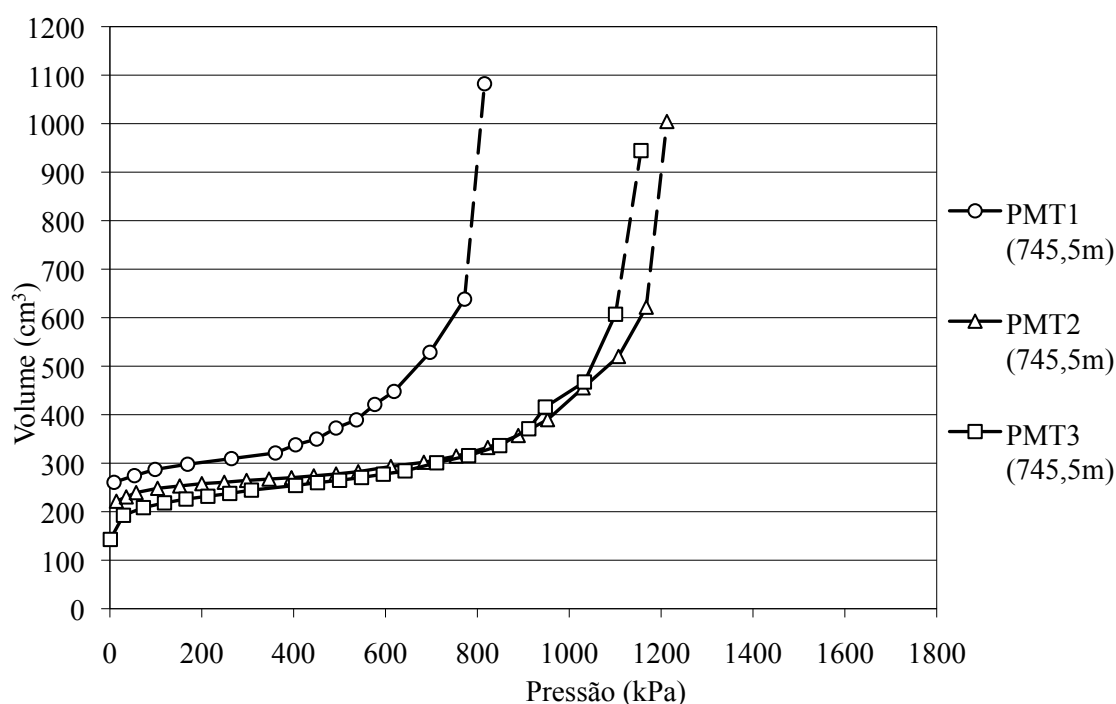


Figura 5.9 - Curvas pressiométricas corrigidas omitindo os ciclos de descarga e recarga dos ensaios realizados na cota 745,5 m.

Para todos os ensaios realizados foram feitos dois ciclos de descarga e recarga, segundo à norma experimental francesa XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999). A Figura 5.10 apresenta a curva corrigida com a representação dos ciclos realizados no ensaio referente à cota 745,50 m do furo de sondagem PMT1. Esta e as demais curvas referentes às outras cotas do furo de sondagem PMT1 são apresentadas no Apêndice B e as curvas referentes aos furos de sondagem PMT2 e PMT3 são apresentadas no Apêndice C e no Apêndice D, respectivamente.

Na referida figura apresentada e nas demais apresentadas nos apêndices pode-se observar os laços descritos pelos ciclos de descarga e recarga, bem como a posição onde foram assumidos os pontos  $(p_1, V_1)$  e  $(p_2, V_2)$ , utilizados na determinação do módulo pressiométrico Ménard,  $(p_3, V_3)$  e  $(p_4, V_4)$  do módulo de recarregamento e  $(p_5, V_5)$  e  $(p_6, V_6)$  do módulo do segundo ciclo de recarregamento.

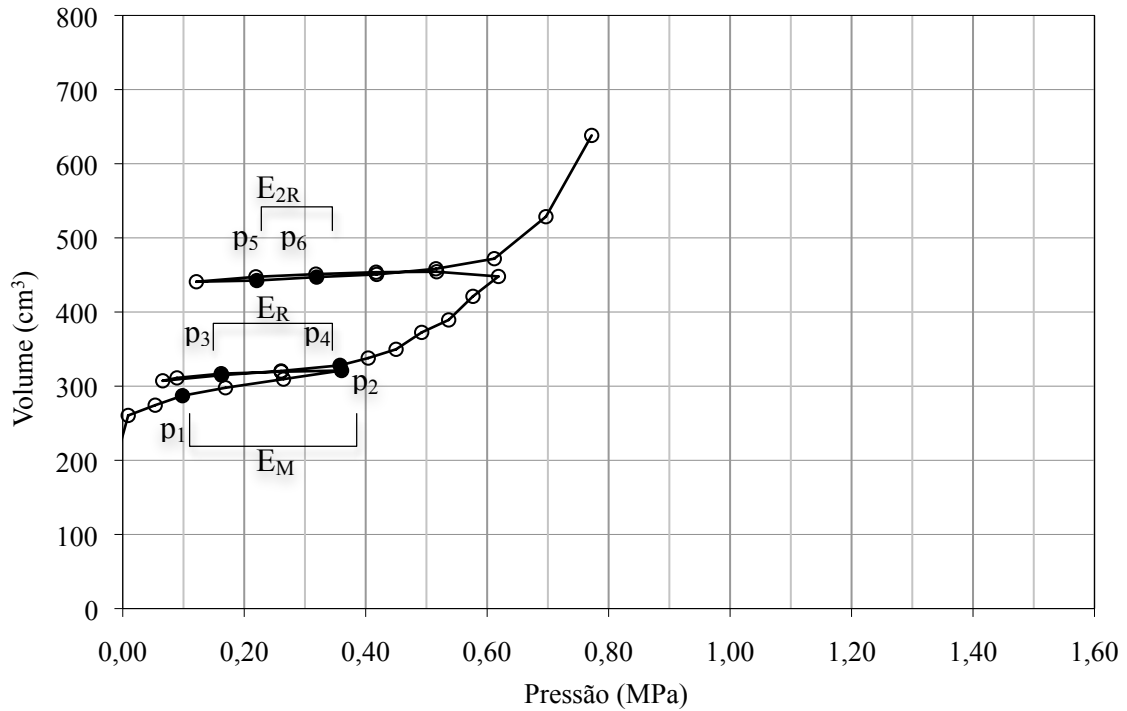


Figura 5.10 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m do furo PMT1.

A Figura 5.11 apresenta o teor de umidade no perfil do aterro na posição exata onde foram realizados os ensaios pressiométricos, a partir de amostragem feita durante a abertura dos furos de sondagem.

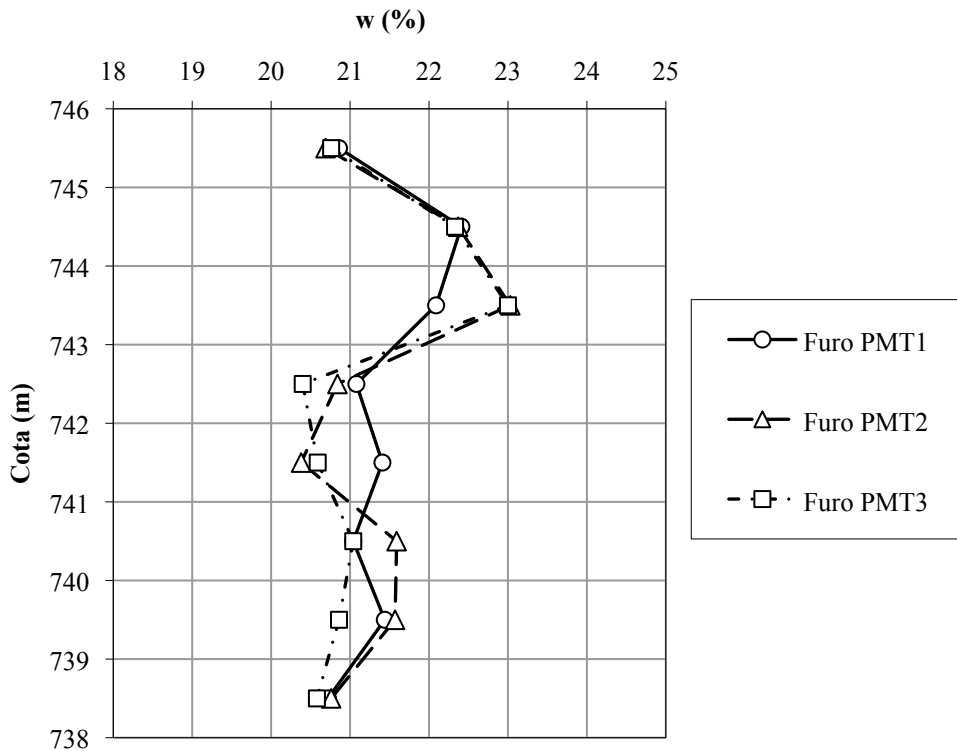


Figura 5.11 - Perfil do teor de umidade *in situ*.



Os resultados dos teores de umidade no perfil apresentados na Figura 5.11 mostram que de uma forma geral os valores estão próximos de 21%. Cabe destacar que as cotas 744,85 m e 743,55 m do aterro apresentaram valores entre 22% e 23%, portanto maiores que as demais. As amostras retiradas na mesma cota dos três furos de sondagem apresentaram valores de teor de umidade muito próximos entre si, considerando a distância entre os furos (PMT1 a PMT2 de 6,78 m, PMT1 a PMT3 de 2,80 m e PMT2 a PMT3 de 6,70 m).

Um fato interessante é que os resultados do teor de umidade determinados *in situ* foram muito semelhantes aos determinados a partir dos blocos de amostra indeformada (ver Tabela 4.2 e Figura 4.1 do capítulo 4), retirados oito meses antes no aterro em construção, mostrando a capacidade do material, com elevado teor de argila, em manter a umidade frente à exposição a fatores ambientais, como radiação solar, ventos e temperatura.

A Figura 5.12 apresenta as pressões  $p_1^*$  e  $p_2$  de início e término do trecho pseudo-elástico das curvas pressiométricas corrigidas dos três furos de sondagem e a Figura 5.13 apresenta a pressão limite obtida pela extrapolação dos resultados do ensaio pressiométrico, conforme norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000).

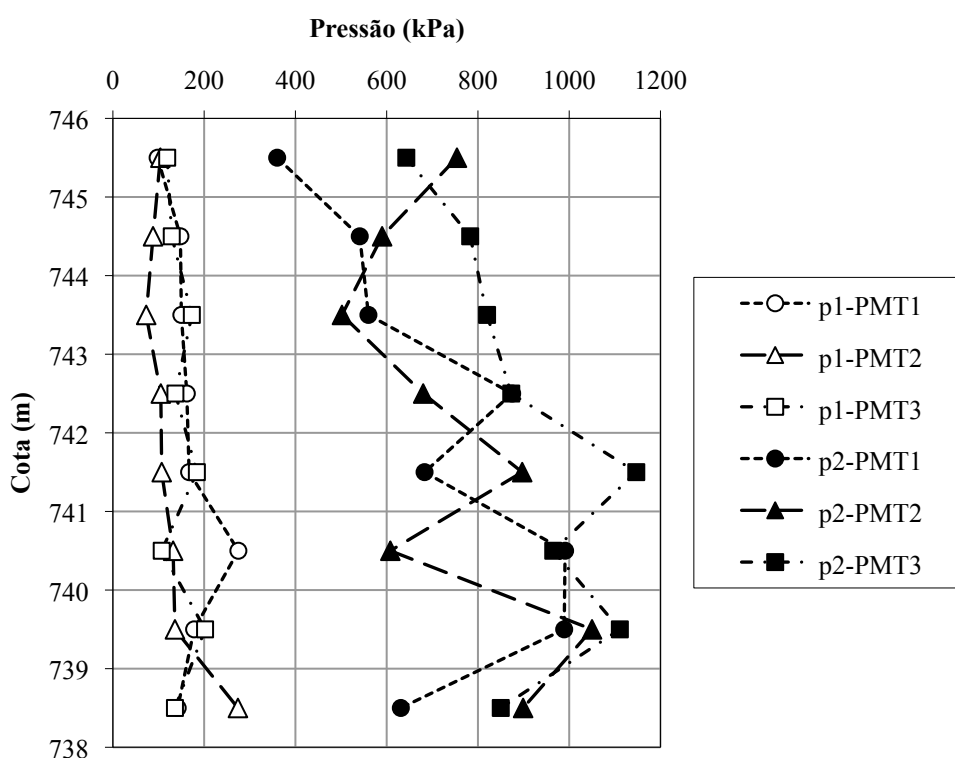


Figura 5.12 - Pressões  $p_1$  e  $p_2$  no perfil.

\*  $p_1$  não é a tensão horizontal do solo devido ao empuxo em repouso.

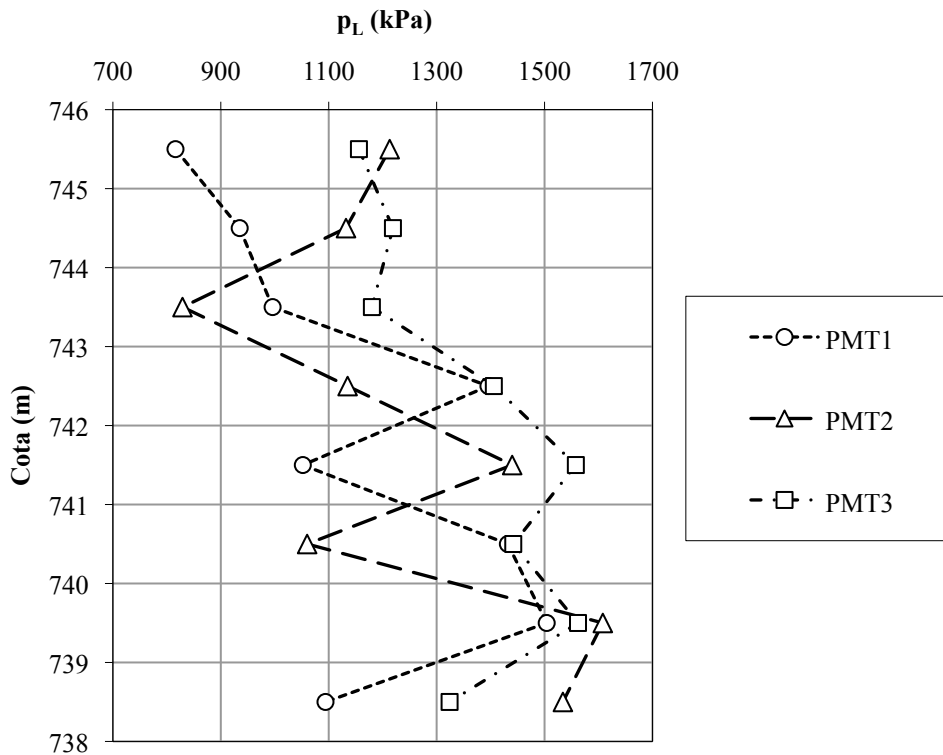


Figura 5.13 - Resultados da pressão limite no perfil.

Observou-se na Figura 5.12 que para todos furos a pressão  $p_1$  variou pouco ao longo do perfil, sendo que os resultados dos furos PMT1 e PMT3 foram praticamente coincidentes, talvez pelo fato dos furos estarem mais próximos (2,80 m de distância). O mesmo não foi observado para as pressões  $p_2$  (Figura 5.12) e  $p_L$  (Figura 5.13), que de maneira geral apresentaram maior dispersão.

A variabilidade dos parâmetros dos ensaios pressiométricos pode ser minimizada trabalhando com a média dos resultados dos três furos a cada cota do perfil. Isto facilita a análise das pressões  $p_1$  e  $p_2$  referentes ao início e final do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, bem como da pressão de fluência ( $p_f$ ) e da pressão limite ( $p_L$ ). Esses valores médios são apresentados na Figura 5.14, inclusive a tensão horizontal ( $\sigma'_h$ ) *in situ* determinada utilizando os valores de  $K_0$  do ensaio triaxial (ver Tabela 5.3).

Na análise da Figura 5.14 notou-se que a curva descrita pelos valores médios de  $p_1$  teve um comportamento retilíneo e que por sua vez ficou praticamente paralela a curva dos valores da tensão horizontal ( $\sigma'_h$ ) *in situ*. Assumindo que este comportamento pode não se tratar de uma coincidência, já que a sonda pressiométrica para deformar o solo elasticamente deve preencher o volume da cavidade e posteriormente superar a tensão horizontal *in situ* que é crescente com a profundidade, torna-se possível a determinação do coeficiente de empuxo em repouso a partir dos resultados pressiométricos.

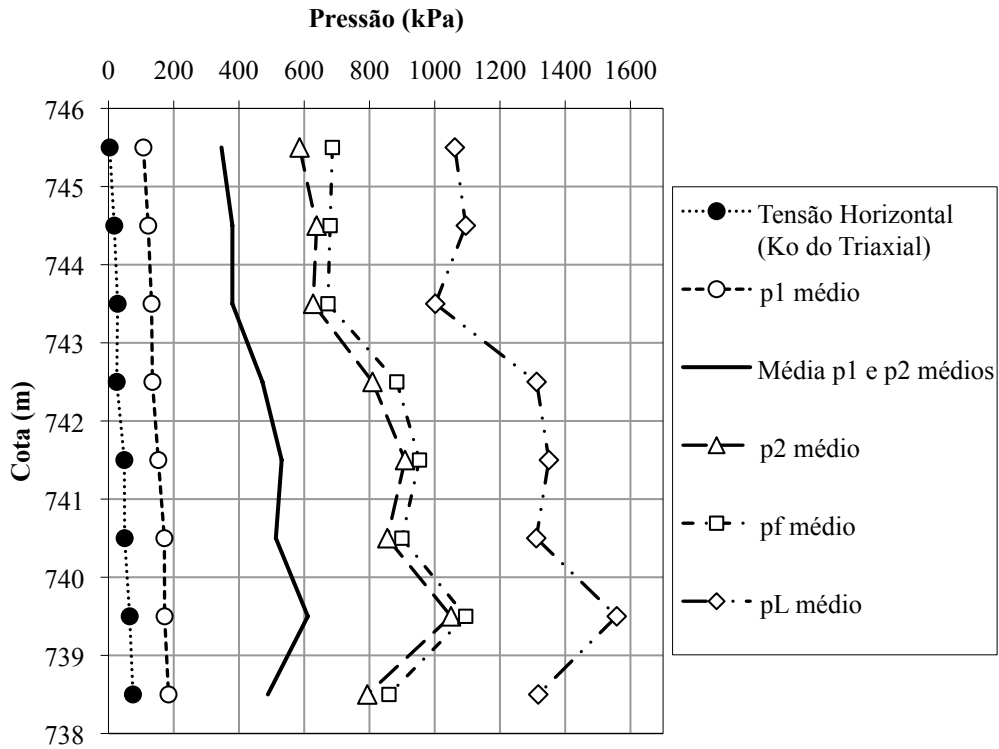


Figura 5.14 - Pressões médias de p<sub>1</sub>, p<sub>2</sub>, p<sub>f</sub>, p<sub>L</sub>, p<sub>1</sub> e p<sub>2</sub> médios e a tensão horizontal.

Assim, para a determinação do K<sub>0</sub> do perfil em estudo determinou-se as linhas de tendência dos valores médios de p<sub>1</sub> e da tensão horizontal determinada pelo K<sub>0</sub> dos ensaios triaxiais em relação à profundidade, apresentadas na Figura 5.15.

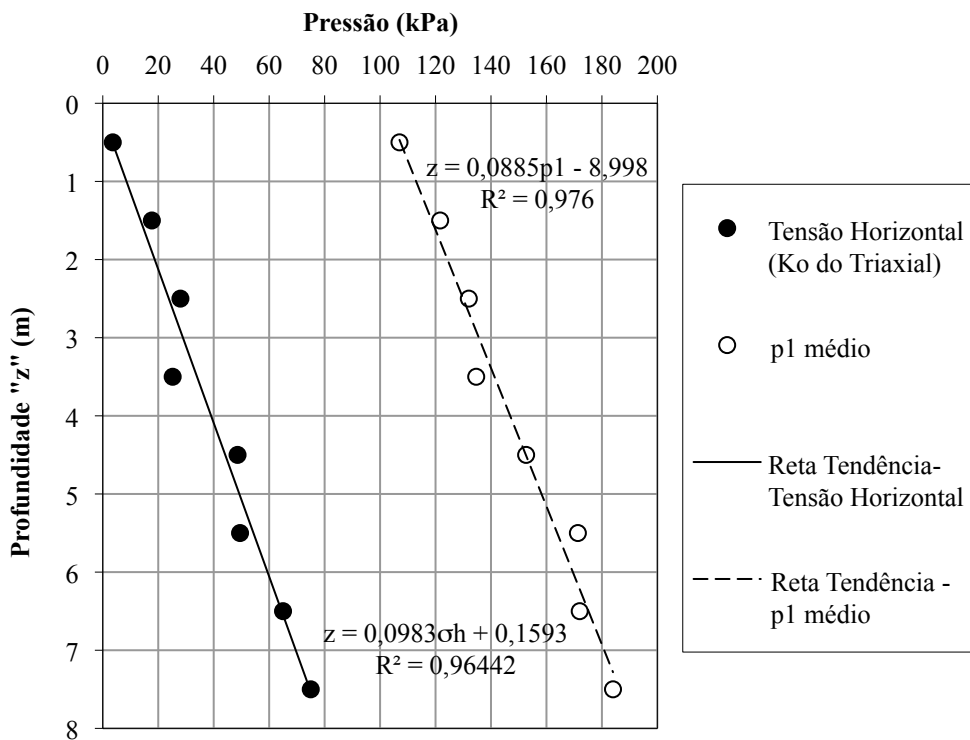


Figura 5.15 - Média das pressões p<sub>1</sub> dos três furos e tensão horizontal pelo K<sub>0</sub> do triaxial.

Assumindo que a inclinação da reta da tensão horizontal *in situ* seja igual a da reta da pressão  $p_1$  média transladada para a origem ( $\sigma'_h$  nula na superfície) em função da profundidade ( $z$ ), tem se:

$$\sigma'_h = z/0,0885 \quad (5.1)$$

Logo:

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_{v0} = 1/(0,0885 \cdot \gamma) \quad (5.2)$$

Portanto, conhecendo o valor do peso específico do solo ( $\gamma$ ), pode-se obter o valor de  $K_0$ . No caso, para o peso específico igual a  $20 \text{ kN/m}^3$  tem-se  $K_0$  *in situ* igual a 0,56, obtido pelos resultados das curvas pressiométricas do perfil.

Cabe salientar que a metodologia possibilita a obtenção do valor de  $K_0$  a cada duas profundidades distintas, o que pode ser muito útil no caso de mudança no comportamento dos resultados de  $p_1$  no perfil. Para validar a metodologia, faz-se necessário testá-la em outros tipos de solos naturais e compactados.

Embora não tenha sido possível fazer nenhuma associação da tensão horizontal ( $\sigma'_{h2}$ ) determinada a partir de  $K'_0$  com os resultados dos ensaios pressiométricos, não se pode também descartar esta hipótese de tensões *in situ*. Espera-se apurar mais sobre este assunto em publicações futuras acrescentando as análises dos resultados dos ensaios dilatométricos realizados no aterro deste estudo.

Analisando os valores de  $p_1$  e  $p_2$  médios, que representam o início e final do trecho pseudo-elástico, já apresentados na Figura 5.14, percebe-se que a extensão do trecho pseudo-elástico das curvas pressiométricas é crescente com a profundidade. Este fato pode ser explicado pelo aumento da tensão confinante. Este mesmo comportamento ocorreu também nos ensaios triaxiais, onde ao aumentar a tensão confinante as curvas tensão-deformação estendem seu trecho elástico desenvolvendo suas trajetórias acima das trajetórias das curvas com tensões confinantes menores. De maneira geral, as pressões  $p_1$  e  $p_2$  médios de todos os furos crescem com a profundidade durante as deformações elasto-plásticas do ensaio.

A média da pressão de fluência ( $p_f$ ), ou de deformação plástica, foi apresentada na mesma figura que a média da pressão  $p_2$  para que pudesse ser observada a grande proximidade das mesmas, o que indica a boa qualidade da escolha dos trechos pseudo-elásticos, recordando que a pressão  $p_2$  pode ser no máximo igual a  $p_f$ . Toda a análise numérica proposta pela norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) na determinação do trecho elástico também teve que satisfazer as condições da curva de fluência, de tal forma que  $p_f$  não ficasse muito acima do valor de  $p_2$  e nem que  $p_2$  fosse maior que  $p_f$ .

Como exemplo, o Apêndice E mostra todos os resultados do ensaio pressiométrico realizado no furo PMT3, unicamente na cota 745,75 m, desde as leituras *in situ* até a determinação dos parâmetros pressiométricos, incluindo a calibração ao ar livre da sonda, a calibração da aparelhagem pela expansão da sonda no tubo de aço, as curvas pressiométricas bruta e corrigida, a curva pressão *versus* volume injetado, as curvas de extrapolação inversa e hiperbólica para a determinação da pressão limite, além da determinação analítica do trecho pseudo-elástico com determinação de " $m_E$ " e de " $\beta$ ", conforme explicado no capítulo 2.

A Figura 5.16 apresenta os módulos pressiométricos Ménard ( $E_M$ ) no perfil do aterro em estudo para os três furos de sondagem PMT1, PMT2 e PMT3, bem como a média a cada cota.

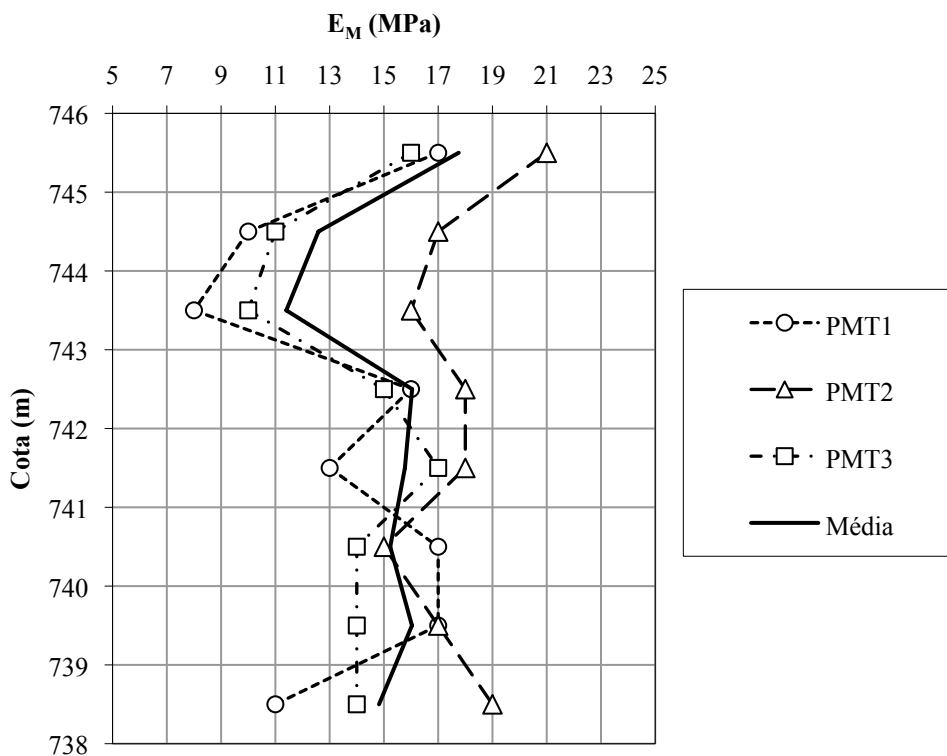


Figura 5.16 - Módulos Ménard ( $E_M$ ) no perfil no de estudo para os três furos de sondagem.

Na Figura 5.16 percebe-se que os valores dos módulos pressiométricos variaram entre 8 MPa e 21 MPa. Os valores médios dos módulos variaram entre 11 MPa e 18 MPa. O módulos dos furos PMT1 e PMT3 foram mais próximos entre si. Nestes dois furos os resultados acusaram valores mais baixos para o módulo pressiométrico nas cotas 744,50 m e 743,50 m, sendo nesta última o valor mais baixo. Tirando estes dois valores com umidades maiores, pode-se dizer que a média ficou próxima a 15,5 MPa nos demais pontos.

Valendo-se primeiramente dos resultados de campo, no caso do teor de umidade (Figura 5.14) para justificar o ocorrido, percebeu-se que as cotas 744,50 m e 743,50 m apresentaram valores mais elevados de umidade, entre 22% e 23%.

Partindo para outra análise, verificou-se os resultados de laboratório para a amostra indeformada da cota 743,55 m, a única praticamente na mesma cota do ensaio pressiométrico (743,50 m), uma vez que os centros dos blocos das demais amostras situavam-se 35 cm acima do centro da sonda pressiométrica. Assim, avaliando os parâmetros geotécnicos na cota 743,55 m, apresentados na Tabela 4.2 e Figura 4.1, percebeu-se que de maneira geral a amostra apresentou os maiores teores de umidade, os menores graus de saturação, os maiores índices de vazios e os menores valores de peso específico e de peso específico seco em relação às demais amostras. Estes são fatores que justificam o menor valor do módulo pressiométrico determinado pelo ensaio.

Confirmando os resultados de laboratório, os resultados da Tabela 4.8 também mostraram que o solo referente à amostra 743,55 m foi o que requereu maior o teor de umidade ótimo, de 21,1%, e foi o que apresentou os menores valores de grau de compactação (GC) do perfil em relação aos ensaios de compactação refeitos em laboratório a partir das amostras deformadas retiradas.

As justificativas apresentadas para o menor valor do módulo na cota 743,50 m provavelmente são as mesmas para o solo nas imediações do ensaio da cota 744,50 m. Estes fatos certamente referem-se a pontos isolados, levando em consideração a área e o volume do aterro construído.

Nas Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7 foram apresentadas as médias dos módulos pressiométricos ( $E_M$ ) no perfil para cada um dos furos PMT1, PMT2 e PMT3, cujos valores foram respectivamente 14 MPa, 17 MPa e 14 MPa. Variando de 10,5% a 26,2%, os coeficientes de variação para este parâmetro foram muito baixos em se tratando de solos e comparando a todos os ensaios de laboratório realizados nesta pesquisa.

As Figuras 5.17 e 5.18 mostram os módulos pressiométricos do primeiro ciclo de recarregamento ( $E_R$ ) e do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ), respectivamente, no perfil para todos os furos. Os pontos da curva pressiométrica corrigida escolhidos para a determinação dos referidos módulos foram apresentados nos Apêndices B, C e D, seguindo como critério de escolha que o trecho do recarregamento, referente às pressões  $p_3$  e  $p_4$ , estivesse dentro do intervalo de pressões do trecho pseudo-elástico, limitado entre as pressões  $p_1$  e  $p_2$ . Assim também o trecho do segundo ciclo de recarregamento, referente às pressões  $p_5$  e  $p_6$ , foi tomado entre as pressões do ciclo anterior,  $p_3$  e  $p_4$ . Os ciclos de descarregamento e

carregamento dentro dos ensaios pressiométricos foram feitos segundo a norma experimental francesa XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999).

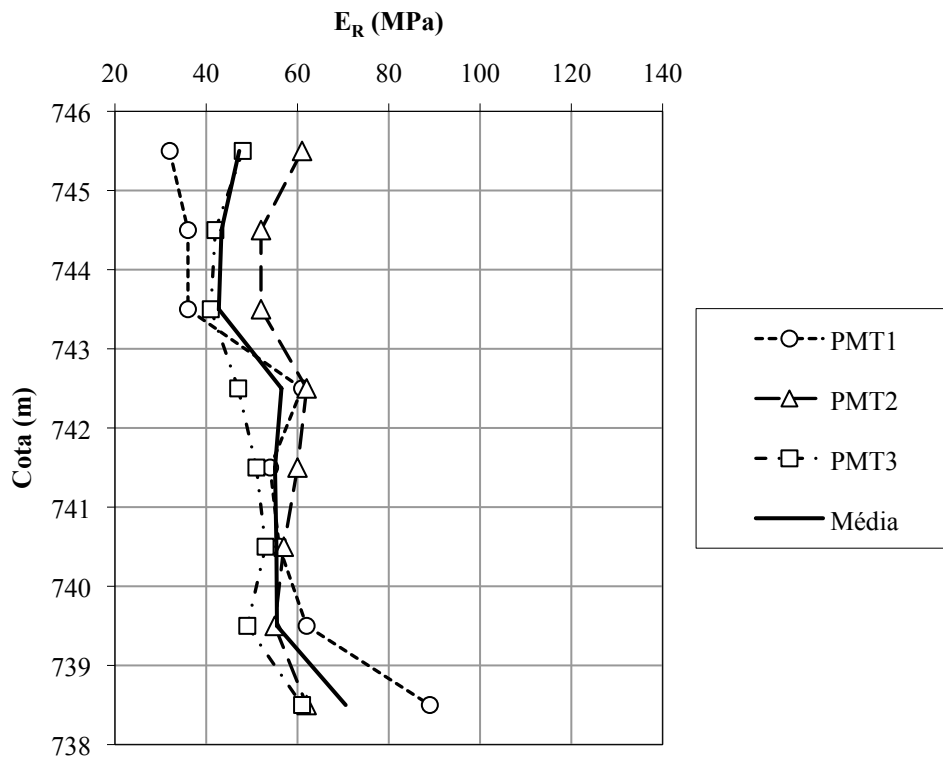


Figura 5.17 - Módulos de recarregamento ( $E_R$ ) no perfil para todos os furos de sondagem.

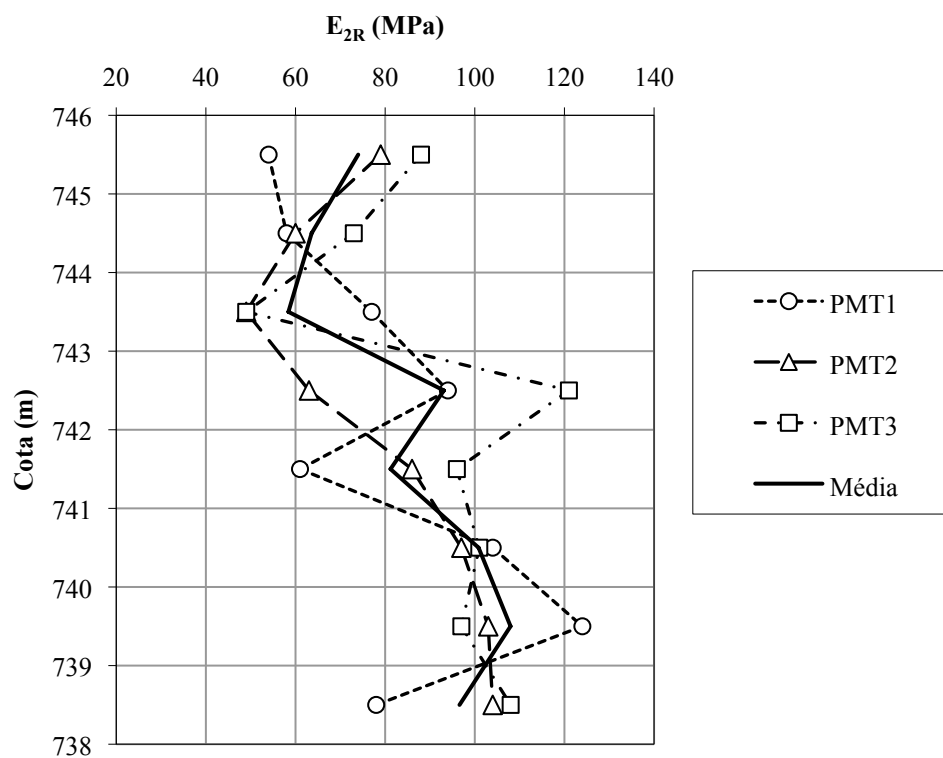


Figura 5.18 - Módulos do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ) no perfil para todos os furos de sondagem.

De maneira geral, os valores médios dos módulos pressiométricos de recarregamento ( $E_R$ ) no perfil foram crescentes com a profundidade. Os valores dos módulos pressiométricos no recarregamento foram da ordem de 3 a 4 vezes maiores que o módulo Ménard determinado para a fase pseudo-elástica do solo. A explicação está no aumento da razão de pré-adensamento do solo que ocorre no plano horizontal durante a primeira fase de carregamento, similar ao OCR, usualmente definido em termos de tensões verticais.

Os valores médios dos módulos pressiométricos do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ) mostraram, de forma geral, uma tendência de aumento com a profundidade. Os valores dos módulos do segundo ciclo de recarregamento foram da ordem de 5 a 7 vezes maiores que o módulo Ménard. Esse comportamento foi coerente com o aumento da razão de pré-adensamento do solo durante as fases anteriores de carregamento.

As cotas 744,50 m e 743,50 m, que haviam apresentado os valores mais baixos do módulo Ménard, mantiveram o mesmo comportamento anterior para os módulos  $E_R$  e  $E_{2R}$ .

A Figura 5.19 apresenta a relação  $E_M/p_L$ , muito utilizada para classificação de solos, referente aos furos PMT1, PMT2 e PMT3. A Tabela 5.8 apresenta a classificação dos solos segundo valores de  $E_M/p_L$  proposta pelo Ministério da Habitação e Equipamentos de Transportes da França (1993), *apud* Fecker (2005).

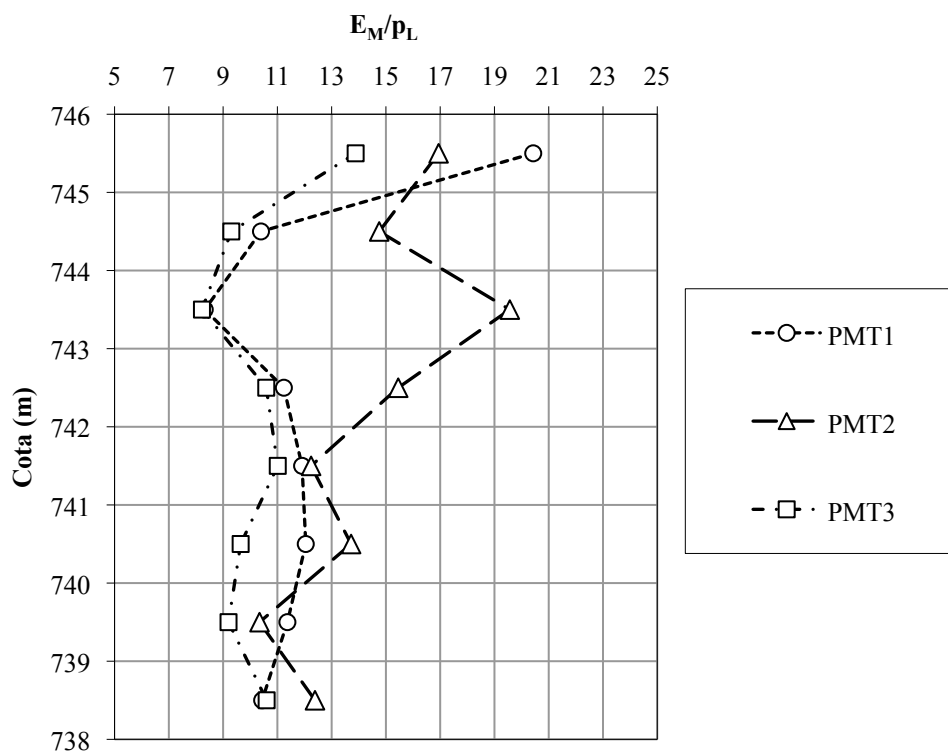


Figura 5.19 - Relação  $E_M/p_L$  no perfil.



Tabela 5.8 - Classificação dos solos pela relação  $E_M/p_L$ , adaptada da Tabela do Ministério da Habitação e Equipamentos de Transportes da França (1993), *apud* Fecker (2005).

Solo	Descrição	$E_M/p_L$
Argila	Pré-adensada	> 16
	Normalmente adensada	> 9 até 16
	Remoldada	7 a 9
Silte	Pré-adensado	> 14
	Normalmente adensado	8 a 14
Areia	-	> 12
		7 a 12
Areia e Pedregulho	-	> 10
		6 a 10

A relação  $E_M/p_L$  no perfil variou entre 8,3 e 20,4. Neste caso, pela Tabela 5.8, a maioria dos resultados da relação  $E_M/p_L$  (ver Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7) enquadram o solo do aterro como argila normalmente adensada.

Sabendo que o solo em questão trata-se de uma argila arenosa bastante intemperizada e pré-adensada pela compactação do aterro, pode-se dizer que a tabela enquadrou corretamente o tipo de solo preponderante no material, entretanto não conseguiu apontar para o estado pré-adensado do solo, o que justifica-se no fato da tabela não ter sido originalmente desenvolvida para solo compactado.

#### 5.4 Resultados dos Ensaios Pressiométricos pela Metodologia de Briaud

A seguir são apresentados os parâmetros dos ensaios pressiométricos a partir das curvas tensão-deformação radial da cavidade, segundo metodologia proposta por Briaud (1992). Para tanto, foi escolhido um único furo sondagem, o PMT3.

A Figura 5.20 apresenta a curva pressiométrica corrigida expressa com a pressão em função da deformação radial da sonda pressiométrica, referente à cota 745,50 m. As demais curvas referentes às outras cotas do furo PMT3 são apresentadas no Apêndice F.

A construção da curva nestes eixos foi condição necessária para a determinação geométrica do ponto da curva correspondente ao raio de máxima curvatura, no qual passa uma horizontal que cruzará com o prolongamento da reta do trecho pseudo-elástico do solo num ponto cuja pressão corresponde à tensão horizontal em repouso ( $\sigma_{h0}$ ) e a deformação radial corresponde ao raio inicial da cavidade " $(\Delta r/r_0)_c$ ", correspondente ao volume da cavidade  $V_c$ .

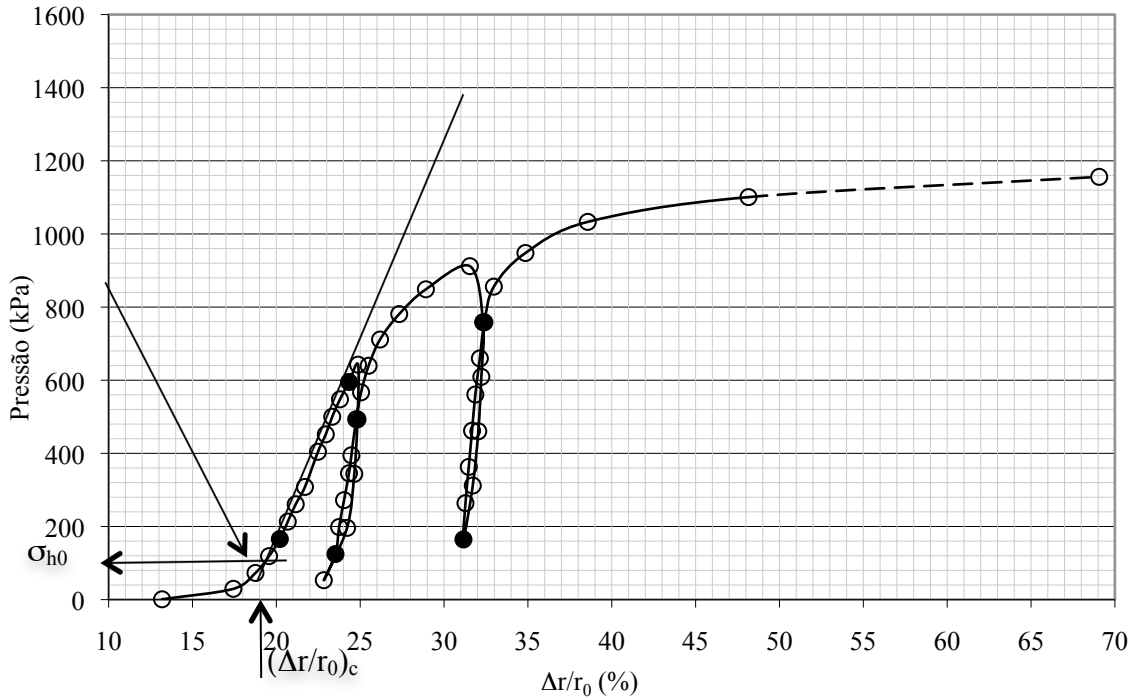


Figura 5.20 - Curva pressiométrica corrigida expressa com a pressão em função da deformação radial da sonda pressiométrica, referente à cota 745,50 m do furo PMT3.

A Figura 5.21 apresenta a curva pressiométrica corrigida com a pressão em função da deformação radial da cavidade " $\epsilon_{\theta\theta}$ ".

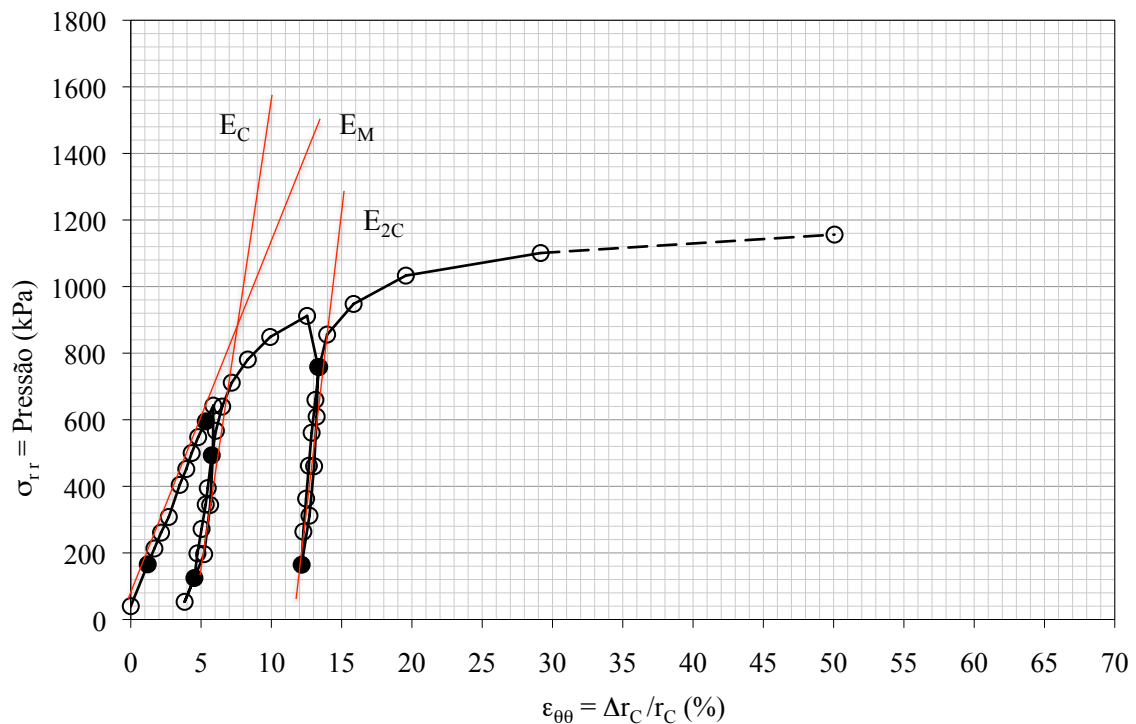


Figura 5.21 - Curva pressiométrica corrigida com a pressão em função da deformação radial da cavidade " $\epsilon_{\theta\theta}$ ", referente à cota 745,50 m do furo PMT3.

A Tabela 5.9 apresenta os valores dos parâmetros obtidos para o furo PMT3 com a análise dos resultados pela metodologia de Briaud (1992). Cabe salientar que os valores dos pontos  $p_1$  e  $p_2$  referentes ao início e término do trecho pseudo-elástico foram obtidos geometricamente tomando os pontos no trecho linear da curva e usados na determinação do módulos cisalhantes ( $G$ ) que foram convertidos nos módulos pressiométricos ( $E_M$ ) pela Teoria da Elasticidade da mesma forma já expressa anteriormente no Item 5.3.

As pressões  $p_1$  e  $p_2$  são apresentadas na tabela, bem como as médias dessas duas pressões e a deformação da cavidade sob esta pressão ( $\epsilon_{\text{méd}}^{\text{méd}}$ ), além da tensão horizontal *in situ* ( $\sigma_{h0}$ ). São apresentados os valores dos módulos  $E_C$  e  $E_{2C}$  referentes ao primeiro e segundo laço (*looping*) formados pela curva pressiométrica corrigida devido aos ciclos de descarga e recarga realizados durante o ensaio. Os valores dos módulos pressiométricos  $E_M$  obtidos pelo processo geométrico referentes aos furos PMT2 e PMT3 já foram publicados por Angelim *et al.* (2010).

Tabela 5.9 - Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos realizados no furo PMT3 com a análise dos resultados pela metodologia de Briaud (1992).

Cota (m)	Prof. (m)	$(\Delta r/r_0)_c$ (%)	$\sigma_{h0}$ (kPa)	$p_1$ (kPa)	$p_2$ (kPa)	$p_m$ (kPa)	$\epsilon_{\text{méd}}^{\text{méd}}$ (%)	$E_M$ (MPa)	$E_C$ (MPa)	$E_{2C}$ (MPa)
745,5	0,5	19,0	40	166	595	381	3,3	17	48	82
744,5	1,5	18,9	60	175	645	410	4,5	13	34	77
743,5	2,5	22,2	105	218	639	428	4,8	12	36	37
742,5	3,5	21,6	60	230	661	446	3,7	18	55	95
741,5	4,5	23,4	80	279	956	618	4,6	20	56	87
740,5	5,5	21,3	62	295	777	536	4,5	17	61	99
739,5	6,5	23,9	110	297	780	539	3,9	19	54	89
738,5	7,5	19,7	110	276	709	493	3,2	18	70	100
Média	-	21,3	78	242	720	481	4,1	17	52	83
CV (%)	-	9,0	34,5	21,7	16,1	16,5	15,3	16,8	23,4	24,4

Nota:  $p_m$  é a média de  $p_1$  e  $p_2$ .

A deformação radial específica para o raio inicial da cavidade foi apresentado por se tratar do valor da deformação radial em que foi posicionado a origem dos novos eixos  $\sigma_{rr}$  e  $\epsilon_{\text{méd}}$ , que expressam a pressão e a deformação específica diretamente na cavidade. Briaud (1992) define  $\Delta r/r_0$  como deformação radial e Baguelin *et al.* (1978) denomina como deformação circunferencial. Cunha (1994) aponta alguns motivos justificando que a denominação dada pelos últimos como mais adequada e que para o trecho elástico ambas são iguais. Assim, para

as condições de análise feitas neste estudo a terminologia usada de deformação radial também é adequada.

A Figura 5.22 apresenta a tensão horizontal obtida via interpretação das curvas pressiométricas pela metodologia proposta por Briaud (1992) e também os resultados da tensão horizontal utilizando  $K_0$  obtido via ensaios triaxiais  $K_0$ . Percebeu-se que as tensões horizontais do PMT segundo a interpretação por Briaud foram superiores às determinadas a partir do  $K_0$  obtido pelos ensaios de laboratório.

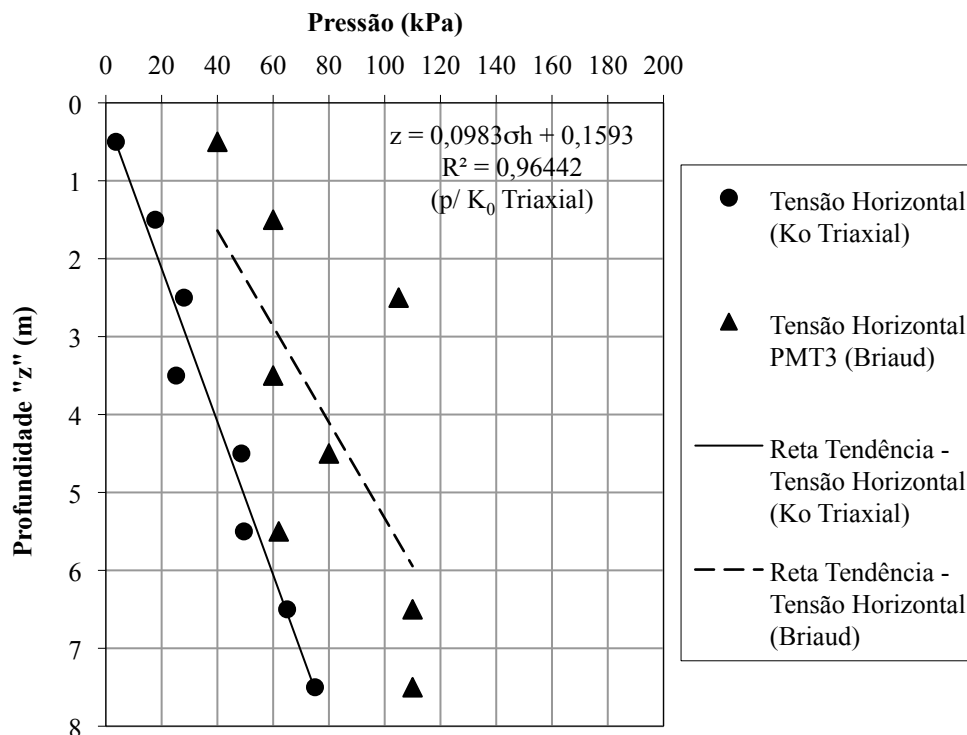


Figura 5.22 - Tensão horizontal obtida da interpretação das curvas pressiométricas pela metodologia de Briaud (1992).

A Figura 5.23 apresenta reunidas a tensão horizontal, as pressões  $p_1$  e  $p_2$  e a pressão média pela metodologia de Briaud, além dos valores de  $p_1$  e  $p_2$  determinados segundo metodologia da norma francesa NF P 94-110-1 para o mesmo furo.

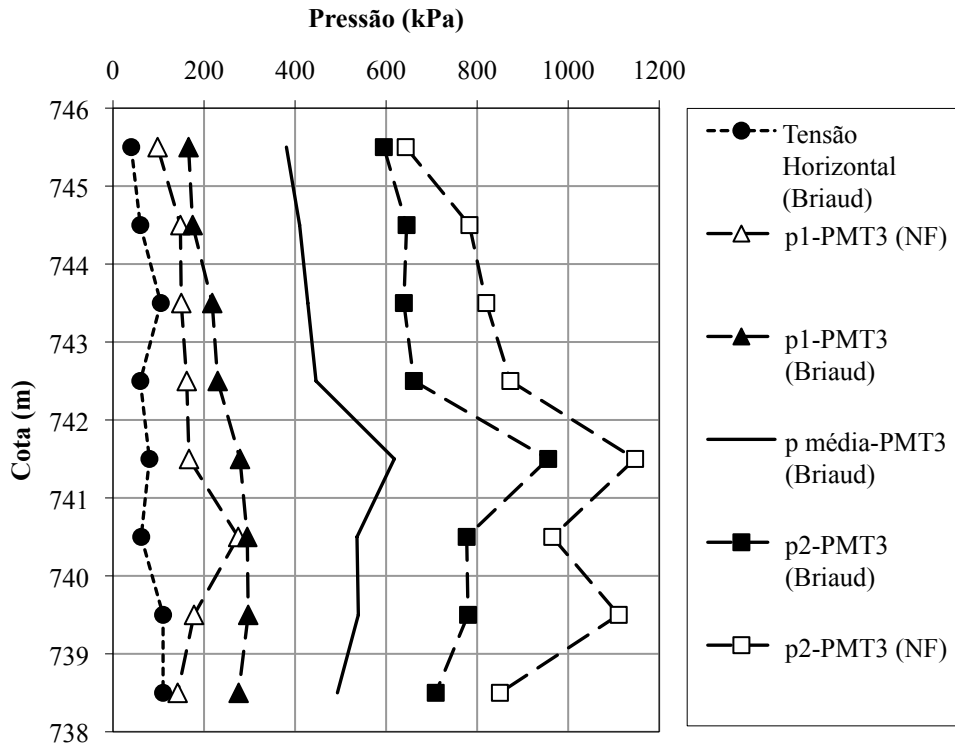


Figura 5.23 - Tensão horizontal, pressões  $p_1$  e  $p_2$  e pressão média pela metodologia de Briaud e pressões  $p_1$  e  $p_2$  determinadas segundo metodologia da NF P 94-110-1.

As Figuras 5.24, 5.25 e 5.26 apresentam os módulos pressiométricos Ménard e os módulos do primeiro e do segundo ciclos de descarga e recarga, respectivamente.

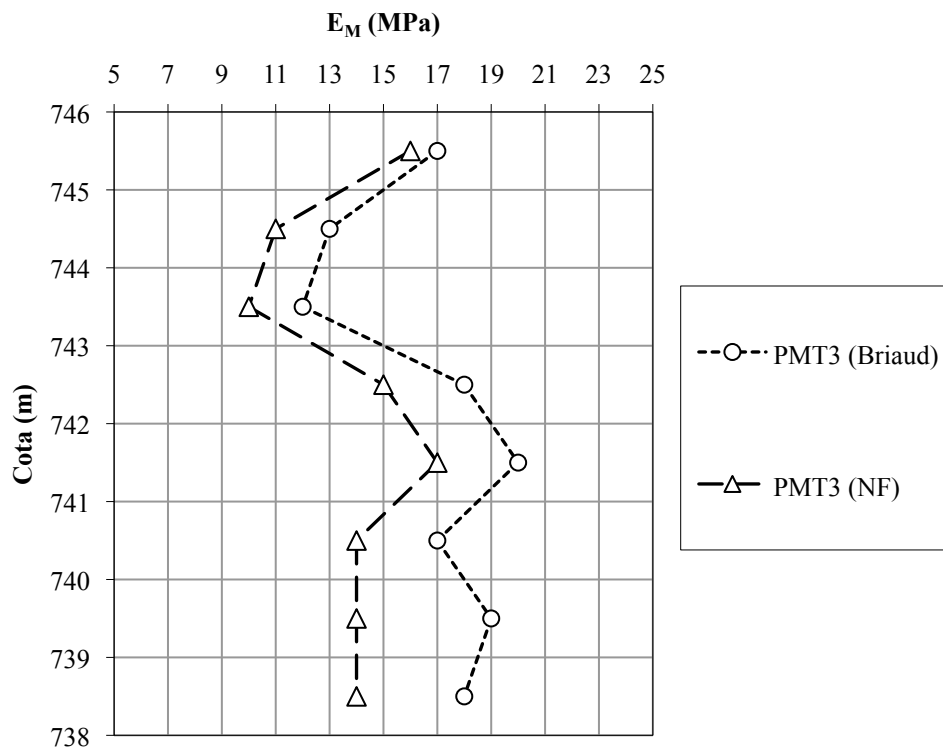


Figura 5.24 - Módulos Ménard pelas metodologias de Briaud e da NF P 94-110-1 no perfil.

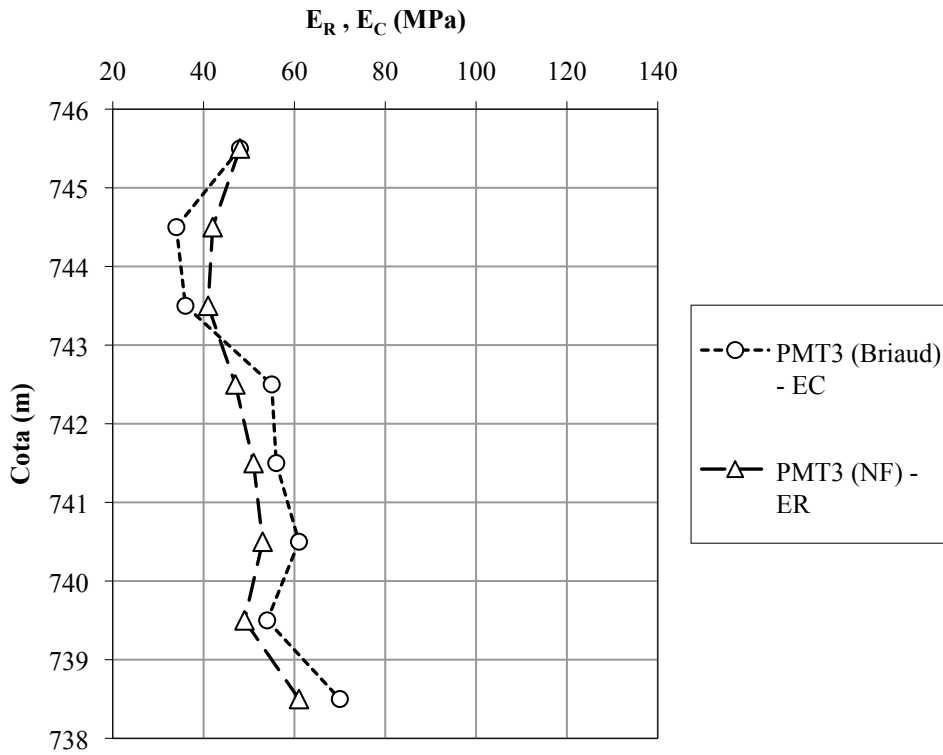


Figura 5.25 - Módulos do primeiro ciclo de descarga e recarga pelas metodologias de Briaud e da NF P 94-110-1 no perfil.

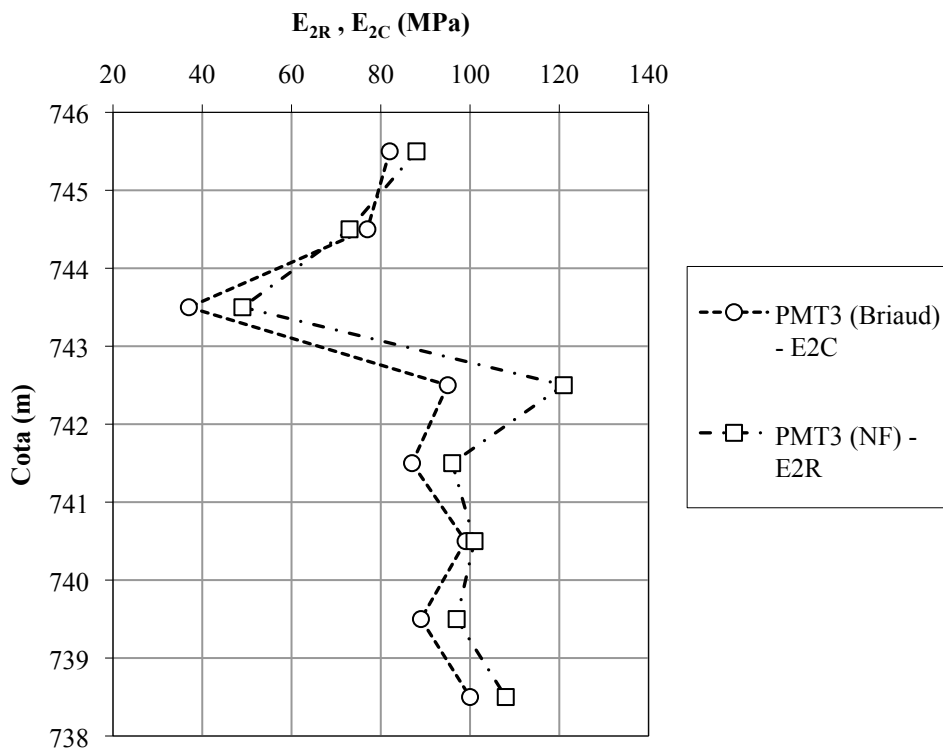


Figura 5.26 - Módulos do segundo ciclo de descarga e recarga pelas metodologias de Briaud e da NF P 94-110-1 no perfil.

Embora os parâmetros mostrados nas três figuras anteriores sejam os mesmos, os valores são diferentes devido às metodologias adotadas, que estabelecem formas distintas na determinação dos pontos na curva pressiométrica corrigida.

Os valores do módulo Ménard obtidos pela metodologia de Briaud foram superiores em relação aos módulos obtidos pela norma francesa e a diferença entre eles foi crescente com a profundidade, variando de 1 MPa mais próximo à superfície para 4 MPa na profundidade máxima do perfil. Mesmo assim, as curvas tiveram comportamento semelhante. A metodologia proposta pela norma francesa guarda a vantagem de não depender de uma avaliação geométrica para a definição dos pontos  $p_1$  e  $p_2$ , permitindo que os mesmos valores sejam determinados sem muita influência do analista dos resultados do ensaio. Ao comparar os resultados dos módulos pressiométricos Ménard, deve se ter o cuidado de especificar a metodologia empregada, observando que os valores determinados segundo a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) são geralmente menores.

Os valores do módulo cíclico para o primeiro ciclo de descarga e recarga ( $E_C$ ) foram em geral superiores ao módulo de recarregamento ( $E_R$ ), com comportamento semelhante, exceto para as cotas 744,50 m e 743,50 m que apresentaram valores mais baixos de módulos.

Os valores do módulo cíclico para o segundo ciclo de descarga e recarga ( $E_{2C}$ ) foram em geral inferiores ao módulo de recarregamento ( $E_{2R}$ ), mas com comportamento muito semelhante, com curvas praticamente paralelas.

A diferença notada nos valores dos módulos cíclicos obtidos nas curvas pressiométricas corrigidas expressas em termos de pressão-deformação radial da cavidade pela metodologia de Briaud e dos módulos de recarregamento obtidos nas curvas pressiométricas corrigidas expressas em termos de pressão-volume, conforme norma experimental francesa XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999), está na posição diferente dos pontos escolhidos na curva pressiométrica corrigida.

No caso dos módulos de recarregamento ( $E_R$  e  $E_{2R}$ ), os pontos foram retirados somente dos trechos de carregamento, conforme já explicado. Para os módulos cíclicos ( $E_C$  e  $E_{2C}$ ), os pontos correspondem às extremidades do laço da curva (*looping*), conforme mostrado na Figura 5.21.

## 5.5 Resultados do Ensaio de Placa e Relação com os Ensaio Pressiométricos

A Figura 5.27 e a Tabela 5.10 e apresentam os resultados do ensaio de placa realizado a 25 cm de profundidade em relação à superfície do aterro na cota média de 746,00 m, com placa rígida de aço de 29,7 cm de diâmetro e utilizando como cargueira de reação um caminhão de caçamba basculante, tipo “toco” ou de único eixo traseiro, carregado de solo, levando o ensaio até a ruptura do solo.

Os valores do módulo de deformação obtidos no ensaio de placa ( $E_{EP}$ ), apresentados na Tabela 5.10, foram determinados primeiramente para todas as tensões de carregamento em relação à origem dentro do trecho linear (fase elástica) da curva, para que se pudesse acompanhar sua evolução durante o ensaio. Foi utilizada a equação 5.3, relativa à solução de Boussinesq (1885) *apud* Timoshenko e Goodier (1951) da Teoria da Elasticidade para placas circulares rígidas, considerando os fatores de profundidade e de espessura iguais a 1, ou seja, carregamento na superfície e espessura infinita. Neste caso, o fator de forma é  $\pi/4$ .

$$E_{EP} = \frac{\pi}{4} \times \frac{q \times d}{s} \times (1 - \nu^2) \quad (5.3)$$

Onde:  $q$  = tensão aplicada;  $d$  = diâmetro da placa;  $s$  = recalque medido;  $\nu$  = coeficiente de Poisson.

Analisando os resultados do módulo do ensaio de placa ( $E_{EP}$ ), observou-se que os valores obtidos para os intervalos de tensão no carregamento dentro do trecho linear elástico estão dentro de uma mesma ordem de grandeza e decrescem levemente com o acréscimo de tensão.

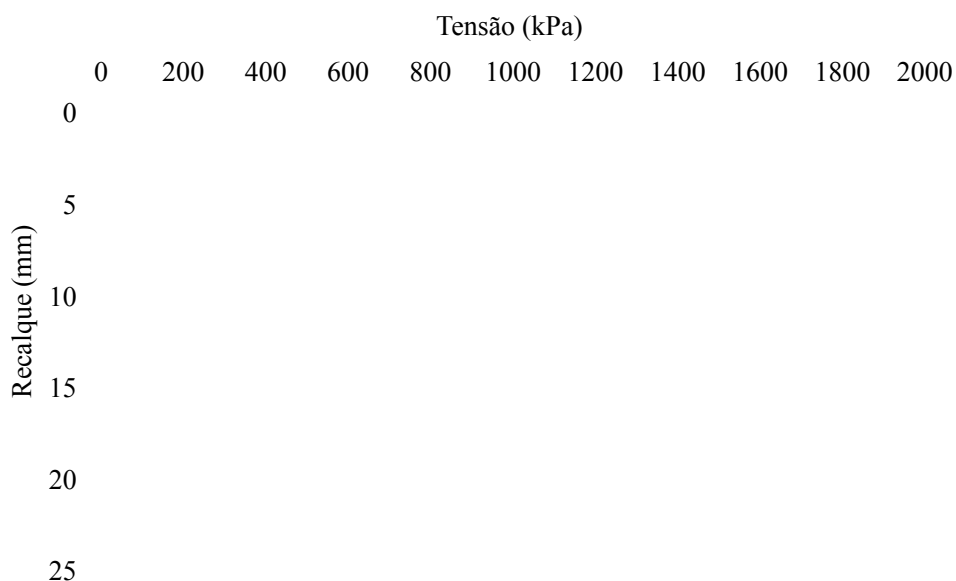


Figura 5.27 – Curva tensão *versus* recalque obtida no ensaio de placa.



Tabela 5.10 – Resultados do ensaio de placa realizado de 01/11 a 02/11/2008.

Carga (kN)	Tensão (kPa)	Recalque (mm)	Tensão/Tensão Ruptura (%)	$E_{EP}$ (MPa)
0	0	0	0	-
5,74	83	0,16	5	107,83
10,00	144	0,39	8	76,75
15,00	217	0,65	12	69,39
20,00	289	0,87	16	69,05
25,00	361	1,18	20	63,59
30,00	433	1,40	24	64,29
35,00	505	1,62	28	64,80
40,00	577	1,82	32	65,90
45,00	650	2,06	36	65,59
50,00	722	2,26	40	66,41
55,00	794	2,46	44	67,09
60,00	866	2,69	48	66,92
70,00	1010	3,18	56	66,02
80,00	1155	3,77	64	63,68
90,00	1299	4,44	72	60,81
100,00	1443	5,23	80	57,35
110,00	1588	6,32	88	-
120,00	1732	9,02	96	-
125,00	1804	22,56	100	Ruptura
99,48	1436	22,50	80	-
80,58	1163	22,42	64	-
58,33	842	22,22	47	-
37,38	540	21,93	30	-
16,97	245	21,38	14	-
0,23	3	20,44	0	-

Nota: Foi adotado o valor de 0,33 para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) na determinação de  $E_{EP}$ .

Para definir o módulo que melhor se ajusta à curva do ensaio, fez-se também a retroanálise da prova de carga em placa. Para tanto, usou-se o programa GARP, conforme metodologia descrita por Sales (2000) e Small e Poulos (2007), onde a placa é discretizada pelo método de elementos finitos e o solo considerado linear-elástico pela Teoria da Elasticidade.

Considerou-se um solo com profundidade de 20m ( $\approx$  semi-infinito para uma placa de 29,7 cm de diâmetro), solo linear-elástico e homogêneo. A placa foi discretizada por uma figura com forma aproximadamente circular e de mesma área, como mostra a Figura 5.28.

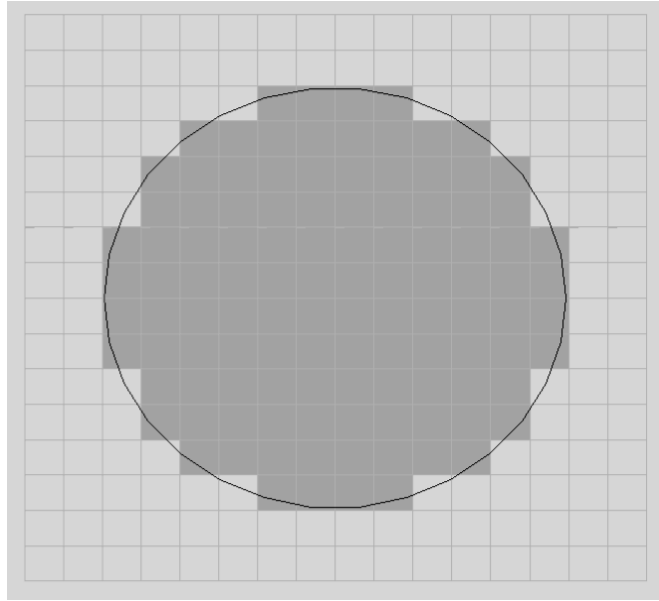


Figura 5. 28 - Malha utilizada para discretizar a placa do ensaio.

Foram estimados os recalques para solos com diferentes módulos elásticos de Young, resultando nas previsões da Figura 5.29. Observou-se que os resultados medidos ficariam próximos aos valores previstos para a faixa de módulos entre 60 MPa e 70 MPa.

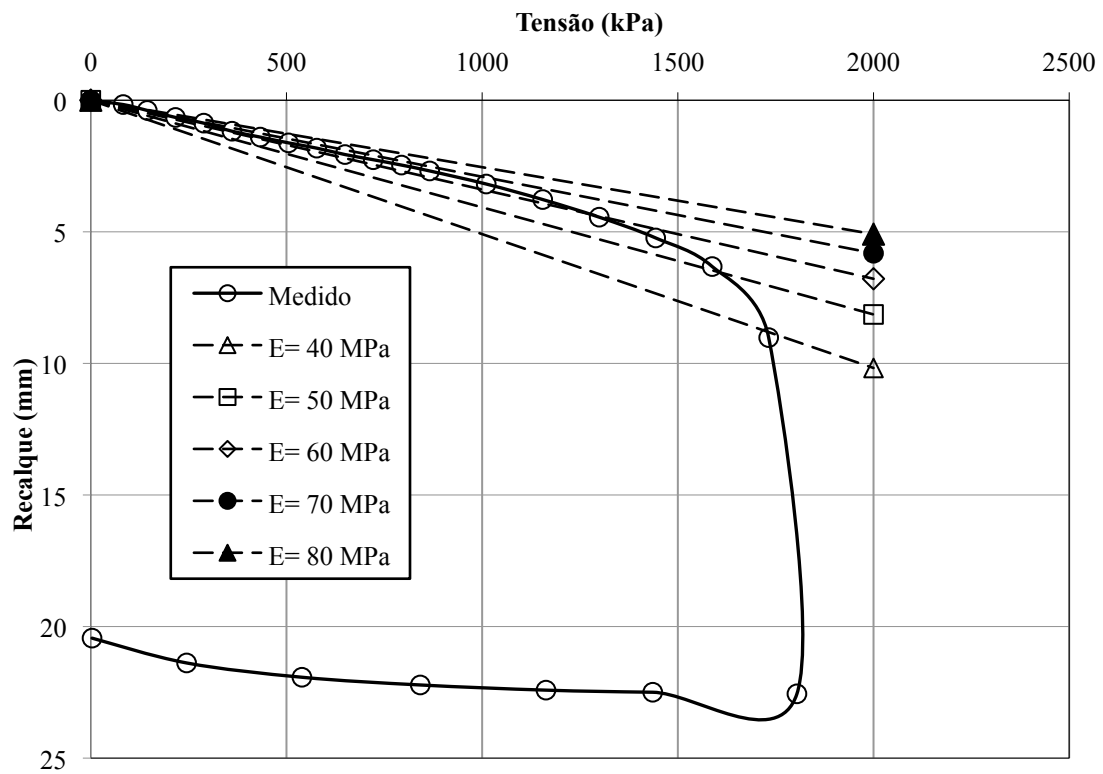


Figura 5.29 - Previsão de recalque para diferentes módulos elásticos.

Fazendo um refinamento, mostrado na Figura 5.30, observou-se que na fase inicial o módulo de 70 MPa seria mais representativo, mas para deformações um pouco maiores, e o valor de 65 MPa seria uma melhor conclusão para o valor final do módulo  $E_{EP}$ , bastante coerente com os resultados da Tabela 5.10, bem próximo do módulo a 50% da tensão de ruptura. Nota-se que acima de 1300 kPa, correspondente a tensões superiores a 70% da tensão de ruptura, as deformações plásticas se acentuam e se afastam das previsões elásticas.

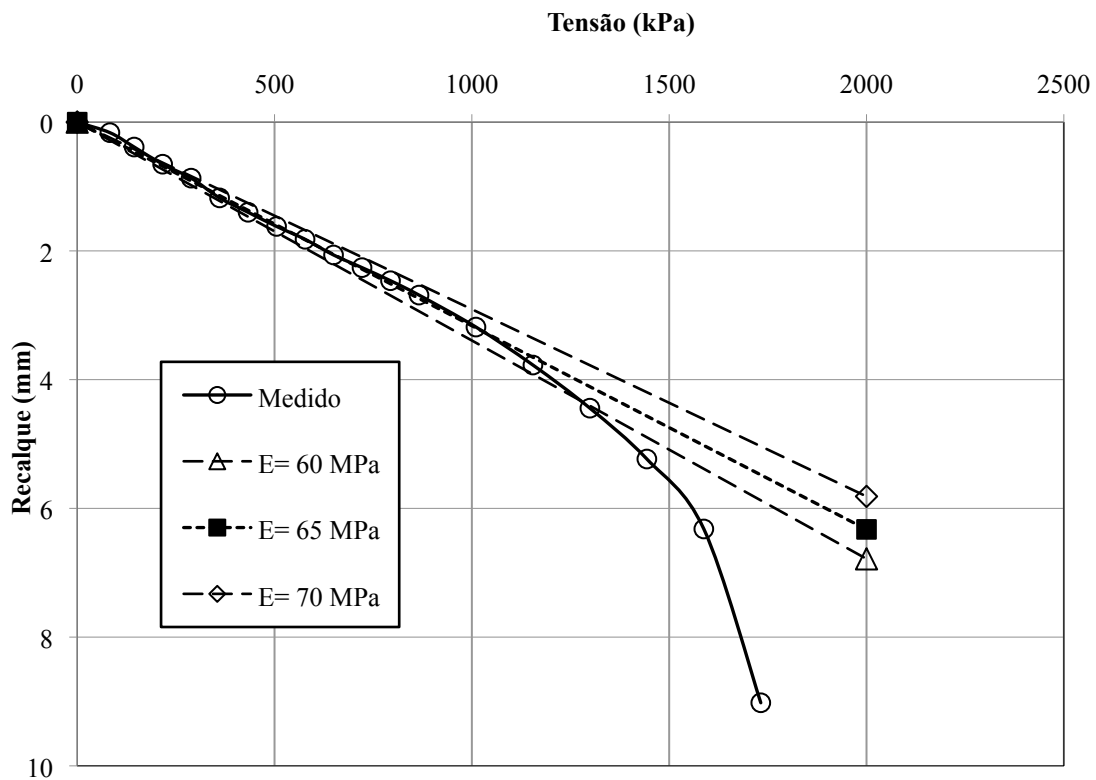


Figura 5.30 - Refinamento da previsão de recalque para diferentes módulos elásticos.

Antes de estabelecer uma relação entre os resultados do ensaio de placa e dos ensaios pressiométricos é necessário fazer algumas considerações. A primeira é que a profundidade estimada do bulbo de tensões no maciço abaixo da placa carregada, apoiada na cota 745,75 m, é em torno de 60 cm, aproximadamente o dobro do diâmetro da placa. Assim, os resultados do ensaio de placa referem-se somente ao trecho superficial do perfil. A segunda consideração é que os resultados dos módulos pressiométricos variaram pouco no perfil, demonstrando que o aumento da profundidade não influenciou o parâmetro (ver Figura 5.16), somado ao fato do aterro ser construído de forma artificial, buscando um maciço homogêneo e com características semelhantes. Entende-se por esses motivos que é possível, no que diz respeito ao módulo, considerar o resultado do ensaio de placa do primeiro metro do aterro igual para todo o perfil estudado e, assim, estabelecer comparação com os módulos pressiométricos.

O mesmo não pode ser feito para pressão limite do ensaio pressiométrico e a tensão última do ensaio de placa, considerando que o valor da pressão limite tende a aumentar com a profundidade (ver Figura 5.13) devido ao aumento das tensões confinantes.

Estabelecendo uma relação entre os módulos obtidos pelos ensaios pressiométricos e ensaio de placa,  $E_M/E_{EP}$ , ambos determinados no regime elástico de deformações do solo em estudo, tem-se os valores apresentados na Tabela 5.11 para cada furo de sondagem, bem como a distância entre o furo e a posição do ensaio de placa.

Tabela 5.11 - Relação entre os módulos pressiométricos e o módulo do ensaio de placa.

Cota (m)	Prof. (m)	PMT1 (d=6,04 m)		PMT2 (d=5,04 m)		PMT3 (d=7,89 m)	
		$E_M$ (MPa)	$E_M/E_{EP}$	$E_M$ (MPa)	$E_M/E_{EP}$	$E_M$ (MPa)	$E_M/E_{EP}$
745,5	0,5	17	0,26	21	0,32	16	0,25
744,5	1,5	10	0,15	17	0,26	11	0,17
743,5	2,5	8	0,12	16	0,25	10	0,15
742,5	3,5	16	0,25	18	0,28	15	0,23
741,5	4,5	13	0,20	18	0,28	17	0,26
740,5	5,5	17	0,26	15	0,23	14	0,22
739,5	6,5	17	0,26	17	0,26	14	0,22
738,5	7,5	11	0,17	19	0,29	14	0,22
Média	-	14	0,21	18	0,27	14	0,21
CV (%)	-	26,6	26,6	10,5	10,5	17,0	17,0
Média Geral							0,23
CV%							21,2

Notas: 1)  $E_{EP} = 65$  MPa; 2) As médias e o CV foram obtidos para os valores inteiros de  $E_M$ .

Percebe-se que o módulo oriundo do ensaio de placa ( $E_{EP}$ ) foi bem superior aos valores dos módulos pressiométricos ( $E_M$ ). Isto pode ser atribuído a perda de umidade do solo durante o longo período de tempo de realização do ensaio de placa que aumenta a tensão de sucção do solo e conseqüentemente sua resistência.

Os valores da relação  $E_M/E_{EP}$  ficaram entre 0,12 e 0,32 e o coeficiente de variação foi de 21,2%. As médias de cada furo, bem como o coeficiente de variação, podem ser vistos na Tabela 5.11.

Assim, a correlação de  $E_M$  em função de  $E_{EP}$  determinada considerando todos os resultados foi:

$$E_M = 0,23 \cdot E_{EP} \quad [\text{MPa}] \quad (5.4)$$

A relação entre a pressão limite dos ensaios pressiométricos e a tensão última do ensaio de placa,  $p_L/q_u$ , é apresentada na Tabela 5.12 somente para a cota 745,50 m (a 25 cm abaixo da placa da ensaio) para cada furo de sondagem. O valor da tensão última considerado foi de 1804 kPa.

Tabela 5.12 - Relação entre a pressão limite dos ensaios pressiométricos e a tensão última.

Cota (m)	Prof. (m)	PMT1 (d=6,04 m)		PMT2 (d=5,04 m)		PMT3 (d=7,89 m)		
		$p_L$ (kPa)	$p_L/q_u$	$p_L$ (kPa)	$p_L/q_u$	$p_L$ (kPa)	$p_L/q_u$	
745,5	0,5	816	0,45	1213	0,67	1156	0,64	
Média Geral								0,59

Nota:  $q_u = 1804$  kPa.

Os valores da relação  $p_L/q_u$  foram 0,45, 0,67 e 0,64. Assim, a correlação de  $p_L$  e  $q_u$  encontrada considerando a média desses resultados foi:

$$p_L = 0,59 \cdot q_u \quad [\text{kPa}] \quad (5.5)$$

A distância entre os ensaios PMT e o de placa não interferiu nas relações encontradas e nem nos coeficientes de variação, porém ressalta-se que o ensaio mais próximo da placa é o PMT2.

Conciani *et. al* (2000) obtiveram valores para a relação  $E_M/E_{EP}$  entre 0,14 e 0,38 e para a relação  $p_L/q_u$  em torno de 0,5, utilizando ensaio de placa helicoidal (diâmetro de 20 cm e passo de 40 mm) em areias marinhas, no litoral da Paraíba, nordeste do Brasil. Mesmo para um solo diferente e um formato de placa distinto, encontrou-se valores dentro da mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos nesta pesquisa, cabendo mais investigações futuras.

## 5.6 Resultados do Ensaio SPT e Relação com os Ensaio Pressiométricos

A Tabela 5.13 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios SPT1, SPT2 e SPT3 executados nos furos SP1, SP2 e SP3 e a relação destes resultados com os módulos pressiométricos.

O ensaio SPT3 foi realizado da forma convencional a cada metro de profundidade, conforme as recomendações da norma brasileira NBR 6484 (ABNT, 2001), exceto pelo uso de gatilho disparador do martelo e supressão do coxim de madeira. O gatilho disparador desenvolvido por Furnas Centrais Elétricas S.A., empresa que executou os ensaios deste

estudo, garante a altura exata de queda do martelo e segundo Belincanta e Cintra (1998) o uso do dispositivo tem sido introduzido aqui no Brasil nos últimos anos. Quanto ao uso do coxin de madeira dura no martelo, embora a sua recomendação tenha a finalidade de melhorar as condições de contato entre o martelo e a cabeça de bater, evitando o choque aço-aço e reduzindo as vibrações do sistema, Belincanta (1998), na sua tese de doutorado, apenas registrou uma pequena influência do uso ou não do coxin de madeira nos valores do "N" do SPT. Cavalcante (2002), considerou que a ausência do coxin não altera o valor de "N".

Quanto aos outros dois ensaios SPT, a única diferença em relação ao SPT3, é que foram realizados de forma contínua no furo de sondagem, ou seja, após a determinação de cada "N", procedia-se a limpeza do furo, aprofundando-o em cerca de 10 cm (2 vezes o diâmetro do amostrador), e iniciava-se outro ensaio, a fim de determinar o maior número de parâmetros de resistência do solo ao longo do perfil sondado.

Tabela 5.13 – Resultados dos ensaios SPT e relação  $E_M/N$ .

Cota (m)	SP1 PMT1			Cota (m)	SP2 PMT2			Cota (m)	SP3 PMT3		
	N	$E_M$ (MPa)	$E_M/N$		N	$E_M$ (MPa)	$E_M/N$		N	$E_M$ (MPa)	$E_M/N$
745,20	9	17	1,9	745,15	8	21	2,6	745,50	-	16	-
744,65	9	10	1,1	744,60	8	17	2,1	744,70	8	11	1,4
744,10	10	10	1,0	744,05	7	17	2,4	743,70	10	10	1,0
743,55	9	8	0,9	743,45	10	16	1,6	742,70	12	15	1,3
743,00	11	8	0,7	742,90	10	18	1,8	741,70	11	17	1,5
742,45	11	16	1,5	742,35	9	18	2,0	740,70	11	14	1,3
741,90	12	13	1,1	741,80	11	18	1,6	739,70	11	14	1,3
741,35	11	13	1,2	741,25	10	18	1,8	738,70	13	14	1,1
740,80	12	17	1,4	740,70	10	15	1,5	737,70	13	-	-
740,25	11	17	1,5	740,15	12	15	1,3	-	-	-	-
739,70	12	17	1,4	739,62	9	17	1,9	-	-	-	-
739,10	10	17	1,7	739,15	11	17	1,5	-	-	-	-
738,60	12	11	0,9	738,60	12	19	1,6	-	-	-	-
738,05	12	11	0,9	738,05	11	19	1,7	-	-	-	-
Média	11	13	1,2	Média	10	18	1,8	Média	11	14	1,3
CV (%)	11,0	26,9	27,9	CV (%)	15,3	9,2	20,4	CV (%)	14,8	17,0	14,4
Média Geral											1,47
CV (%)											29,4

Nota: 1) As médias e o CV foram obtidos para os valores inteiros de "N" e de " $E_M$ "; 2) As cotas estão representando o eixo dos 30 cm do amostrador utilizados na determinação de "N".

A cada determinação de "N" foi também determinado o torque "T". O Apêndice G apresenta os resultados completos dos ensaios SPT-T1, SPT-T2 e SPT-T3 realizados nos

furos SP1, SP2 e SP3, inclusive com os teores de umidade determinados para as amostras retirados do furo pelo amostrador padrão. A análise do torque medido não é tratada neste trabalho.

A Figura 5.31 apresenta os valores da resistência à penetração "N" no perfil para todos os ensaios SPT realizados.

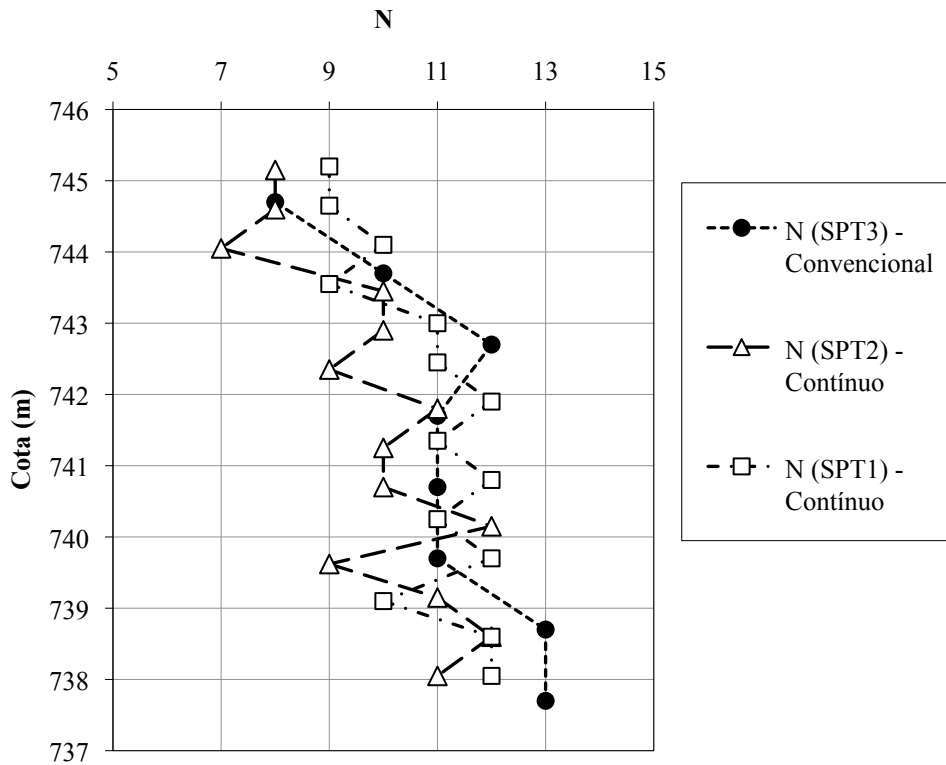


Figura 5.31 - Índice de resistência à penetração "N" dos ensaios de SPT no perfil.

De forma geral os resultados de "N" foram próximos, apresentando um certo acréscimo do número de golpes com a profundidade do aterro para todas as sondagens realizadas. Pode-se dizer que o SPT foi capaz de detectar as camadas onde o módulo pressiométrico foi muito menor, no caso os ensaios SPT realizados próximos às cotas 744,50 m e 743,50 m.

Considerando os valores de SPT3 (convencional) para a determinação da relação  $E_M/N$  que variou entre 1,0 e 1,5 com coeficiente de variação de 14,4% chegou-se a correlação:

$$E_M = 1,3 \cdot N \quad [\text{MPa}] \quad (5.6)$$

Verificou-se que, para o solo estudado, os resultados dos ensaios contínuos foram compatíveis com os do ensaio convencional. Assim, como do ponto de vista "prático" não há diferença entre do SPT convencional e contínuo, resolveu-se apresentar também uma análise considerando todos os ensaios de SPT.

Nesta condição, os valores da relação  $E_M/N$  variaram entre 0,7 e 2,6 com coeficiente de variação de 29,4%. A correlação de  $E_M$  e  $N$  determinada pela média geral dos 35 ensaios SPT e 23 ensaios PMT, apresentados na Tabela 5.13, associados dentro da mesma faixa profundidade foi:

$$E_M = 1,47 \cdot N \quad [\text{MPa}] \quad (5.7)$$

As duas correlações apresentadas foram encontradas para o aterro compactado do estudo até 8 m de profundidade.

Poulos (1989) apresenta uma relação para o módulo de Young e o índice de resistência à penetração "N", sem correção de energia e para solos variados, onde o módulo tem valor entre 2 a 5 vezes o valor de "N". Pesquisas na cidade de Goiânia em solos tropicais não saturados tem indicado valores de módulo entre 3 a 4 vezes o valor de "N", também sem correção de energia. (MAGALHÃES *et al.*, 2006; SALES e BITTENCOURT, 2010)

A Tabela 5.14 apresenta a relação entre a pressão limite dos ensaios pressiométricos e o índice de resistência à penetração "N" dos ensaios SPT.

Tabela 5.14 – Relação entre a pressão limite dos ensaios pressiométricos e o índice de resistência à penetração "N" dos ensaios SPT.

Cota	SP1	PMT1		Cota	SP2	PMT2		Cota	SP3	PMT3	
(m)	N	p <sub>L</sub>	p <sub>L</sub> /N	(m)	N	p <sub>L</sub>	p <sub>L</sub> /N	(m)	N	p <sub>L</sub>	p <sub>L</sub> /N
		(kPa)				(kPa)				(kPa)	
745,20	9	816	91	745,15	8	1213	152	745,50	-	1156	-
744,65	9	816	91	744,60	8	1132	142	744,70	8	1219	152
744,10	10	935	94	744,05	7	1132	162	743,70	10	1180	118
743,55	9	996	111	743,45	10	829	83	742,70	12	1406	117
743,00	11	996	91	742,90	10	1135	114	741,70	11	1558	142
742,45	11	1396	127	742,35	9	1135	126	740,70	11	1442	131
741,90	12	1052	88	741,80	11	1440	131	739,70	11	1562	142
741,35	11	1052	96	741,25	10	1440	144	738,70	13	1324	102
740,80	12	1432	119	740,70	10	1060	106	737,70	13	-	-
740,25	11	1432	130	740,15	12	1060	88	-	-	-	-
739,70	12	1504	125	739,62	9	1608	179	-	-	-	-
739,10	10	1504	150	739,15	11	1608	146	-	-	-	-
738,60	12	1094	91	738,60	12	1534	128	-	-	-	-
738,05	12	1094	91	738,05	11	1534	139	-	-	-	-
Média	11	1151	107	Média	10	1276	131	Média	11	1356	129
CV (%)	11,0	21,7	18,9	CV (%)	15,3	19,3	20,4	CV (%)	14,8	12,0	13,7
Média Geral											121
CV (%)											20,7



Considerando os valores de SPT3 (convencional) para a relação  $p_L/N$ , variando entre 102 e 152 e com coeficiente de variação de 13,7%, estabeleceu-se a correlação:

$$p_L = 129 \cdot N \quad [\text{kPa}] \quad (5.8)$$

Considerando todos os ensaios SPT, os valores da relação  $p_L/N$  variaram entre 83 e 179 com coeficiente de variação foi de 20,7%. A correlação entre a pressão limite do ensaio pressiométrico e o índice de resistência à penetração do ensaio SPT, para os 35 ensaios SPT e 23 ensaios PMT, associados na mesma faixa de profundidade, foi:

$$p_L = 121 \cdot N \quad [\text{kPa}] \quad (5.9)$$

Tratando de solos variados e não compactados, Briaud *et al.* (1985) *apud* Oliva (2009) compilaram diversos resultados de ensaios pressiométricos de pré-furo, comparando-os com os resultados de outros ensaios realizados no mesmo local. Para o SPT estabeleceram a correlação em que  $p_L$  (kPa) está em torno de 48 vezes o valor de "N", utilizado sem nenhuma correção de energia.

A relação  $p_L/N$  correlaciona duas medidas de resistência e no presente trabalho mostrou um menor coeficiente de variação. Já a relação  $E_M/N$  refere-se a propriedades diferentes, de deformabilidade e resistência, uma medida na fase elástica e outra no solo plastificado. Analiticamente "N" e  $p_L$  foram influenciados pelo nível de tensões *in situ* que é crescente com a profundidade. Já os módulos pressiométricos mostraram-se menos sensíveis ao efeito do aumento da profundidade, variando menos seus valores.

## **5.7 Confrontação dos Módulos de Young Obtidos pelos Ensaio de Compressão Triaxial com os Módulos Pressiométricos**

Antes de estabelecer qualquer tipo de comparação de resultados entre os módulos de Young obtidos via ensaios de laboratório e os módulos dos ensaios pressiométricos é necessário discutir alguns pontos importantes.

O primeiro deles é referente aos ensaios pressiométricos, cuja ferramenta do ensaio, o pressiômetro Ménard, é o foco principal deste capítulo. Ocorre que nos resultados deste ensaio todas as pressões impostas e as deformações volumétricas pela expansão radial da sonda são referentes às pressões aplicadas na face da cavidade e as deformações são em relação ao raio inicial desta cavidade. Para determinar as tensões e deformações na massa do solo, bem como a fronteira elasto-plástica, é necessária a aplicação de modelos matemáticos de expansão de cavidade, o que não fez parte da abordagem deste trabalho.

O segundo ponto é que, embora a comparação em níveis similares de tensão seja possível, o tipo de deformação gerada no ensaio pressiométrico é distinta de qualquer tipo de deformação gerada nos ensaios de laboratoriais convencionais que foram usados na tese.

O último ponto que traz-se à discussão é que os resultados dos ensaios de compressão triaxial CDnat e CUnat indicaram que os módulos tangenciais a 50% da tensão de ruptura convergiram para valores médios próximos para todos os níveis de tensão confinante utilizados nos ensaios. O mesmo comportamento foi constatado para os módulos pressiométricos, que foram pouco influenciados pela tensão vertical, com o aumento da profundidade no perfil do aterro estudado.

Complementando, com o aumento da tensão confinante nos ensaios triaxiais o trecho elástico se estendeu, fazendo com que as curvas tensão-deformação referentes aos CPs testados sob maior confinante se desenvolvessem acima das curvas dos ensaios realizados com confinante inferior. Da mesma forma, nos ensaios pressiométricos ocorreu extensão do trecho pseudo-elástico ( $\Delta p = p_2 - p_1$ ) das curvas corrigidas com o aumento da a profundidade.

O último ponto discutido indica que o comportamento compatível destes dois ensaios no trecho elástico do solo estudado permite estabelecer comparação entre os módulos nesse regime de deformação.

### **5.7.1 Triaxiais CDnat e CUnat - Análise direta**

Nessa abordagem para o solo deste estudo, os módulos pressiométricos obtidos na fase pseudo-elástica foram comparados diretamente com os módulos tangentes obtidos da curva tensão-deformação dos ensaios triaxiais a 50% da tensão de ruptura.

Para melhor estabelecer a comparação são apresentados na Tabela 5.15 os valores dos módulos pressiométricos agrupados. Nesta tabela propõe-se duas formas para compará-los aos módulos obtidos via ensaios de laboratório, uma pela média dos módulos a cada cota e a outra pelo módulo referente ao ensaio pressiométrico realizado no furo mais próximo aos blocos de amostra indeformada retirados *in situ* naquela cota.

A comparação dos resultados de laboratório com os módulos pressiométricos determinados no furo mais próximo aos blocos foi realizada mesmo sabendo que o centro da sonda pressiométrica não coincidiu com as cotas dos centros dos blocos de amostra indeformada. A melhor aproximação foi para o bloco da cota 743,55 m.

Tabela 5.15 - Módulos pressiométricos utilizados para a comparação.

Cota eixo blocos (m)	Cota ensaio PMT (m)	PMT1 $E_M$ (MPa)	PMT2 $E_M$ (MPa)	PMT3 $E_M$ (MPa)	Média $E_M$ (MPa)	Próximo do bloco $E_M$ (MPa)
745,75	745,5	<b>17</b>	21	16	18	<b>17</b>
744,85	744,5	10	<b>17</b>	11	13	<b>17</b>
743,55	743,5	8	16	<b>10</b>	11	<b>10</b>
742,85	742,5	<b>16</b>	18	15	16	<b>16</b>
741,85	741,5	13	<b>18</b>	17	16	<b>18</b>
740,85	740,5	17	15	<b>14</b>	15	<b>14</b>
739,85	739,5	17	17	<b>14</b>	16	<b>14</b>
738,85	738,5	11	<b>19</b>	14	15	<b>19</b>
Média	-	14	18	14	15	16
CV (%)	-	26,6	10,5	17,0	14,2	18,4
Média Geral						15
CV (%)						21,2

Nota: 1) Os valores em negrito referem-se aos ensaios PMT mais próximos aos blocos;  
 2) A média e o CV foram determinados a partir dos valores inteiros dos módulos.

A Figura 5.32 mostra que os módulos pressiométricos médios estiveram dentro da faixa de variação dos módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios triaxiais CDnat no perfil. Nota-se que os módulos  $E_M$  variaram muito pouco em relação aos referidos ensaios de laboratório.

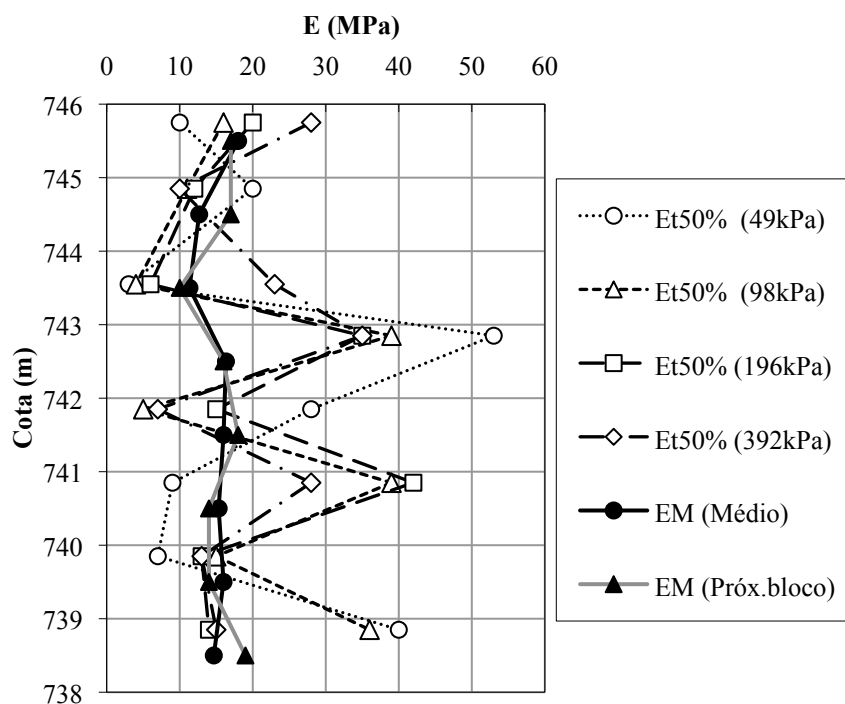


Figura 5.32 - Módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios triaxiais CDnat e módulos pressiométricos no perfil

As Tabelas 5.16 e 5.17 apresentam as relações entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CDnat e os módulos pressiométricos, mais próximos dos blocos e médios dos furos, respectivamente.

Tabela 5.16 - Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CDnat e os módulos pressiométricos **mais próximos dos blocos**.

Cota eixo blocos (m)	Cota ensaio PMT (m)	$\sigma_c = 49$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 98$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 196$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 392$ MPa $E_{t50\%}/E_M$
745,75	745,5	0,59	0,94	1,18	1,65
744,85	744,5	1,18	0,65	0,71	0,59
743,55	743,5	0,30	0,40	0,60	2,30
742,85	742,5	3,31	2,44	2,19	2,19
741,85	741,5	1,56	0,28	0,83	0,39
740,85	740,5	0,64	2,79	3,00	2,00
739,85	739,5	0,50	1,07	0,93	0,93
738,85	738,5	2,11	1,89	0,74	0,79
Média	-	1,27	1,31	1,27	1,35
CV (%)	-	80,5	72,7	67,8	56,6
Média Geral					1,30
CV (%)					66,2

Nota: As relações foram determinadas a partir dos valores inteiros dos módulos.

Tabela 5.17 - Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CDnat e os módulos pressiométricos **médios dos furos**.

Cota eixo blocos (m)	Cota ensaio PMT (m)	$\sigma_c = 49$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 98$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 196$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 392$ MPa $E_{t50\%}/E_M$
745,75	745,5	0,56	0,89	1,11	1,56
744,85	744,5	1,58	0,87	0,95	0,79
743,55	743,5	0,26	0,35	0,53	2,03
742,85	742,5	3,24	2,39	2,14	2,14
741,85	741,5	1,75	0,31	0,94	0,44
740,85	740,5	0,59	2,54	2,74	1,83
739,85	739,5	0,44	0,94	0,81	0,81
738,85	738,5	2,73	2,45	0,95	1,02
Média	-	1,39	1,34	1,27	1,33
CV (%)	-	81,0	71,2	59,6	48,5
Média Geral					1,33
CV (%)					63,6

Nota: As relações foram determinadas a partir dos valores inteiros dos módulos.

As relações entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CDnat e os módulos pressiométricos tiveram coeficientes de variação decrescentes com o aumento da tensão confinante.

A média geral das relações  $E_{t50\%}/E_M$  a partir dos módulos pressiométricos mais próximos dos blocos foi de 1,30, com valores entre 0,39 e 3,31 e coeficiente de variação de 66,2%.

A média geral das relações  $E_{t50\%}/E_M$  a partir dos módulos pressiométricos médios foi de 1,33, com valores entre 0,26 e 3,24 e coeficiente de variação de 63,6%.

Os valores do coeficiente de variação foram bastante elevados, o que se deve à variabilidade dos módulos triaxiais principalmente para as menores tensões confinantes, conforme discutido no capítulo 4.

Como os resultados das relações a partir dos módulos pressiométricos mais próximos dos blocos e dos módulos pressiométricos médios não tiveram diferença significativa, entende-se esta última como a mais representativa devido ao maior número de ensaios considerados. A Figura 5.33 mostra os resultados para esta relação, cuja equação obtida foi:

$$E_{t50\%} = 1,33 \times E_M \quad [\text{MPa}] \quad (5.10)$$

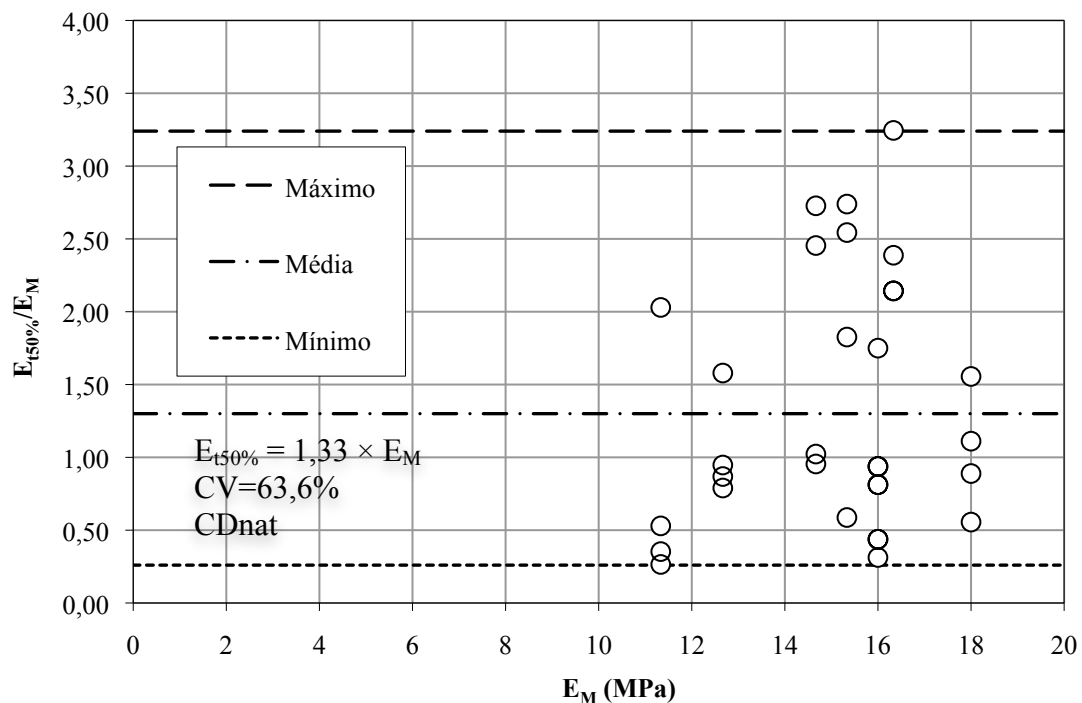


Figura 5.33 - Relação  $E_{t50\%}/E_M$  (CDnat) em função do módulo pressiométrico.

Igualmente ao caso anterior (Figura 5.32), a Figura 5.34 mostra que os módulos pressiométricos médios estiveram dentro da faixa de variação dos módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios triaxiais CUnat no perfil estudado, onde nota-se que os módulos  $E_M$  variaram muito pouco em relação aos referidos ensaios de laboratório.

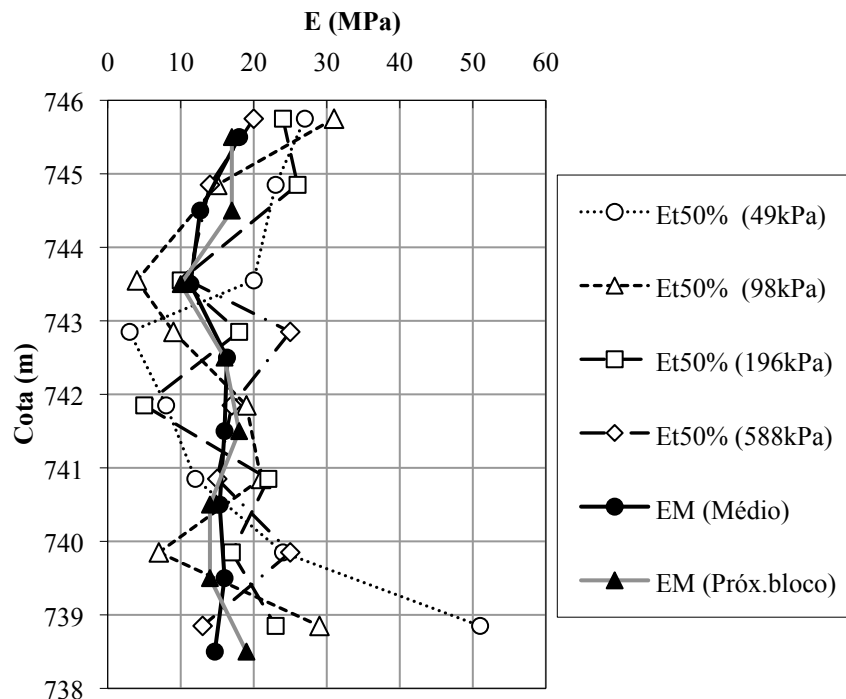


Figura 5.34 - Módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios de compressão triaxial CUnat e módulos pressiométricos no perfil.

As Tabelas 5.18 e 5.19 apresentam as relações entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CUnat e os módulos pressiométricos determinados próximos aos blocos e médios dos furos, respectivamente.

Os coeficientes de variação para as relações  $E_{t50\%}/E_M$  para o ensaio CUnat foram menores que para o ensaio CDnat e diminuíram mais significativamente com o aumento da tensão confinante.

A média geral das relações  $E_{t50\%}/E_M$  a partir do módulos pressiométricos do furo mais próximo dos blocos foi de 1,17, com valores entre 0,19 e 2,68 e coeficiente de variação de 46,9%.

Já a média geral das relações  $E_{t50\%}/E_M$  a partir dos módulos pressiométricos médios foi de 1,23, com valores entre 0,18 e 3,48 e coeficiente de variação de 52,2%.

Assim como para as relações a partir de CDnat, os coeficientes de variação foram elevados devido à variabilidade dos módulos triaxiais dos ensaios CUnat, conforme discutido no capítulo 4.

Tabela 5.18 - Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CUnat e os módulos pressiométricos **mais próximos dos blocos**.

Cota eixo blocos (m)	Cota ensaio PMT (m)	$\sigma_c = 49$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 98$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 196$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 588$ MPa $E_{t50\%}/E_M$
745,75	745,5	1,59	1,82	1,41	1,18
744,85	744,5	1,35	0,88	1,53	0,82
743,55	743,5	2,00	0,40	1,00	1,10
742,85	742,5	0,19	0,56	1,13	1,56
741,85	741,5	0,44	1,06	0,28	0,94
740,85	740,5	0,86	1,50	1,57	1,07
739,85	739,5	1,71	0,50	1,21	1,79
738,85	738,5	2,68	1,53	1,21	0,68
Média	-	1,35	1,03	1,17	1,14
CV (%)	-	61,2	52,0	35,2	32,2
Média Geral					1,17
CV (%)					46,9

Notas: 1) Para a cota 739,85 m utilizou-se a tensão confinante de 392 kPa ao invés de 588 kPa; 2) As relações foram determinadas a partir dos valores inteiros dos módulos.

Tabela 5.19 - Relação entre os módulos de Young dos ensaios de compressão triaxial CUnat e os módulos pressiométricos **médios**.

Cota eixo blocos (m)	Cota ensaio PMT (m)	$\sigma_c = 49$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 98$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 196$ MPa $E_{t50\%}/E_M$	$\sigma_c = 588$ MPa $E_{t50\%}/E_M$
745,75	745,5	1,50	1,72	1,33	1,11
744,85	744,5	1,82	1,18	2,05	1,11
743,55	743,5	1,76	0,35	0,88	0,97
742,85	742,5	0,18	0,55	1,10	1,53
741,85	741,5	0,50	1,19	0,31	1,06
740,85	740,5	0,78	1,37	1,43	0,98
739,85	739,5	1,50	0,44	1,06	1,56
738,85	738,5	3,48	1,98	1,57	0,89
Média	-	1,44	1,10	1,22	1,15
CV (%)	-	70,9	54,9	42,2	22,2
Média Geral					1,23
CV (%)					52,2

Notas: 1) Para a cota 739,85 m utilizou-se a tensão confinante de 392 kPa ao invés de 588 kPa; 2) As relações foram determinadas a partir dos valores inteiros dos módulos.

Como os valores apresentados nas tabelas não tiveram diferença significativa, entende-se que a relação determinada a partir dos módulos pressiométricos médios é mais representativa devido ao maior número de ensaios considerados. A Figura 5.34 mostra os resultados para esta relação, cuja equação determinada foi:

$$E_{t50\%} = 1,23 \times E_M \quad [\text{MPa}] \quad (5.11)$$

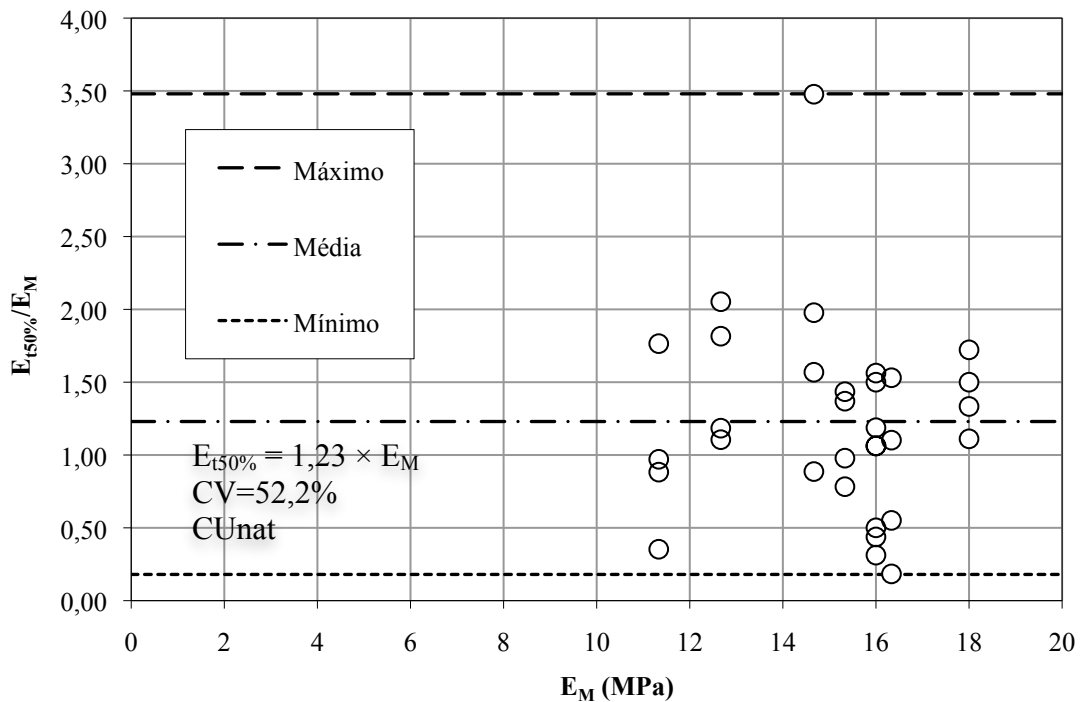


Figura 5.35 - Relação  $E_{t50\%}/E_M$  (CU nat) em função do módulo pressiométrico.

### 5.7.2 Triaxial CDnat - Análise no mesmo nível de tensão octaédrica

Foi feita uma tentativa sem sucesso de determinar módulos de Young para o furo PMT3 nas curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais para o mesmo nível de deformação radial específica da cavidade ( $\epsilon_{\theta\theta\text{média}}$ ) correspondentes a  $p_m$  das curvas pressiométricas corrigidas (ver Tabela 5.9). Na maioria das vezes, os elevados níveis de deformação da cavidade corresponderam a pontos da curva tensão-deformação situados após o ponto de ruptura do ensaio triaxial.

Buscando estabelecer uma comparação entre os ensaios, fez-se uma outra abordagem considerando o mesmo nível de tensão octaédrica dos ensaios triaxiais CDnat e pressiométricos. Os triaxiais CDnat foram preferidos por representarem a situação *in situ*.



As Tabelas 5.20 a 522. apresentam os módulos pressiométricos normalizados pela tensão octaédrica ( $\sigma_{oct} = (\sigma'_{v0} + 2.p_m)/3$ ).

Tabela 5.20 - Módulos pressiométricos normalizados pela tensão octaédrica do ensaio PMT1.

Cota (m)	Prof. (m)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	p <sub>m</sub> (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	E <sub>M</sub> / $\sigma_{oct}$
745,5	0,5	98	360	229	10	156	17	109
744,5	1,5	148	541	345	30	240	10	42
743,5	2,5	150	560	355	50	253	8	32
742,5	3,5	162	875	519	70	369	16	43
741,5	4,5	167	683	425	90	313	13	41
740,5	5,5	275	991	633	110	459	17	37
739,5	6,5	178	989	584	130	432	17	39
738,5	7,5	142	631	387	150	308	11	36
Média	-	165	704	434	-	316	14	47
CV (%)	-	30,6	32,4	31,1	-	32,1	26,6	53,1

Tabela 5.21 - Módulos pressiométricos normalizados pela tensão octaédrica do ensaio PMT2.

Cota (m)	Prof. (m)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	p <sub>m</sub> (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	E <sub>M</sub> / $\sigma_{oct}$
745,5	0,5	104	754	429	10	289	21	73
744,5	1,5	88	590	339	30	236	17	72
743,5	2,5	73	502	288	50	208	16	77
742,5	3,5	105	680	393	70	285	18	63
741,5	4,5	107	897	502	90	365	18	49
740,5	5,5	132	608	370	110	283	15	53
739,5	6,5	136	1050	593	130	439	17	39
738,5	7,5	274	899	587	150	441	19	43
Média	-	127	748	437	-	318	18	59
CV (%)	-	49,3	25,1	25,8	-	27,5	10,5	24,8

Tabela 5.22 - Módulos pressiométricos normalizados pela tensão octaédrica do ensaio PMT3.

Cota (m)	Prof. (m)	p <sub>1</sub> (kPa)	p <sub>2</sub> (kPa)	p <sub>m</sub> (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	E <sub>M</sub> (MPa)	E <sub>M</sub> / $\sigma_{oct}$
745,5	0,5	119	643	381	10	257	16	62
744,5	1,5	129	783	456	30	314	11	35
743,5	2,5	173	820	497	50	348	10	29
742,5	3,5	137	873	505	70	360	15	42
741,5	4,5	184	1147	666	90	474	17	36
740,5	5,5	107	965	536	110	394	14	36
739,5	6,5	202	1111	657	130	481	14	29
738,5	7,5	136	850	493	150	379	14	37
Média	-	148	899	524	-	376	14	38
CV (%)	-	22,8	18,8	18,4	-	20,1	17,0	27,7

As Tabelas 5.23 a 5.26 apresentam as tensões octaédricas nos ensaios triaxiais CDnat, exatamente no ponto da curva tensão-deformação referente ao  $E_{t50\%}$  para cada tensão confinante utilizada. Mostram também a tensão desviatória ( $\Delta\sigma_{50\%}$ ) neste ponto, bem como a deformação axial específica ( $\varepsilon_{50\%}$ ) e a relação do módulo e a tensão octaédrica.

Tabela 5.23 - Módulo  $E_{t50\%}$  normalizado pela tensão octaédrica (**Confinante de 49 kPa**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\varepsilon_{50\%}$ (%)	$\Delta\sigma_{50\%}$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/\sigma_{oct}$
745,75	0,25	1,61	291	146	10	68
744,85	1,15	0,40	195	114	20	175
743,55	2,45	1,61	199	115	3	26
742,85	3,15	0,10	237	128	53	414
741,85	4,15	0,20	208	118	28	237
740,85	5,15	1,00	231	126	9	71
739,85	6,15	1,40	248	132	7	53
738,85	7,15	0,61	188	112	40	358
Média	-	0,87	225	124	21	175
CV (%)	-	72,0	15,3	9,3	83,8	84,4

Nota:  $\sigma_{oct} = (\Delta\sigma_{50\%} + 3 \cdot \sigma_c) / 3$ .

Tabela 5.24 - Módulo  $E_{t50\%}$  normalizado pela tensão octaédrica (**Confinante de 98 kPa**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\varepsilon_{50\%}$ (%)	$\Delta\sigma_{50\%}$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/\sigma_{oct}$
745,75	0,25	1,01	319	204	16	78
744,85	1,15	0,80	229	174	11	63
743,55	2,45	3,52	275	190	4	21
742,85	3,15	0,15	238	177	39	220
741,85	4,15	1,81	325	206	5	24
740,85	5,15	0,50	360	218	39	179
739,85	6,15	1,00	377	224	15	67
738,85	7,15	0,40	241	178	36	202
Média	-	1,15	296	197	21	107
CV (%)	-	94,2	19,5	9,8	72,8	75,5

Nota:  $\sigma_{oct} = (\Delta\sigma_{50\%} + 3 \cdot \sigma_c) / 3$ .

Tabela 5.25 - Módulo  $E_{t50\%}$  normalizado pela tensão octaédrica (**Confinante de 196 kPa**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\epsilon_{50\%}$ (%)	$\Delta\sigma_{50\%}$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/\sigma_{oct}$
745,75	0,25	1,20	401	330	20	61
744,85	1,15	1,01	318	302	12	40
743,55	2,45	2,52	295	294	6	20
742,85	3,15	1,01	365	318	35	110
741,85	4,15	1,61	456	348	15	43
740,85	5,15	0,60	487	358	42	117
739,85	6,15	1,21	436	341	13	38
738,85	7,15	0,80	321	303	14	46
Média	-	1,25	385	324	20	59
CV (%)	-	47,9	18,5	7,3	63,5	59,4

Nota:  $\sigma_{oct} = (\Delta\sigma_{50\%} + 3 \cdot \sigma_c) / 3$ .

Tabela 5.26 - Módulo  $E_{t50\%}$  normalizado pela tensão octaédrica (**Confinante de 392 kPa**).

Cota (m)	Prof. (m)	$\epsilon_{50\%}$ (%)	$\Delta\sigma_{50\%}$ (kPa)	$\sigma_{oct}$ (kPa)	$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/\sigma_{oct}$
745,75	0,25	1,01	545	574	28	49
744,85	1,15	2,03	520	565	10	18
743,55	2,45	1,82	616	597	23	39
742,85	3,15	0,90	543	573	35	61
741,85	4,15	3,52	558	578	7	12
740,85	5,15	1,41	608	595	28	47
739,85	6,15	3,03	593	590	13	22
738,85	7,15	1,21	570	582	15	26
Média	-	1,87	569	582	20	34
CV (%)	-	51,3	6,0	1,9	50,2	50,7

Nota:  $\sigma_{oct} = (\Delta\sigma_{50\%} + 3 \cdot \sigma_c) / 3$ .

Os módulos  $E_{t50\%}$  e  $E_M$  normalizados em função da tensão octaédrica são mostrados nas Figuras 5.36 a 5.43. Com base nestas figuras foram selecionados os módulos  $E_{t50\%}$  que estão num nível de tensão octaédrica mais próxima da tensão octaédrica dos ensaios PMTs, correspondentes aos pontos em destaque nos gráficos.

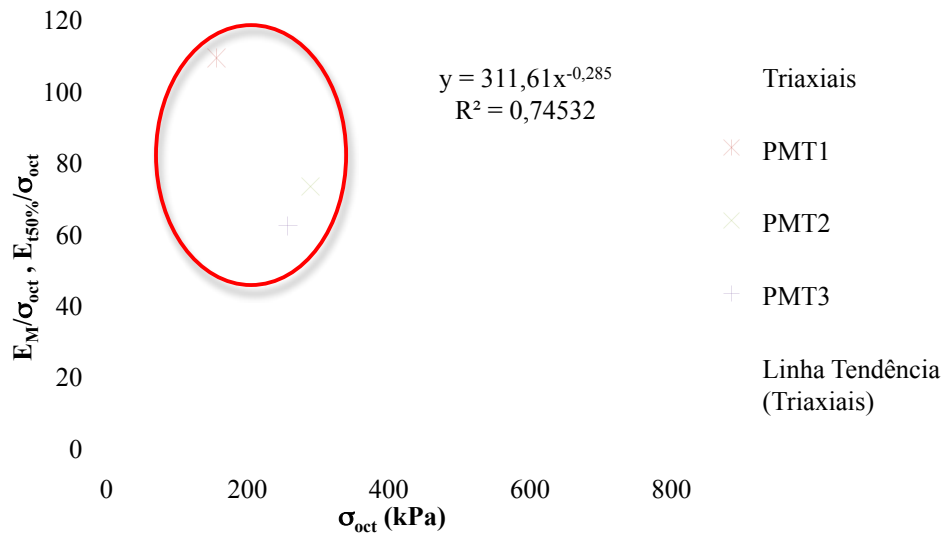


Figura 5.36 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 745,50 m.

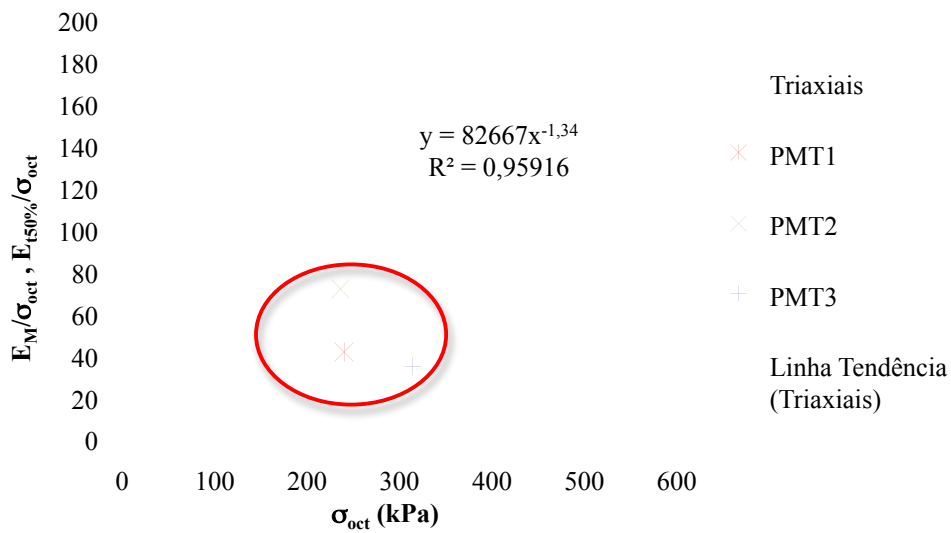


Figura 5.37 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 744,50 m.

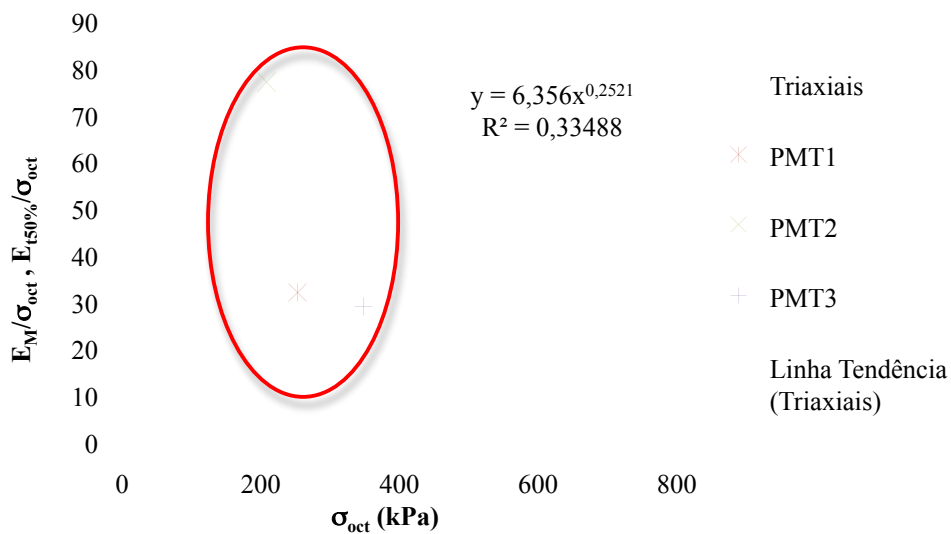


Figura 5.38 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 743,50 m.

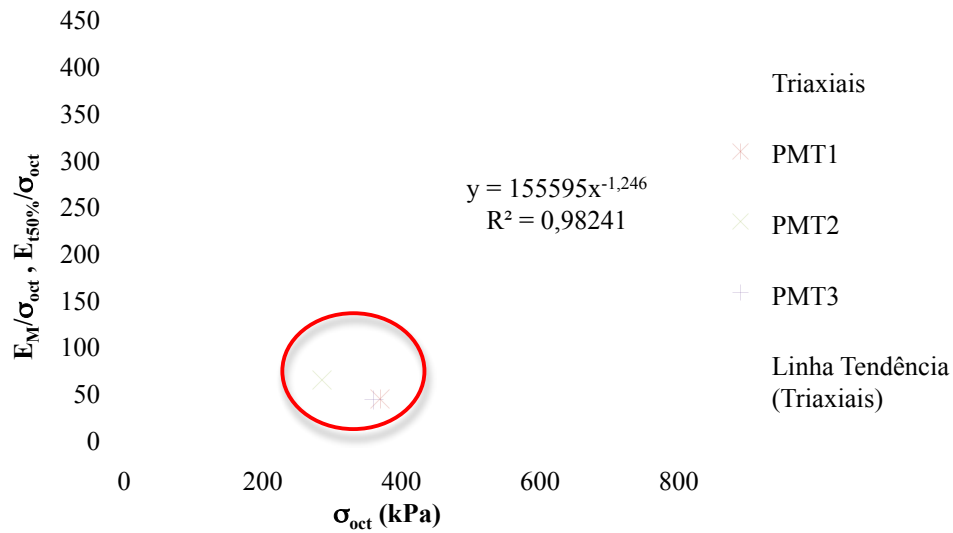


Figura 5.39 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 742,50 m.

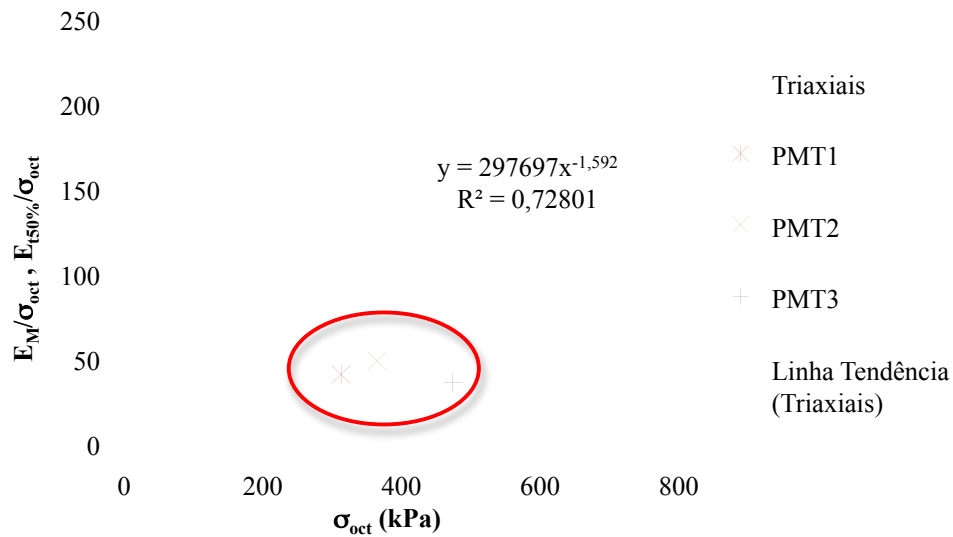


Figura 5.40 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 741,50 m.

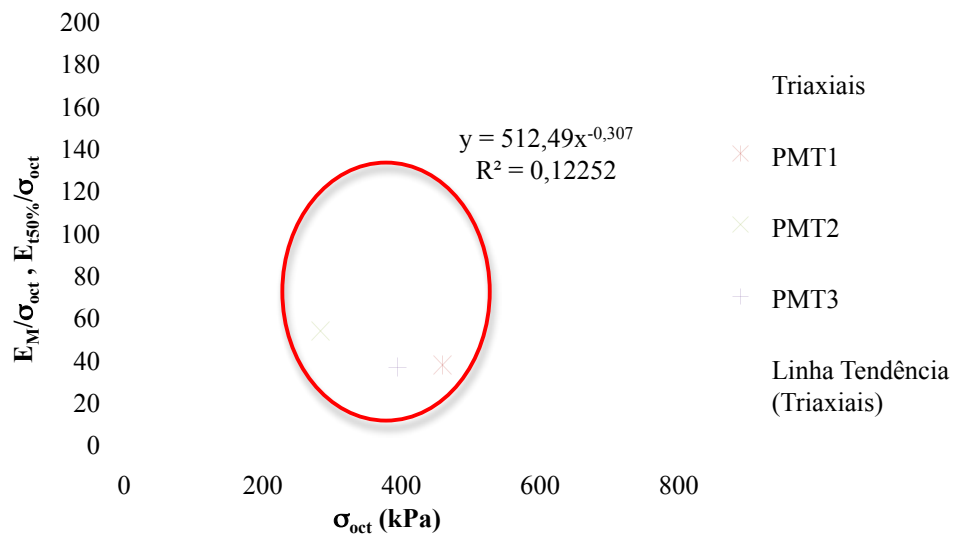


Figura 5.41 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 740,50 m.

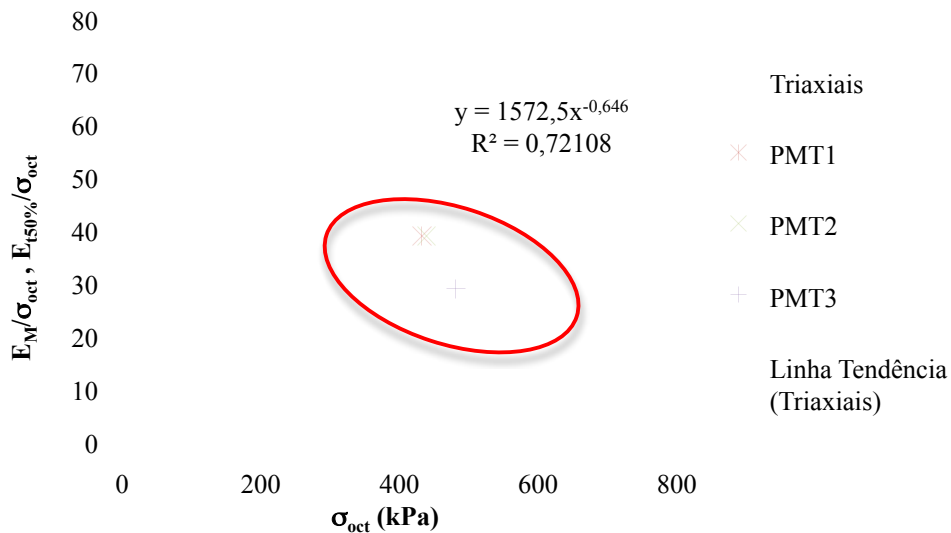


Figura 5.42 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 739,50 m.

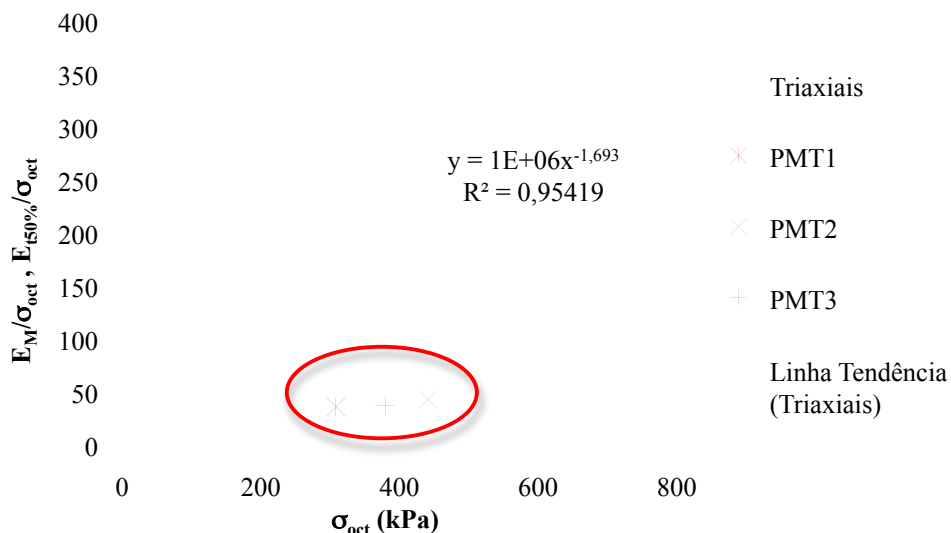


Figura 5.43 - Módulos normalizados *versus* tensão octaédrica na cota 738,50 m.

A Tabela 5.27 mostra os valores de  $E_{t50\%}$  selecionados com tensão octaédrica do ensaio triaxial próxima à tensão octaédrica na face da cavidade, bem como as relações entre os módulos  $E_{t50\%}$  e  $E_M$  médio.

A média geral das relações  $E_{t50\%}/E_M$  a partir dos módulos pressiométricos médios pela análise no mesmo nível de tensão octaédrica dos ensaios foi de 1,05 com coeficiente de variação de 67,6%. Houve uma redução no valor de  $E_{t50\%}/E_M$  em relação ao obtido pela análise direta de 1,33, mantendo o coeficiente de variação dentro da mesma ordem de grandeza, justificado na variabilidade dos módulos triaxiais. Cabe salientar, que a avaliação da relação  $E_{t50\%}/E_M$  dos ensaios no mesmo nível de tensão octaédrica é mais condizente.

Tabela 5.27 - Relações entre os módulos  $E_{t50\%}$  obtidos dos ensaios triaxiais CDnat e os módulos pressiométricos médios no mesmo nível de tensão.

Cota blocos (m)	Cota PMT (m)	$\sigma_c = 49$ MPa		$\sigma_c = 98$ MPa		$\sigma_c = 196$ MPa		$\sigma_c = 392$ MPa		
		$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/E_M$	$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/E_M$	$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/E_M$	$E_{t50\%}$ (MPa)	$E_{t50\%}/E_M$	
745,75	745,5	10	0,56	16	0,89	(20)	-	(28)	-	
744,85	744,5	(20)	-	11	0,85	12	0,92	(10)	-	
743,55	743,5	(3)	-	4	0,36	6	0,55	(23)	-	
742,85	742,5	(53)	-	(39)	-	35	2,19	(35)	-	
741,85	741,5	(28)	-	(5)	-	15	0,94	(7)	-	
740,85	740,5	(9)	-	(39)	-	42	2,80	(28)	-	
739,85	739,5	(7)	-	(15)	-	13	0,81	13	0,81	
738,85	738,5	(40)	-	(36)	-	14	0,93	(15)	-	
Média		10	0,56	10	0,70	20	1,31	13	0,81	
CV (%)		-	-	58,3	41,7	68,5	64,5	-	-	
Média Geral	$E_{t50\%}$									16
CV (%)										70,4
Média Geral	$E_{t50\%}/E_M$									1,05
CV (%)										67,6

Nota: Os módulos entre parênteses não corresponderam à tensão octaédrica dos ensaios PMT e não foram considerados nos cálculos das médias e dos CVs.

A Figura 5.44 mostra os resultados para esta relação, cuja equação obtida foi:

$$E_{t50\%} = 1,05 \times E_M \quad [\text{MPa}] \quad (5.12)$$

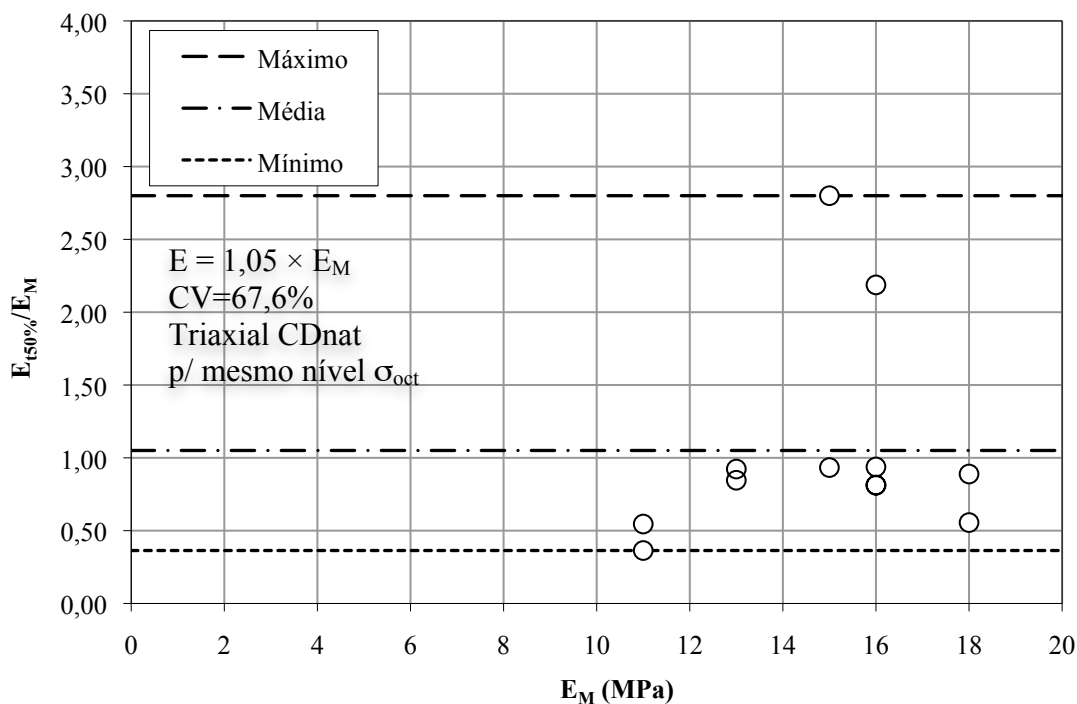


Figura 5.44 - Relação  $E_{t50\%}/E_M$  (CDnat) em função do  $E_M$  no mesmo nível de tensão octaédrica.

Os módulos  $E_M$  e  $E_{t50\%}$  no mesmo nível de tensões octaédricas são mostrados na Figura 5.45.

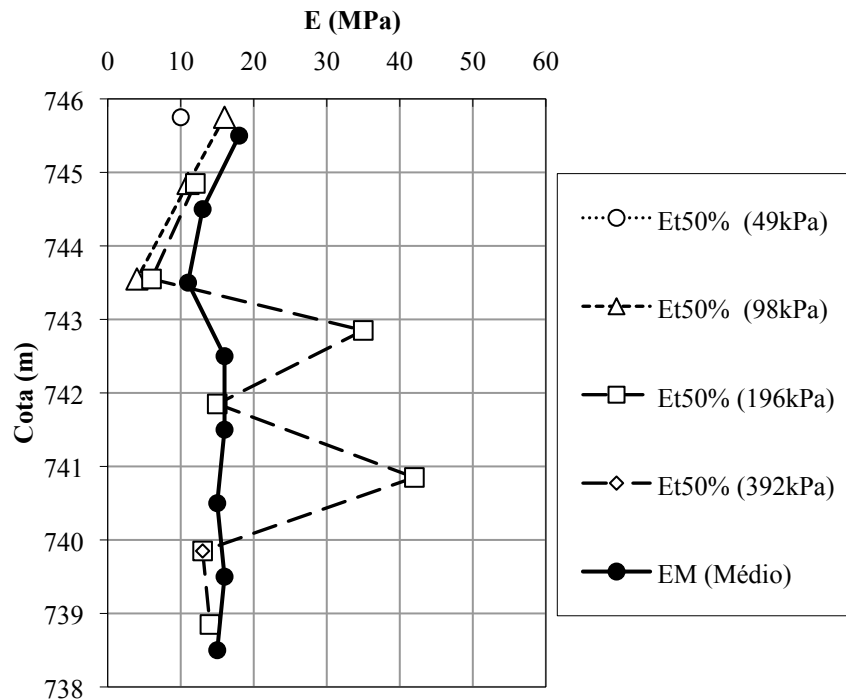


Figura 5.45 - Módulos de Young ( $E_{t50\%}$ ) dos ensaios de compressão triaxial CDnat e módulos pressiométricos no mesmo nível de tensões octaédricas.

## 5.8 Confrontação dos Módulos de Young Obtidos dos Ensaios Oedométricos e Triaxiais $K_0$ com os Módulos Pressiométricos

### 5.8.1 Ensaios oedométricos sem e com inundação e triaxiais $K_0$ - Análise direta

Dos ensaios oedométricos realizados com e sem inundação foram obtidos diretamente os módulos oedométricos ( $E_{oed}$ ) que foram convertidos em módulos de Young ( $E$ ) pela fórmula da Teoria da Elasticidade ( $E = E_{oed}(1+\nu)(1-2\nu)/(1-\nu)$ ), adotando  $\nu=0,33$ . Os módulos de Young utilizados para estabelecer as comparações com os módulos pressiométricos são os módulos de Young "E 4", correspondentes ao intervalo de tensões entre 800 kPa e 1600 kPa do ensaio oedométrico, coincidente com a reta virgem de carregamento do solo (normalmente adensado), conforme apresentado no Item 4.6 do capítulo 4.

Este intervalo de tensões foi escolhido dentre os quatro para os quais se determinou os módulos por perceber nesta fase de carregamento, já sem a influência dos efeitos do pré-adensamento do solo, uma maior coerência entre os módulos e os parâmetros das



amostras testadas, tais como peso específico, índice de vazios inicial e grau de compactação, constatado pelas boas correlações estabelecidas apresentadas no Item 4.6.

Mesmo que não esteja no mesmo nível de tensões do ensaio pressiométrico, uma correlação entre os módulos pressiométrico e de Young obtido a partir do ensaio oedométrico numa faixa de tensões em que o módulo se comportou, do ponto de vista mecânico, coerentemente com os índices físicos do solo, pode ser de grande valia no controle tecnológico de aterros compactados para determinação dos índices físicos do maciço, usando o pressiômetro Ménard devidamente calibrado com os ensaios de laboratório para a situação da obra.

Os ensaios triaxiais tipo  $K_0$ , cujo processo é análogo ao ensaio oedométrico, permitiram também a obtenção de módulos oedométricos que foram convertidos nos módulos de Young. Da mesma forma, para estabelecer comparações com os ensaios pressiométricos utilizou-se o módulo de Young "E 4" do ensaio triaxial  $K_0$ , referente aos últimos níveis de tensão vertical (trecho virgem), os quais variaram segundo a amostra testada (ver tabela 4.22), com valores mínimos e máximos iguais a 571 kPa e 1488 kPa, respectivamente.

A Figura 5.46 apresenta os valores dos módulos de Young obtidos a partir dos ensaios oedométricos com e sem inundação e dos triaxiais  $K_0$ , bem como os módulos pressiométricos médios no perfil do aterro.

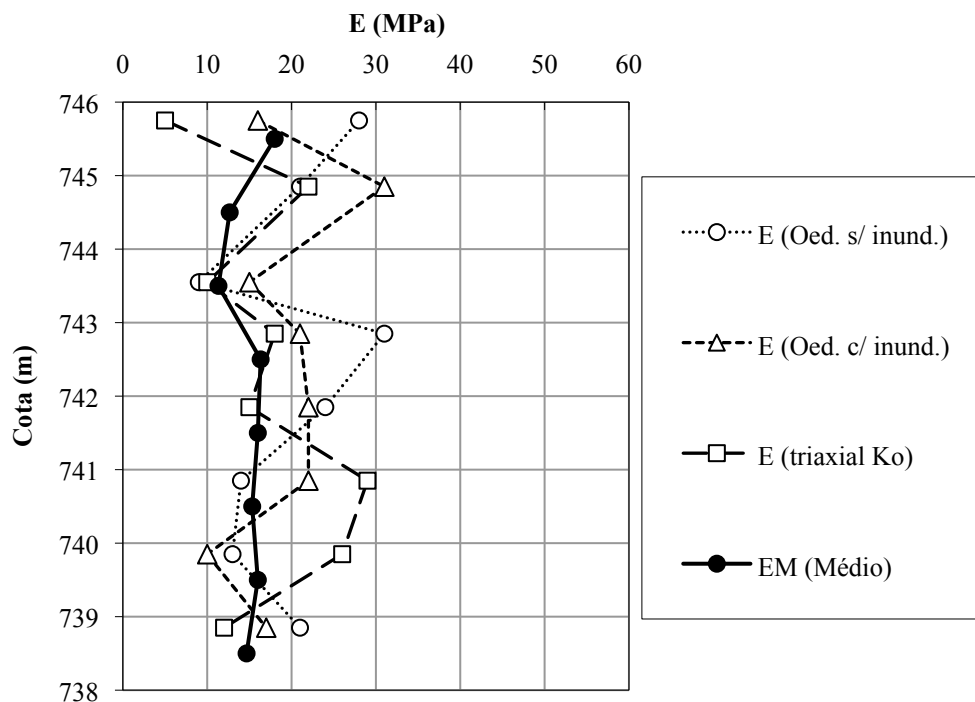


Figura 5.46 - Módulos de Young obtidos pelos ensaios oedométricos e triaxiais  $K_0$  e módulos pressiométricos médios no perfil.

Percebeu-se na Figura 5.46 que os módulos pressiométricos médios estiveram dentro da faixa de variação dos módulos obtidos pelos referidos ensaios de laboratório.

Embora os resultados dos ensaios oedométricos sejam próximos para as duas condições com e sem inundação, cabe salientar que o ensaio triaxial  $K_0$  trabalhou com as amostras de solo na condição de umidade natural (próxima do teor de umidade ótimo *in situ*) igualmente ao ensaio oedométrico sem inundação.

A Tabela 5.28 apresenta as relações entre os módulos de Young obtidos dos ensaios oedométricos e triaxiais  $K_0$  e os módulos pressiométricos médios.

Tabela 5.28 - Relação entre os módulos de Young obtidos dos ensaios oedométricos e triaxiais  $K_0$  e os módulos pressiométricos médios.

Cota eixo blocos (m)	Cota ensaio PMT (m)	Oed. s/ inundação E/E <sub>M</sub>	Oed. c/ inundação E/E <sub>M</sub>	Triaxial K <sub>0</sub> E/E <sub>M</sub>
745,75	745,5	1,56	0,89	0,28
744,85	744,5	1,66	2,45	1,74
743,55	743,5	0,79	1,32	0,88
742,85	742,5	1,90	1,29	1,10
741,85	741,5	1,50	1,38	0,94
740,85	740,5	0,91	1,43	1,89
739,85	739,5	0,81	0,63	1,63
738,85	738,5	1,43	1,16	0,82
Média	-	1,32	1,32	1,16
CV (%)	-	32,0	40,4	47,4

Nota: As relações foram determinadas a partir dos valores inteiros dos módulos

A relação  $E/E_M$  foi igual 1,32, a partir do ensaio oedométrico sem inundação, com valores entre 0,79 e 1,90 e coeficiente de variação igual a 32%. A mesma relação foi obtida para o ensaio oedométrico com inundação, com valores entre 0,63 e 2,45 e coeficiente de variação de 40,4%. Logo, a correlação determinada para as duas modalidades do ensaio com e sem inundação foi:

$$E = 1,32 \cdot E_M \quad [\text{MPa}] \quad (5.13)$$

A Figura 5.47 mostra a relação do módulo de Young obtido via ensaio oedométrico sem inundação e do módulo pressiométrico em função de  $E_M$  médio. A Figura 5.48 mostra a relação para a situação do ensaio oedométrico com inundação.

Para os ensaios triaxiais  $K_0$  a relação  $E/E_M$  foi igual 1,16, com valores entre 0,28 e 1,89 e coeficiente de variação de 47,4%. A correlação determinada para o ensaio foi:

$$E = 1,16 \cdot E_M \quad [\text{MPa}] \quad (5.14)$$

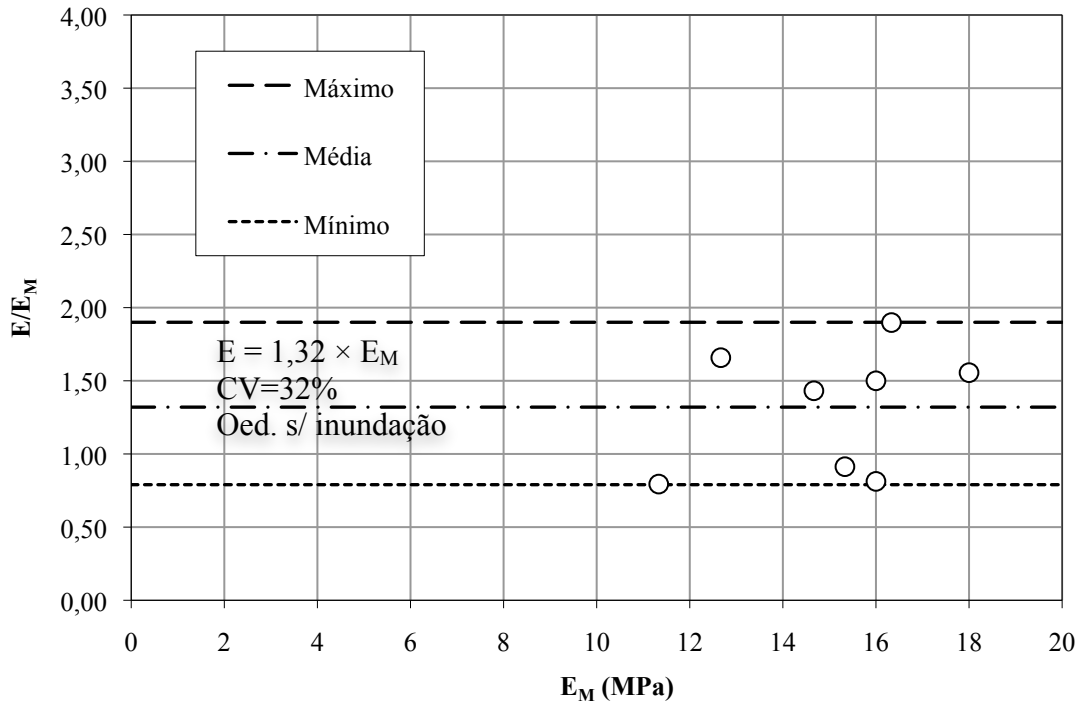


Figura 5.47 - Relação  $E/E_M$  (Oedométrico sem inundação) em função do  $E_M$  médio.

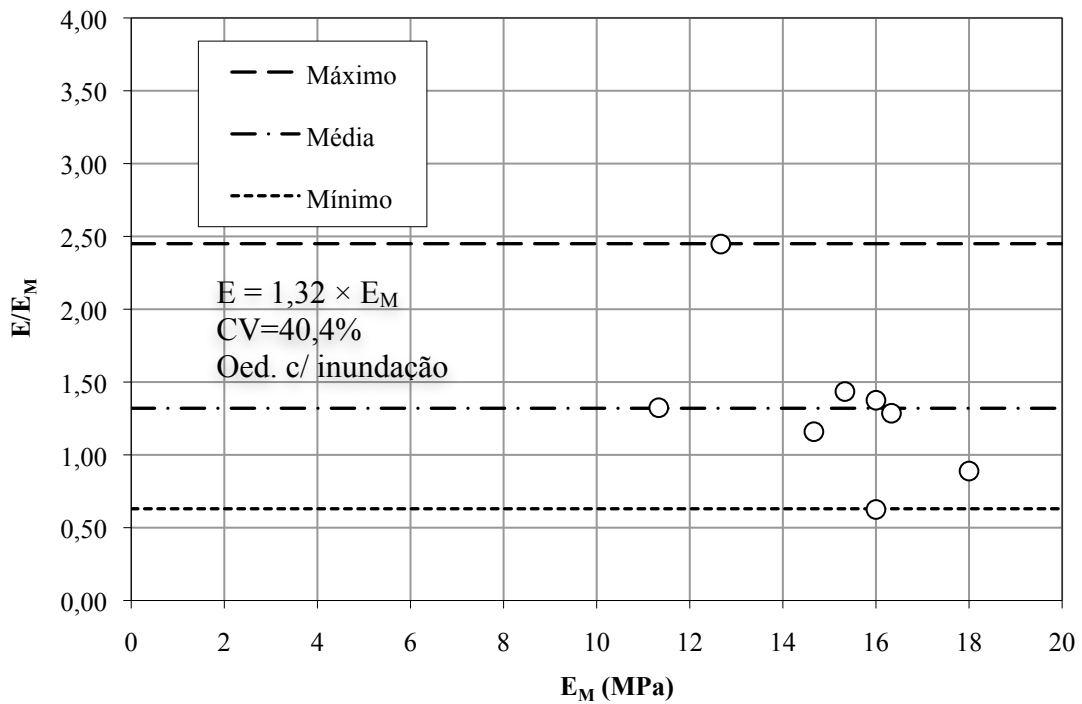


Figura 5.48 - Relação  $E/E_M$  (Oedométrico com inundação) em função do  $E_M$  médio.

A Figura 5.49 mostra a relação do módulo de Young obtido via ensaio triaxial  $K_0$  e do módulo pressiométrico em função de  $E_M$  médio.

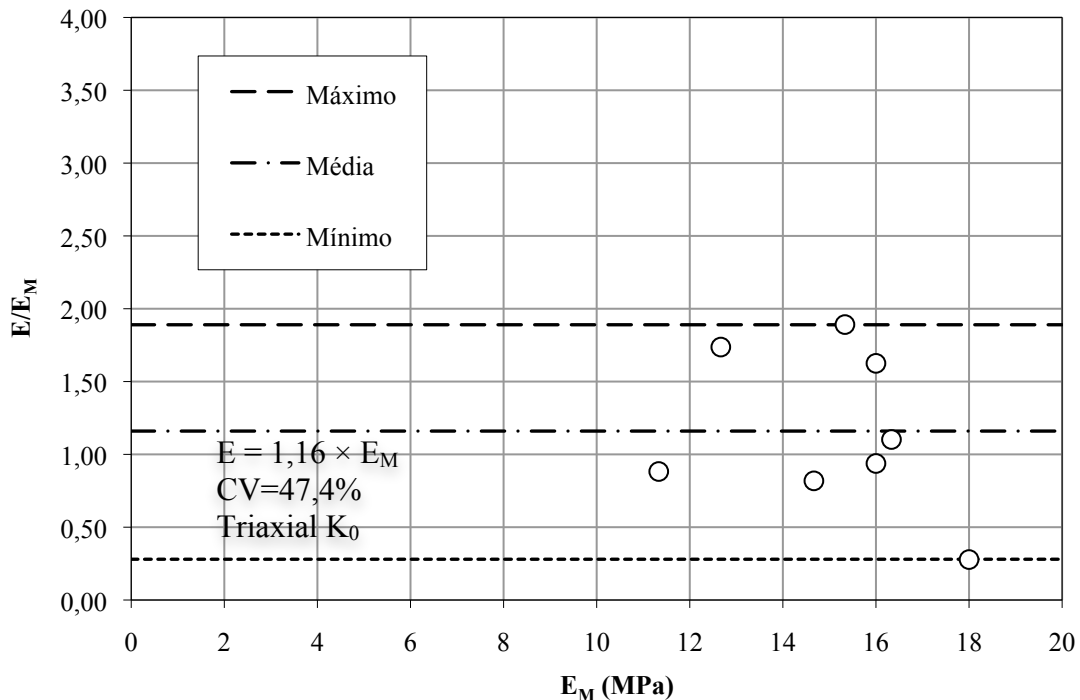


Figura 5.49 - Relação  $E/E_M$  (Triaxial  $K_0$ ) em função de  $E_M$  médio.

### 5.8.2 Ensaios triaxiais $K_0$ - Análise no mesmo nível de tensão octaédrica

Nos ensaios oedométricos não é medida a tensão horizontal no corpo-de-prova durante o ensaio. Em análises simplificadas quando se quer ter uma idéia das tensões internas durante o ensaio é comum adotar um valor de  $K_0$  ou utilizar o valor obtido do ensaio triaxial  $K_0$  para estimar as tensões octaédricas na amostra, contudo não se sabe ao certo como se comportam as tensões no interior do edômetro durante o ensaio. Vale lembrar que no caso do solo pré-adensado estudado, a relação da tensão horizontal pela vertical durante o ensaio triaxial  $K_0$  demonstrou comportamento bi-linear, de modo que o uso de um único  $K_0$  poderia reduzir a confiabilidade da estimativa.

Como no ensaio triaxial  $K_0$  é feita a leitura das tensões confinantes horizontais e da tensão vertical durante o ensaio, torna-se possível o estudo das tensões internas no corpo-de-prova durante o ensaio.

Assim, o módulo de Young foi determinado pela conversão do oedométrico obtido via ensaio triaxial  $K_0$  (deformação lateral nula) no mesmo nível das tensões octaédricas dos ensaios pressiométricos no perfil.

Para tanto, foram determinadas as tensões octaédricas para todas as tensões registradas no ensaio triaxial  $K_0$  ( $\sigma'_{oct} = (\sigma'_v + 2 \cdot \sigma'_H)/3$ ). Posteriormente foi selecionado o intervalo entre duas tensões octaédricas do referido ensaio que continha o valor da tensão octaédrica média dos ensaios PMTs ( $\sigma_{oct} = (\sigma'_{v0} + 2 \cdot p_m)/3$ ) realizado no perfil na mesma cota da amostra de laboratório. Com estes valores determinou-se os módulos oedométricos (via ensaio triaxial  $K_0$ ), que então foram convertidos nos módulos de Young pela fórmula oriunda da Teoria da Elasticidade ( $E = E_{oed}(1+\nu)(1-2\nu)/(1+\nu)$ ), adotando  $\nu = 0,33$ .

Os valores das relações entre os módulos de Young e pressiométricos no mesmo nível de tensão octaédrica são apresentados na Tabela 5.29 juntamente com as tensões octaédricas dos dois ensaios. As tensões octaédricas do PMT correspondem às médias dos três furos.

Tabela 5.29 - Relações entre os módulos de Young obtidos via ensaios triaxiais  $K_0$  e os módulos pressiométricos médios no mesmo nível de tensão.

Cota blocos (m)	Cota PMT (m)	$\sigma_{oct}$ PMT (kPa)	$\sigma_V$ triaxial (kPa)	$\sigma_H$ triaxial (kPa)	$\sigma_{oct}$ triaxial (kPa)	$E_{oed}$ (MPa)	E (MPa)	E/ $E_M$
745,75	745,5	234	588	80	250	8	5	0,28
744,85	744,5	263	671	30	244	31	21	1,66
743,55	743,5	270	519	140	266	13	9	0,79
742,85	742,5	338	668	180	343	23	15	0,92
741,85	741,5	384	606	260	375	16	11	0,69
740,85	740,5	379	642	220	361	36	24	1,57
739,85	739,5	451	774	300	458	64	43	2,69
738,85	738,5	376	708	200	369	18	12	0,82
Média	-	337	647	176	333	26	18	1,18
CV (%)	-	22,1	12,0	51,0	22,4	68,4	68,7	64,7

A Figura 5.50 mostra as relações entre E do ensaio triaxial  $K_0$  e  $E_M$  em função de  $E_M$  médio no mesmo nível de tensão octaédrica. A média de 1,18 foi muito próxima da relação de 1,16 obtida pela análise direta, entretanto o coeficiente de variação aumentou de 47,4% para de 64,7%. Logo, a correlação determinada para o ensaio foi:

$$E = 1,18 \cdot E_M \quad [\text{MPa}] \quad (5.15)$$

Os módulos de Young obtidos via ensaios triaxiais  $K_0$  e pressiométricos médios no mesmo nível de tensão octaédrica são representados no perfil pela Figura 5.51. Nesta figura percebe-se que o valor de 43 MPa do módulo de Young (via triaxial  $K_0$ ), referente a cota

739,85 m, foi muito maior e dispersou-se dos demais no perfil, justificado pelo maior peso específico úmido ( $20,25 \text{ KN/m}^3$ ) e seco ( $17,03 \text{ KN/m}^3$ ) deste CP. (ver Tabela 4.20).

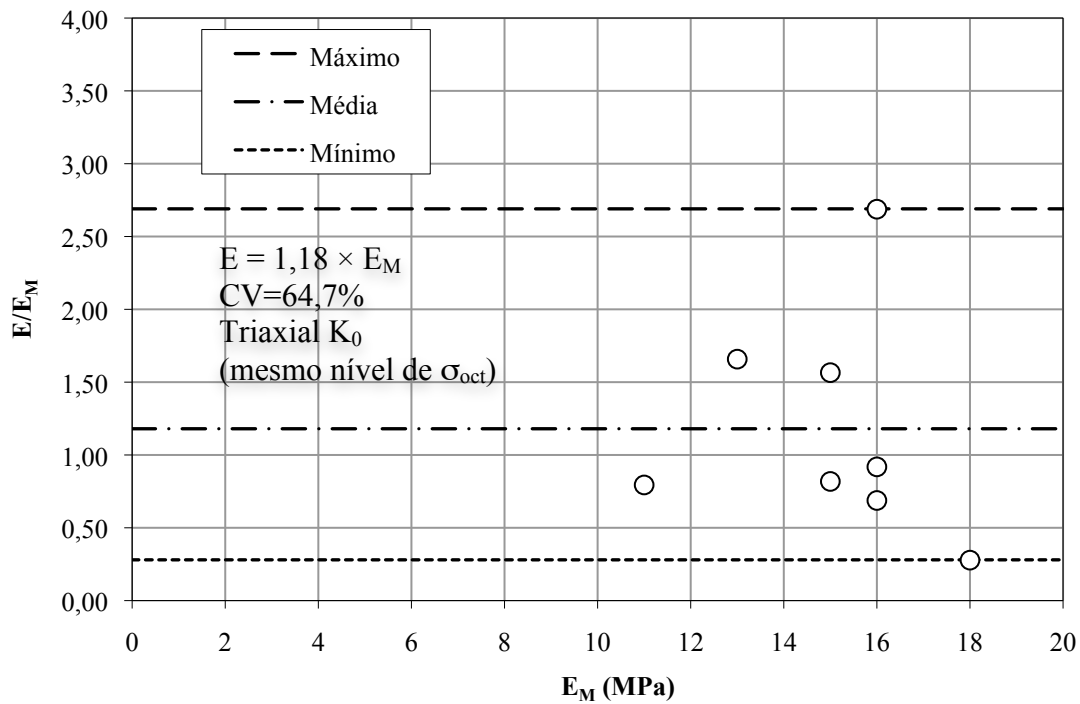


Figura 5.50 - Relação  $E/E_M$  (Triaxial  $K_0$ ) em função de  $E_M$  médio no mesmo nível de tensão octaédrica.

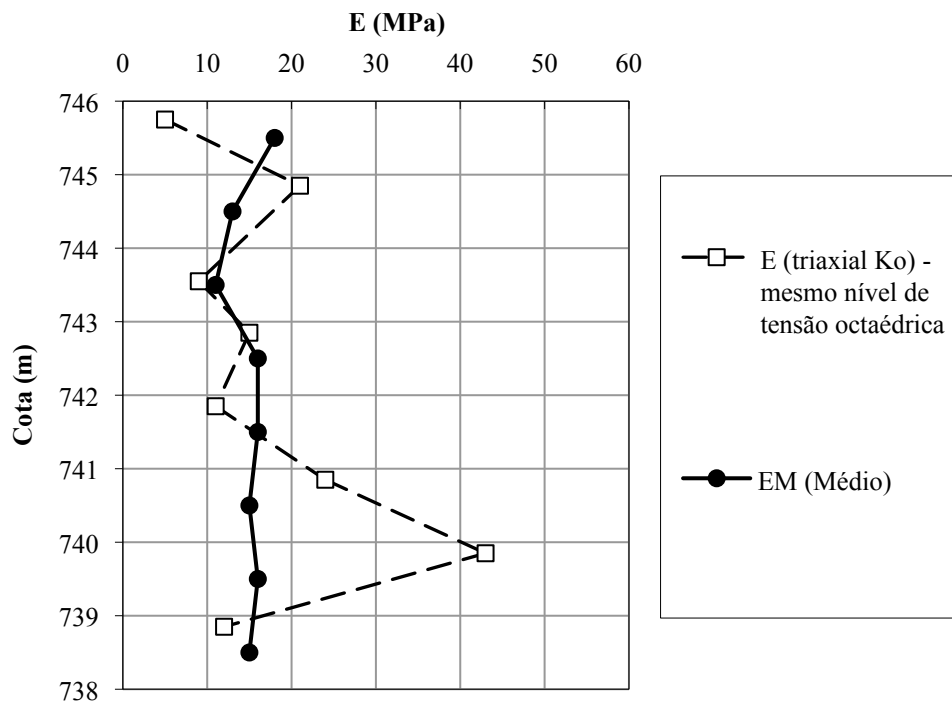


Figura 5.51 - Módulos de Young obtidos pelos ensaios triaxiais  $K_0$  e módulos pressiométricos médios no mesmo nível de tensão octaédrica.

### 5.9 Confrontação dos Módulos de Young Obtidos do Adensamento Isotrópico dos Ensaios Triaxiais com os Módulos Pressiométricos - Análise no Mesmo Nível de Tensão Octaédrica

Os módulos de Young analisados neste item foram obtidos pela conversão dos módulos volumétricos da fase de adensamento isotrópico dos ensaios triaxiais, a partir de fórmula da Teoria da Elasticidade ( $E = 3E_{vol}(1-2\nu)$ ), adotando  $\nu = 0,33$ .

Na comparação foram utilizados os módulos pressiométricos médios dos três furos. A tensão octaédrica nos ensaios pressiométricos variou entre 234 kPa e 451 kPa (ver Tabela 5.29). Como na fase de adensamento isotrópico do ensaio triaxial a tensão octaédrica é igual a tensão confinante ( $\sigma_{oct} = \sigma_c$ ), são analisados apenas os resultados dos módulos obtidos para a tensão confinante de 392 kPa, que corresponde melhor à faixa de tensões octaédricas do PMT.

Em virtude da realização do adensamento isotrópico dos ensaios CUnat nas tensões de 49 kPa, 98 kPa, 196 kPa e 588 kPa, fora da faixa de tensões octaédricas dos ensaios PMT, os módulos referentes aos ensaios CUnat não fazem parte desta análise.

A Figura 5.52 mostra os módulos de Young do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat e os módulos pressiométricos no perfil.

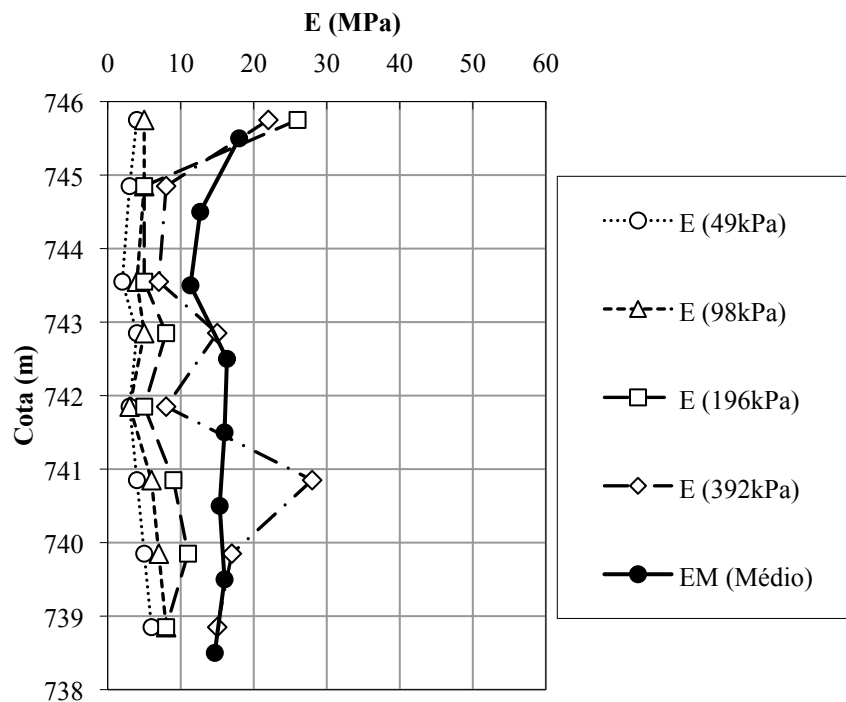


Figura 5.52 - Módulos de Young do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat e módulos pressiométricos médios no perfil.

Percebeu-se que os módulos de Young para a tensão confinante de 392 kPa aproximaram mais dos módulos pressiométricos, demonstrando que a comparação no mesmo nível de tensões é pertinente. Vale ressaltar que o valor do módulo de Young obtido no adensamento isotrópico para a confinante de 196 kPa aproximou-se muito do módulo pressiométrico do ensaio mais próximo à superfície, referente à tensão octaédrica mínima de 234 kPa.

A Tabela 5.30 apresenta as relações entre os módulos de Young do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat e os módulos pressiométricos médios dos furos.

Tabela 5.30 - Relação entre os módulos de Young do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat e os módulos pressiométricos médios.

Cota eixo blocos (m)	Cota ensaio PMT (m)	$\sigma_c = 49$ MPa E/E <sub>M</sub>	$\sigma_c = 98$ MPa E/E <sub>M</sub>	$\sigma_c = 196$ MPa E/E <sub>M</sub>	$\sigma_c = 392^*$ MPa E/E <sub>M</sub>
745,75	745,5	0,22	0,28	1,44	<b>1,22</b>
744,85	744,5	0,24	0,39	0,39	<b>0,63</b>
743,55	743,5	0,18	0,35	0,44	<b>0,62</b>
742,85	742,5	0,24	0,31	0,49	<b>0,92</b>
741,85	741,5	0,19	0,19	0,31	<b>0,50</b>
740,85	740,5	0,26	0,39	0,59	<b>1,83</b>
739,85	739,5	0,31	0,44	0,69	<b>1,06</b>
738,85	738,5	0,41	0,55	0,55	<b>1,02</b>
Média	-	0,26	0,36	0,61	<b>0,98</b>
CV (%)	-	29,2	29,9	58,0	<b>43,7</b>

\* Tensão dentro da faixa de tensão octaédrica média dos ensaios PMT.

Nota: As relações foram determinadas a partir dos valores inteiros dos módulos.

As relações entre os módulos de Young do adensamento isotrópico dos ensaios triaxiais CDnat e os módulos pressiométricos foram crescentes com o aumento da tensão confinante.

Para o mesmo nível de tensão dos ensaios PMT, correspondente ao adensamento isotrópico com tensão confinante de 392 kPa, obteve-se a relação E/E<sub>M</sub> de 0,98, com valores entre 0,50 e 1,83 e coeficiente de variação de 43,7%.

A Figura 5.53 mostra os resultados para esta relação, cuja equação obtida foi:

$$E = 0,98 \cdot E_M \quad [\text{MPa}] \quad (5.16)$$



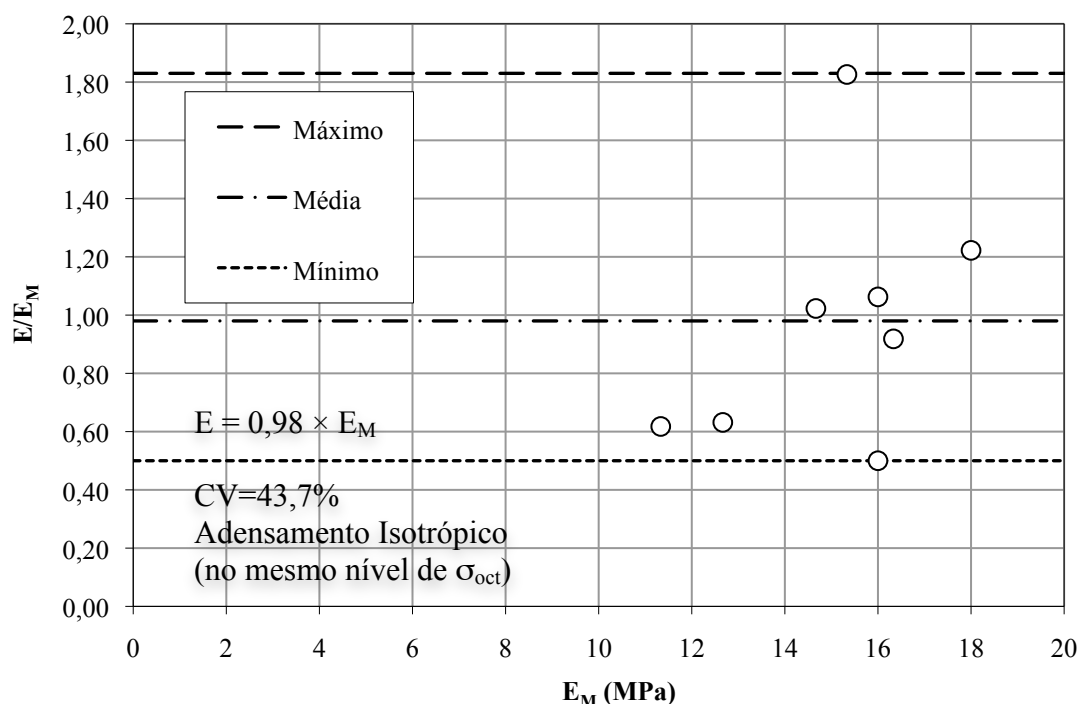


Figura 5.53 - Relação  $E/E_M$  do adensamento isotrópico do ensaio triaxial CDnat em função do módulo pressiométrico médio no mesmo nível de tensão octaédrica.

### 5.10 Comparação Geral Entre os Diversos Ensaios com os Ensaios Pressiométricos

O resumo dos resultados dos ensaios *in situ* e de laboratório comparados neste capítulo pela análise direta e pela análise no mesmo nível de tensão octaédrica são apresentados nas Tabela 5.31 e 5.32 e ilustrados nas Figuras 5.54 e 5.55.

Tabela 5.31 - Resumo dos resultados dos ensaios *in situ* e de diversos ensaios de laboratório utilizados na **análise direta**.

Ensaio	Nº Ensaios	Parâmetro	Média	Mín.	Máx.	CV (%)
PMT	24	$E_M$ (MPa)	15	8	21	21,2
		$p_L$ (kPa)	1245	816	1608	19,3
Placa	1	$E_{EP}$ (MPa)	65	-	-	-
		$q_u$ (kPa)	1804	-	-	-
SPT	36	N	11	7	13	14,1
Triaxial CDnat	32	$E_{t50\%}$ (MPa)	20	3	53	66,0
Triaxial CUnat	32	$E_{t50\%}$ (MPa)	18	3	51	52,4
Oedométrico s/ Inund.	8	E (MPa)	20	9	31	38,0
Oedométrico c/ Inund.	8	E (MPa)	19	10	31	32,6
Triaxial $K_0$	8	E (MPa)	17	5	29	48,0

Tabela 5.32 - Resumo dos resultados dos ensaios *in situ* e de diversos ensaios de laboratório utilizados na **análise no mesmo nível de tensão octaédrica**.

Ensaio	Nº Ensaios	Parâmetro	Média	Mín.	Máx.	CV (%)
Triaxial CDnat	18	$E_{150\%}$ (MPa)	16	4	42	70,4
Triaxial $K_0$	8	E (MPa)	18	5	43	68,7
Adensamento Isotrópico	8	E (MPa)	15	7	28	49,4

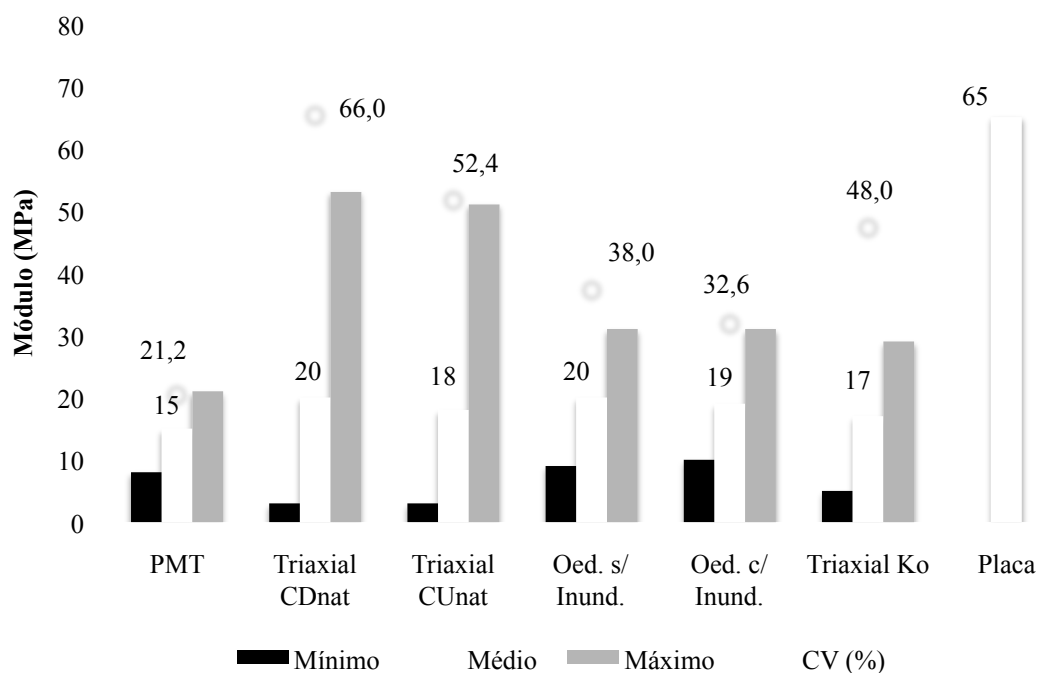


Figura 5.54 - Resultados dos ensaios *in situ* e de laboratório utilizados na **análise direta**.

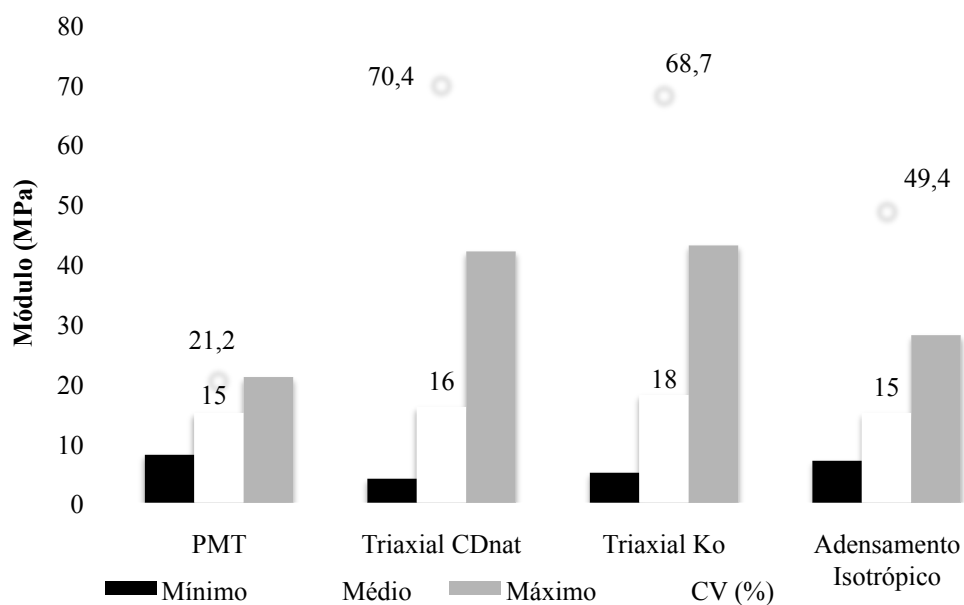


Figura 5.55 - Resultados dos ensaios *in situ* e de laboratório utilizados na **análise no mesmo nível de tensão octaédrica**.

De modo geral os ensaios de campo apresentaram menor variação que os ensaios de laboratório e dentre todos os ensaios realizados para a determinação do módulo do solo o pressiométrico tipo Ménard teve o menor coeficiente de variação, de 21,2%, valor este muito razoável em se tratando deste parâmetro.

Uma quantidade significativa de ensaios triaxiais foi feita nesta pesquisa, onde percebeu-se uma grande variabilidade dos resultados do módulo de Young dentro de cada tensão confinante em que foi realizado o ensaio, entretanto as médias do módulo para todas as confinantes foram muito semelhantes. Notou-se também que o aumento da tensão confinante do ensaio acima da tensão de pré-adensamento resultou na diminuição da variabilidade dos módulos, embora ainda continuasse elevada.

Entendendo que o motivo da variabilidade não está no ensaio triaxial propriamente dito, mas na variabilidade dos índices físicos ao longo dos CPs retirados dos blocos de amostra indeformada, ou seja, diretamente associada com a matrix do solo compactado construída artificialmente em camadas, onde as características do material como por exemplo peso específico e índice de vazios variam ao longo da espessura da camada compactada *in situ*. Estas variações ocorrem também de camada para camada e nas zonas de interface entre elas e que ao ser amostrado para o ensaio, os resultados ficam suscetíveis a essa variabilidade (conforme já discutido no capítulo 4).

Desta forma, nenhum dos resultados foi excluído para melhorar o valor das médias dos módulos e das relações obtidas entre os resultados dos diversos tipos de ensaios. Isto fez com que todos os valores fossem considerados na análise direta e que o coeficiente de variação permanecesse elevado.

A análise dos módulos de Young no mesmo nível de tensão octaédrica dos ensaios pressiométricos apurou os resultados, reduzindo o módulo de 20 MPa, pela análise direta, para 16 MPa, embora o CV tenha tido um discreto aumento de 66% para 70,4%.

Os resultados dos ensaios oedométricos com e sem inundação destacaram-se pela menor variabilidade em relação aos triaxiais, o que pode ser justificado pela menor altura dos CPs, e os valores médios para o módulo foram praticamente iguais. Cabe salientar que os módulos oedométricos utilizados na análise direta foram referentes ao intervalo de tensões de 800 kPa a 1600 kPa, correspondente à fase normalmente adensada do solo, uma vez que nesta fase os módulos comportam-se de forma condizente com os parâmetros físicos da amostra.

Os módulos obtidos via ensaios triaxiais  $K_0$  utilizados na análise direta foram coerentes e próximos dos obtidos nos ensaios oedométricos. Embora pouco utilizado na determinação do módulo oedométrico, o ensaio triaxial  $K_0$  guarda a vantagem de ser mais

rápido, além de fornecer o valor de  $K_0$  e das tensões verticais e horizontais durante o ensaio, a partir das quais foi possível estabelecer uma análise também nos mesmos níveis de tensão octaédricas com os ensaios PMT no perfil. Apesar do aumento do coeficiente de variação de 48% para 68,7% da análise direta para a outra no mesmo nível de tensão octaédrica o valor da média do módulo permaneceu muito próximo de 17 MPa para 18 MPa.

O adensamento isotrópico apresentou módulo de Young menor em relação aos demais ensaios. Embora não seja usual explorar os resultados do ensaio para essa finalidade, pela Teoria da Elasticidade é possível o cálculo do módulo de Young, sendo necessário o conhecimento do coeficiente de Poisson. A idéia foi aproveitar esta fase que antecede a compressão triaxial para conhecer também o comportamento do solo e formar banco de dados.

As relações entre os módulos de Young obtidos a partir dos diversos ensaios de laboratório e os módulos pressiométricos, bem como as relações destes com outros ensaios *in situ*, no caso o ensaio de placa e o ensaio SPT, pela análise direta foram reunidas na Tabela 5.33 e na Figura 5.56. A Tabela 5.34 e a Figura 5.57 apresentam as relações pela análise nos mesmos níveis de tensões octaédricas.

Tabela 5.33 - Resumo das relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela **análise direta.**

Ensaio	Nº Ensaios	Relação	Mín.	Máx.	CV (%)	Nº PMT
Placa	1	$E_M/E_{EP} = 0,23$	0,12	0,32	21,2	24
		$p_L/q_u = 0,59$	0,45	0,67	16,6	3
SPT	35	$E_M/N = 1,47$	0,70	2,60	29,4	23
		$p_L/N = 121$	83	179	20,7	
Triaxial CDnat	32	$E_{t50\%}/E_M = 1,33$	0,26	3,24	63,6	24
Triaxial CUnat	32	$E_{t50\%}/E_M = 1,23$	0,18	3,48	52,2	24
Oedométrico s/ Inund.	8	$E/E_M = 1,32$	0,79	1,9	32	24
Oedométrico c/ Inund.	8	$E/E_M = 1,32$	0,63	2,45	40,4	24
Triaxial $K_0$	8	$E/E_M = 1,16$	0,28	1,89	47,4	24

Nota: 1) Módulos em MPa; 2)  $p_L$  e  $q_u$  em kPa; 3) N é adimensional.

Tabela 5.34 - Resumo das relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela **análise nos mesmo nível de tensão octaédrica.**

Ensaio	Nº Ensaios	Relação	Mín.	Máx.	CV (%)	Nº PMT
Triaxial CDnat	12	$E_{t50\%}/E_M = 1,05$	0,36	2,80	67,6	24
Triaxial $K_0$	8	$E/E_M = 1,18$	0,28	2,69	64,7	24
Adensamento Isotrópico	8	$E/E_M = 0,98$	0,50	1,83	43,7	24

Nota: Módulos em MPa.

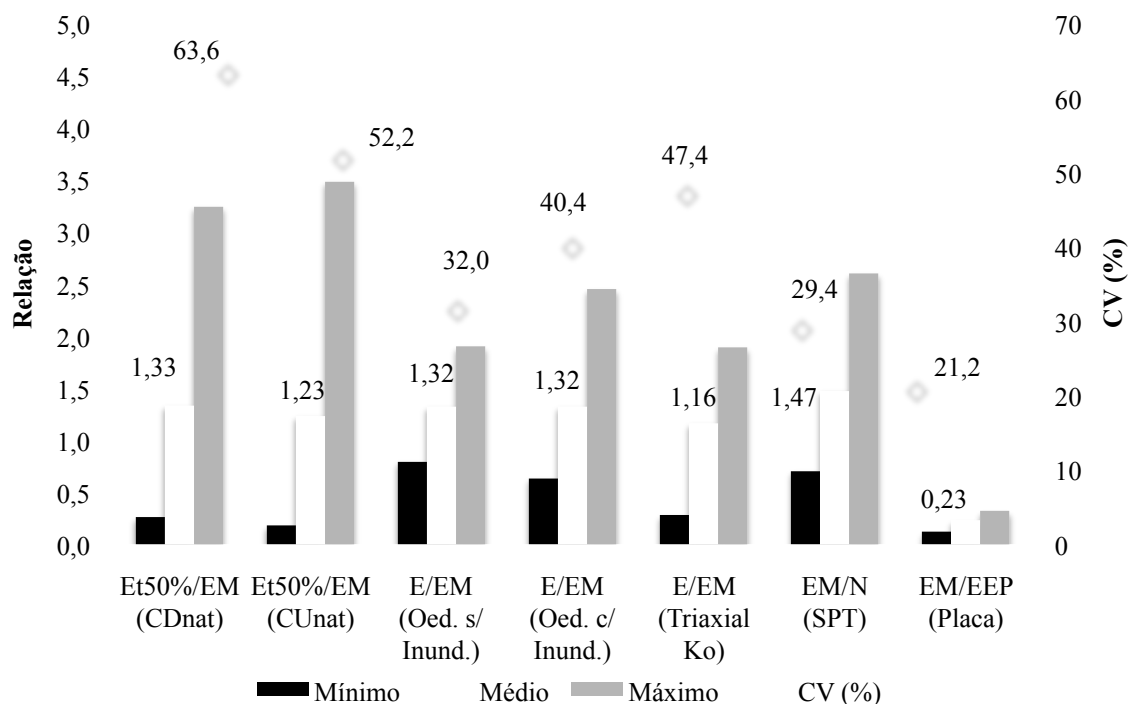


Figura 5.56 - Relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela **análise direta**.

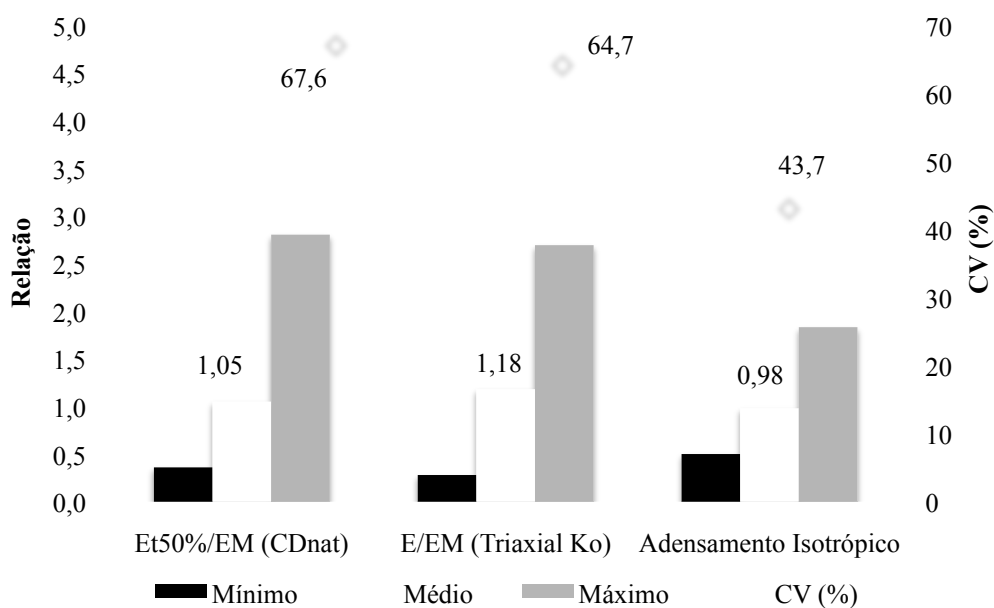


Figura 5.57 - Relações de diversos ensaios com o ensaio pressiométrico pela **análise no mesmo nível de tensão octaédrica**.

Na análise direta os resultados de laboratório apontaram para relações entre os módulos de Young e os módulos pressiométricos entre 1,16 a 1,33. Embora os coeficientes de variação das relações  $E/E_M$  tenham sido elevados, os valores médios ficaram próximos, com destaque para os ensaios triaxiais CDnat e oedométricos. Dos ensaios de laboratório, o oedométrico sem inundação foi o que apresentou o menor coeficiente de variação, 32%.

Já pela análise no mesmo nível de tensão octaédrica dos ensaios, as relações  $E/E_M$  variaram entre 0,98 a 1,18, o que denota uma melhora comparativa entre as relações, mas mantiveram os elevados coeficientes de variação, até porque todos os ensaios desta análise são triaxiais e utilizaram de CP nas mesmas dimensões.

Confrontando os resultados das duas análises, percebeu-se que a diminuição da relação  $E/E_M$  dos ensaios triaxiais CDnat de 1,33 para 1,05 no mesmo nível de tensão. Entendendo que houve um refinamento aproximando da igualdade dos módulos  $E_{t50\%}$  dos triaxiais CDnat com os pressiométricos ( $E_M$ ). Já para os ensaios triaxiais  $K_0$  a relação aumentou pouco de 1,16 para 1,18 entretanto o CV aumentou consideravelmente de 47,4% para 64,7%.

A correlação  $E/E_M$  apresentada pela fase do adensamento isotrópico dentro da análise na mesma tensão octaédrica de 0,98 foi muito promissora, pois além da média dos valores ter se aproximado da unidade, obteve o menor coeficiente de variação dentro das análises sob mesmo nível de tensão. Entretanto, como o ensaio de adensamento isotrópico teve apenas uma tensão confinante (392 kPa), igual a octaédrica, mesmo dentro da faixa de tensão octaédrica média dos ensaios PMT, deve ser considerado com reservas.

Assim, a análise no mesmo nível de tensão octaédrica é mais coerente e percebe-se que as discrepâncias diminuem, embora não desapareçam pelos motivos já explanados como níveis de deformação, direção de sollicitação, sucção, etc.

Para obter o módulo de Young do solo compactado deste estudo a partir dos resultados do ensaio SPT, foram associadas as relações  $E_M/N$  igual 1,47 e  $E_{t50\%}/E_M$  igual 1,05. O produto resultou na relação  $E_{t50\%}/N$  seria igual a 1,54, aproximando-se um pouco mais, mas ainda abaixo, da faixa de 2 a 5 mencionada por Poulos (1989) para solos variados.

Como últimas considerações a respeito da determinação do módulo de Young do solo compactado, entende-se que embora o aterro seja construído com controle para resultar numa matriz homogênea do solo, isso não corresponde totalmente a realidade. A homogeneidade é relativa e depende da escala que se investiga o maciço. O fato é que a sonda pressiométrica ao expandir-se na cavidade do furo trabalha como um cilindro de aproximadamente 21 cm de altura e, nesse sentido, envolve um volume de solo relativamente considerável no interior do maciço. No presente estudo, os 24 ensaios realizados apontaram para a média de 15 MPa para o módulo pressiométrico, com coeficiente de variação de 21,2%. Acredita-se que esta pequena variação está associada com a boa qualidade executiva do maciço e com a escala da massa de solo envolvida durante o ensaio.

Por outro lado, os ensaios de laboratório tiveram grande variabilidade, seja para a análise direta como para a análise no mesmo nível de tensão, entretanto algumas correlações

obtidas merecem destaque. Pela análise direta a correlação com o ensaio oedométrico sem inundação ( $E/E_M = 1,32$ ) foi a que apresentou menor coeficiente de variação ( $CV = 32\%$ ) e pela análise no mesmo nível de tensões, destaca-se a correlação com o ensaio CDnat ( $E_{t50\%}/E_M = 1,05$ ), que se trata de ensaio de reconhecida credibilidade de determinação direta do módulo de Young, sem necessidade de conversão pela Teoria da Elasticidade nem de adotar um valor para o coeficiente de Poisson. Destaca-se, ainda, a relação do triaxial  $K_0$  ( $E/E_M = 1,18$ ), pela facilidade e rapidez de execução do ensaio e possibilidade de determinação das tensões octaédricas durante o ensaio.

### 5.11 Verificação do $E_M$ a Partir do Controle do Grau de Compactação *In Situ*

No capítulo anterior foram determinadas correlações com bons ajustes de curva para o módulo de Young a partir dos ensaios oedométricos sem e com inundação em função de vários parâmetros, tais como grau de compactação, peso específico, índice de vazios e índice de compressão.

Neste item foi usada a correlação do módulo de Young *versus* grau de compactação obtida a partir dos ensaios oedométricos sem inundação ( $E = 8 \cdot 10^{-11} \cdot GC^{5,724}$ ,  $R^2 = 0,92$ ) (ver Figura 4.22), situação mais semelhante à de campo.

Para a verificação, os módulos de Young foram determinados para cada camada do perfil a partir dos resultados do grau de compactação do controle tecnológico realizado durante a construção do aterro. Posteriormente, foram convertidos em módulos pressiométricos pela relação  $E/E_M = 1,32$  obtida a partir dos ensaios oedométricos pela análise direta. A este módulo se denomina " $E_M$  previsto".

Os resultados, apresentados na Figura 5.58 e Tabela 5.35, foram satisfatórios, visto que os valores dos módulos pressiométricos previstos e dos determinados *in situ* foram relativamente próximos.

Os módulos previstos nas camadas onde não se tinha resultado *in situ* gravitaram muito próximos da curva dos módulos pressiométricos médios no perfil. Isso mostra que as correlações determinadas pelos ensaios *in situ* e de laboratório foram validadas pelos dados de controle tecnológico obtidos durante a construção do aterro.

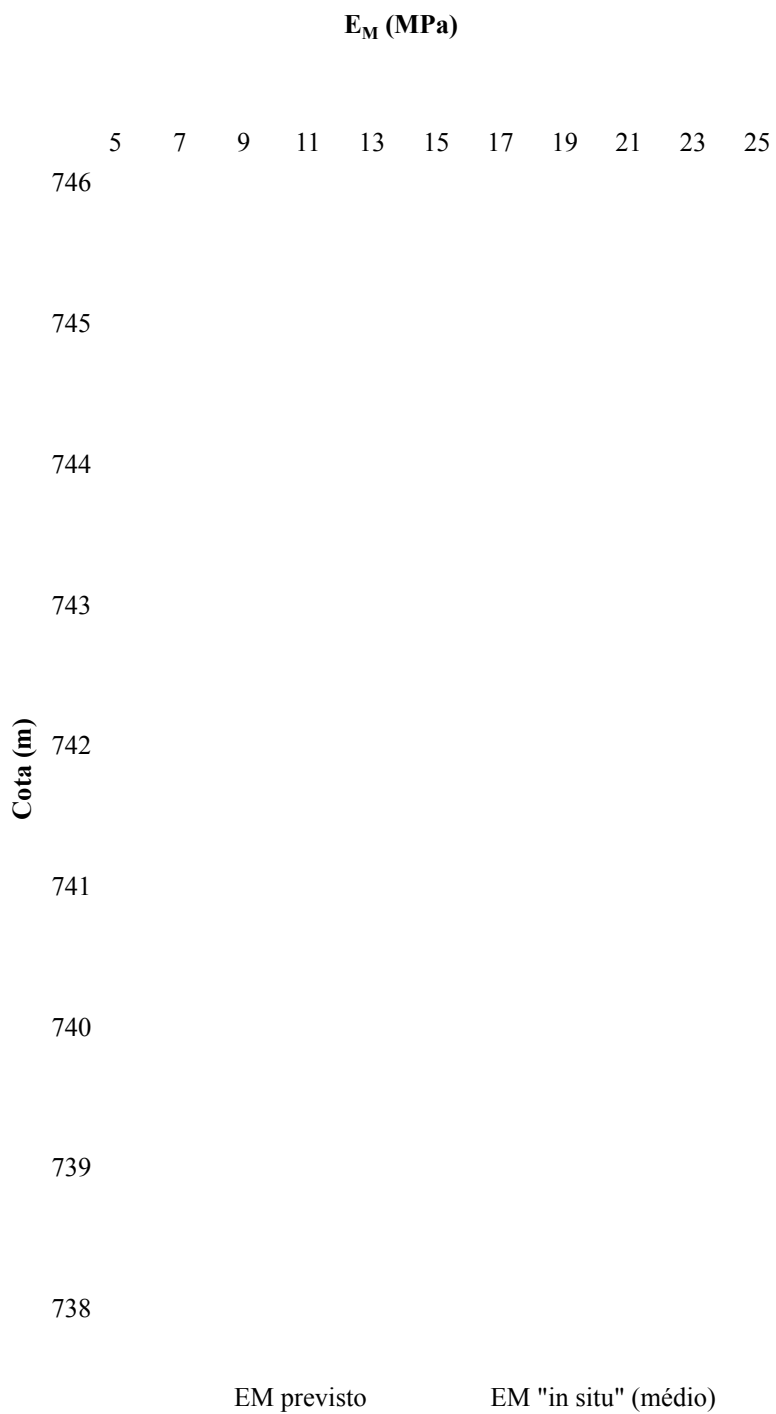


Figura 5.58 - Módulos  $E_M$  previstos e módulos  $E_M$  determinados *in situ* no perfil.



Tabela 5.35 - Módulos  $E_M$  previstos e módulos  $E_M$  determinados *in situ*.

Cota topo camada (m)	Prof. topo camada (m)	Tipo rolo *	Nº Pas.	Controle <i>in situ</i>			E** (MPa)	$E_M$ previsto (MPa)	$E_M$ <i>in situ</i> (MPa)
				GC (%)	w (%)	$\Delta w$ (%)			
745,95	0,05	1	6	101,1	19,9	0,7	24	18	
745,75	0,25	1 e 2	8	98,7	19,6	0,6	21	16	
<b>745,55</b>	<b>0,45</b>	<b>2 e 3</b>	<b>8</b>	<b>97,8</b>	<b>21,5</b>	<b>0,4</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>18</b>
745,35	0,65	1	6	97,4	19,5	0,2	19	15	
745,15	0,85	1	6	99,1	20,9	0,6	21	16	
744,95	1,05	1 e 2	8	100,4	21,1	0,2	23	17	
744,75	1,25	1	6	100,6	21,3	0,2	23	18	
<b>744,55</b>	<b>1,45</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>97,7</b>	<b>21,8</b>	<b>-0,4</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>13</b>
744,55***	1,45	1	6	95,3	21,8	0,2	17	13	
744,35	1,65	2 e 3	8	100,1	20,1	0,0	23	17	
744,15	1,85	2 e 3	8	102,3	22,7	0,5	26	19	
743,95	2,05	1	6	98,1	22,0	0,5	20	15	
743,75	2,25	1	6	99,5	22,4	-0,4	22	17	
<b>743,55</b>	<b>2,45</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>100,9</b>	<b>20,7</b>	<b>0,0</b>	<b>24</b>	<b>18</b>	<b>11</b>
743,35	2,65	2 e 3	8	100,2	21,4	0,4	23	17	
743,15	2,85	2	8	97,7	19,7	-0,4	20	15	
742,95	3,05	1	6	98,2	19,1	0,0	20	15	
742,75	3,25	1	6	101,7	21,0	0,2	25	19	
<b>742,55</b>	<b>3,45</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>98,1</b>	<b>19,2</b>	<b>0,9</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>16</b>
742,35	3,65	2 e 3	8	97,9	19,4	0,3	20	15	
742,15	3,85	1	6	99,9	19,7	0,3	22	17	
741,95	4,05	1	6	98,6	18,3	0,5	21	16	
741,75	4,25	1	6	98,7	21,6	0,1	21	16	
<b>741,55</b>	<b>4,45</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>96,9</b>	<b>20,2</b>	<b>-0,2</b>	<b>19</b>	<b>14</b>	<b>16</b>
741,35	4,65	1	6	98,4	20,9	0,7	20	16	
741,15	4,85	1	6	102,4	20,2	0,6	26	19	
740,95	5,05	1	6	96,3	19,5	0,6	18	14	
740,75	5,25	1	6	99,5	19,6	0,0	22	17	
<b>740,55</b>	<b>5,45</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>97,5</b>	<b>18,7</b>	<b>0,9</b>	<b>19</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
740,35	5,65	1	6	98,7	20,0	-0,1	21	16	
740,15	5,85	1	6	96,5	20,6	0,4	18	14	
739,95	6,05	1	6	96,7	19,7	0,3	19	14	
739,75	6,25	2 e 3	8	101,8	21,0	0,8	25	19	
<b>739,55</b>	<b>6,45</b>	<b>2 e 3</b>	<b>8</b>	<b>99,2</b>	<b>20,1</b>	<b>0,2</b>	<b>21</b>	<b>16</b>	<b>16</b>
739,35	6,65	1	6	100,4	22,2	0,4	23	17	
739,15	6,85	2 e 3	8	100,5	20,4	0,6	23	17	
738,95	7,05	2 e 3	8	99,3	19,1	1,2	22	16	
738,75	7,25	2 e 3	8	100,2	19,9	0,8	23	17	
<b>738,55</b>	<b>7,45</b>	<b>2 e 3</b>	<b>8</b>	<b>98,3</b>	<b>20,4</b>	<b>0,4</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
738,35	7,65	2 e 3	8	98,6	19,6	1,0	21	16	
738,15	7,85	2 e 3	8	98,5	19,1	0,5	21	16	
Média	-	-	-	99,0	20,4	-	21	16	15
CV (%)	-	-	-	59,3	19,0	-	10,3	10,3	14,0

\*1 = TC-18, 2 = VAP-70 e 3 = CA-25; \*\*E =  $8 \cdot 10^{-11}$  . CG <sup>5,724</sup>; \*\*\*Camada refeita.

### 5.12 Verificação do Grau de Compactação, Peso Específico Úmido e Índice de Vazios a Partir do $E_M$ Determinado *In Situ*

Na análise tratada neste item foram estimados os valores do grau de compactação, peso específico úmido e índice de vazios por meio dos módulos pressiométricos, na intenção de compará-los aos resultados dos ensaios de laboratório das amostras indeformadas.

Primeiramente, os módulos de Young foram determinados para cada metro de profundidade do perfil a partir dos módulos pressiométricos obtidos no aterro, pela relação  $E/E_M = 1,32$  dos ensaios oedométricos pela análise direta.

Com o valor do módulo e utilizando as correlações para o grau de compactação ( $E = 8 \cdot 10^{-11} \cdot GC^{5,724}$ ,  $R^2 = 0,92$ ), para o peso específico úmido ( $E = 2 \cdot 10^{-7} \cdot e_0^{6,2146}$ ,  $R^2 = 0,93$ ) e para o índice de vazios ( $E = 7,3954 \cdot e_0^{-2,453}$ ,  $R^2 = 0,94$ ) obtidas dos ensaios oedométricos sem inundação, (ver Figuras 4.20 a 4.22) obtêm-se os parâmetros desejados.

Os resultados estão expressos nas Figuras 5.59 a 5.61, onde se pode verificar que os valores previstos estiveram dentro da faixa dos resultados de laboratório, demonstrando o grande potencial de uso desta ferramenta, trabalhando associada a ensaios de laboratório, para controle construtivo de aterros compactados, bem como para barragens de terra existentes em que se deseja avaliar os parâmetros geomecânicos.

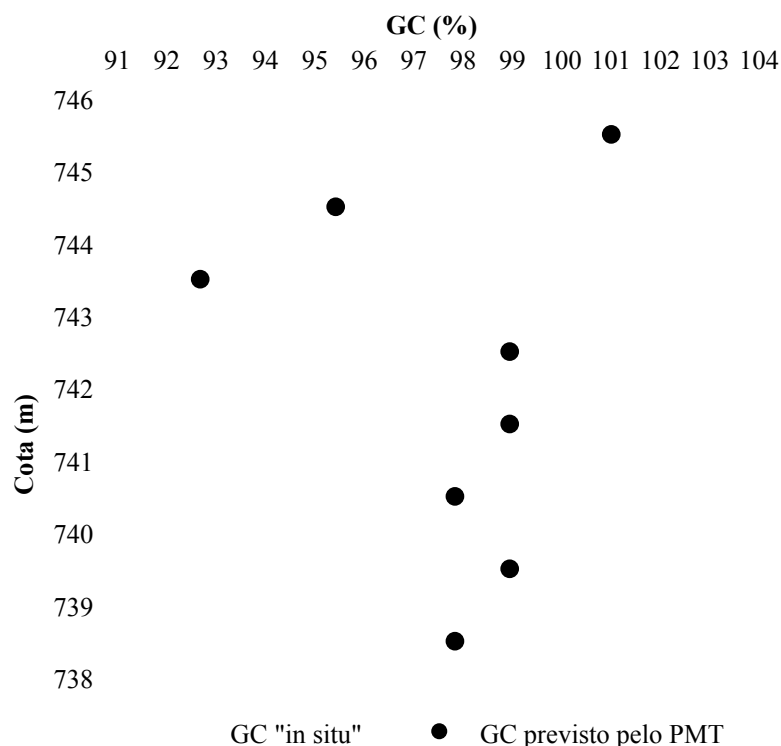


Figura 5.59 - Grau de compactação previsto e determinado *in situ* no perfil.

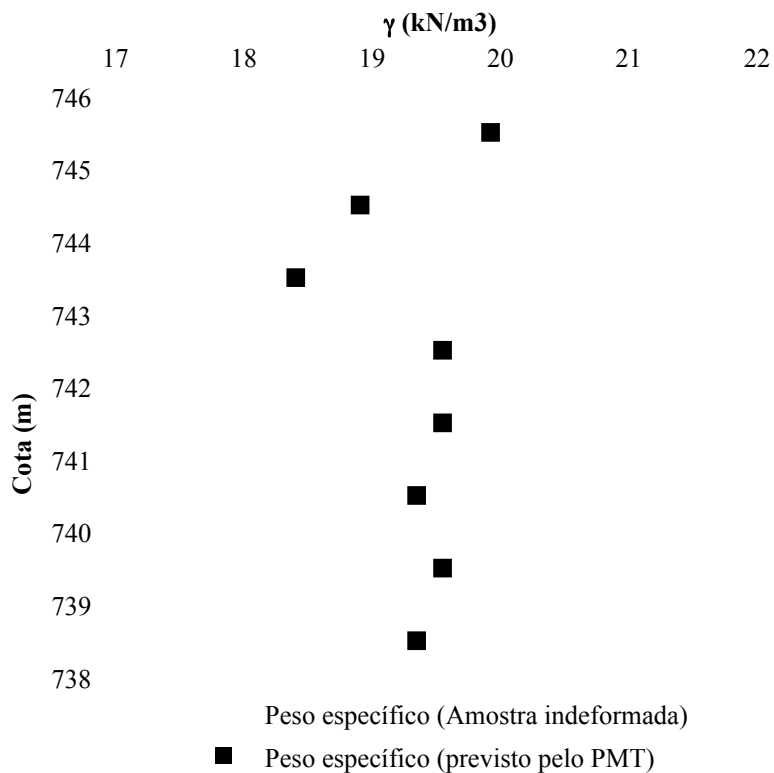


Figura 5.60 - Peso específico úmido previsto e determinado a partir das amostras indeformadas.

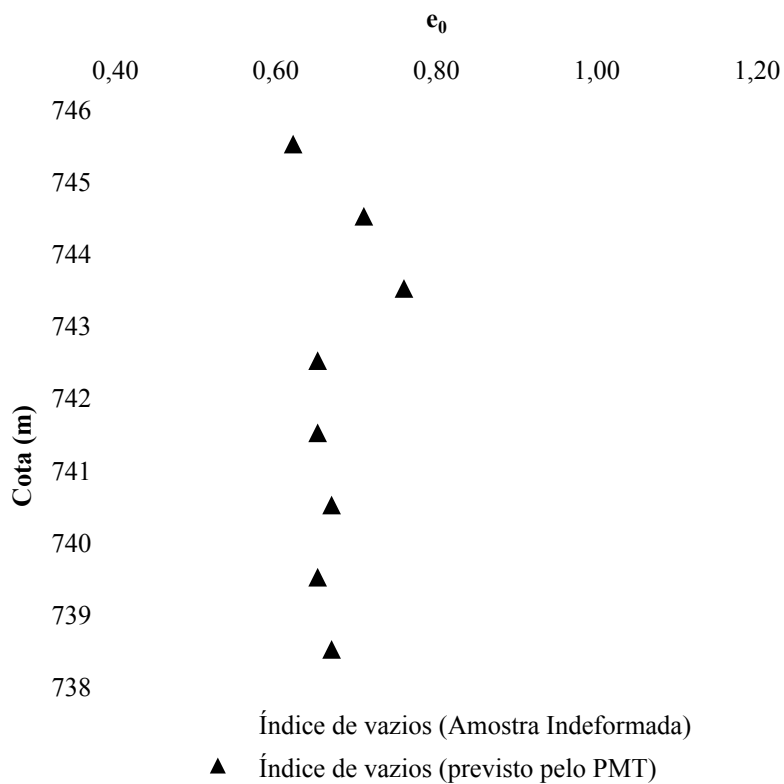


Figura 5.61 - Índice de vazios previsto e determinado a partir das amostras indeformadas.

### 6 CONCLUSÕES

Este capítulo apresenta as principais conclusões obtidas na realização da pesquisa e também as sugestões para futuras pesquisas relacionadas ao assunto.

#### 6.1 Conclusões das Análises Feitas a Partir dos Ensaios de Laboratório

O solo utilizado para a construção do aterro compactado do estudo apresentou no perfil pequenas variações na sua composição mineralógica, sendo detectada a presença dos minerais gibbissita, quartzo, hematita e caulinita. A presença de argilominerais e de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio mostra que se trata de um solo de cor avermelhada profundamente intemperizado.

O teor de umidade ( $w$ ) das amostras indeformadas variou entre 19,1% e 22,2% no perfil, ficando dentro da faixa de umidade determinada durante o controle da compactação *in situ* e demonstrando o cuidado no processo de retirada das amostras.

Quanto aos índices físicos do solo compactado, o valor médio para o peso específico úmido ( $\gamma$ ) foi próximo de  $20 \text{ kN/m}^3$  e para o peso específico seco ( $\gamma_d$ ) próximo de  $16 \text{ kN/m}^3$ . O índice de vazios apresentou média de 0,70 e o grau de saturação em torno de 82%. De maneira geral, os valores estiveram dentro de uma faixa esperada para este tipo de solo quando compactado.

O índice de plasticidade ( $I_p$ ) do material variou pouco, entre 18% e 19%. Trata-se de solo de plasticidade média. O índice de atividade ( $I_a$ ) variou entre 0,46 e 0,69, classificando a argila presente no solo como inativa. Esta baixa atividade, típica de solos lateríticos, foi coerente com a presença de caulinita e gibbissita na composição mineralógica.

As análises granulométricas realizadas com uso de defloculante classificaram o material no limite entre areia argilosa e argila arenosa, apresentando uma fração silte em torno de 1/4 a 1/5 da composição do material. As análises sem o uso de defloculante classificaram o solo como areia siltosa, sem detectar a presença de fração argila na composição. Essa

diferença foi notada pela existência de agregações de partículas constituintes desse solo em macro e micro concreções e indicam o nível de laterização do solo, resultados condizentes com teor significativo de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio na sua composição mineralógica, os quais possuem propriedades cimentantes e contribuem para a formação das concreções lateríticas.

A classificação do solo segundo a AASHTO, assim como pelo Sistema Unificado, apontou para um solo argiloso.

Notou-se que a sucção é influenciada pelo índice de vazios e também pela maneira como estes vazios estão distribuídos no solo, pois quando o sistema de poros é constituído por vazios interconectados formando tubos ou capilares de pequeno diâmetro há um aumento da força de sucção capilar. Desta forma, o índice de vazios não é suficiente para caracterizar ou fornecer informações sobre o sistema de poros da massa de solo. Sabendo-se que a curva característica da sucção é única e de certa forma representa o sistema de distribuição de poros de um solo, acredita-se que uma maneira mais adequada de caracterizá-lo seria complementado os índices físicos com os resultados dos ensaios de sucção.

Quanto à influência da mineralogia na sucção, percebeu-se que a presença do argilomineral caulinita pode ter influenciado no comportamento do solo frente à água, pois embora não absorva a água, é capaz de retê-la adsorvida à sua superfície. Acredita-se que esta propriedade do argilomineral permaneça inalterada, pelo menos em grande parte, quando sob efeito de agregação. Assim, a avidéz natural dos argilominerais pela água é responsável também pela retenção de água no solo, além das forças de sucção capilar.

As curvas características apresentaram uma faixa de grande variação dos valores de sucção entre 6.000 kPa e 55 kPa para teores de umidade de 14% a 18%. Este comportamento do solo testado provavelmente influenciaria muito os resultados dos ensaios realizados se o teor de umidade estudado estivesse nesse intervalo.

As curvas de compactação do perfil apresentaram o ramo seco mais íngreme do que o ramo úmido, comportamento típico de solos lateríticos. A umidade ótima variou de 18,6% a 21,1% e o peso específico seco máximo de 16,26 kN/m<sup>3</sup> a 17,02 kN/m<sup>3</sup>. O grau de saturação médio ficou em torno de 87%.

A comparação dos resultados de amostras do solo compactado *in situ* e do solo natural mostrou que a compactação não interferiu nos resultados dos ensaios de compactação de laboratório, confirmando os resultados da análise granulométrica, onde foi percebido que as agregações presentes no solo não foram destruídas ou não foram destruídas em escala relevante que pudesse alterar o comportamento do solo.

Os resultados de permeabilidade ao longo do perfil apresentaram variação dentro do esperado para este tipo de solo e indicaram uma permeabilidade muito baixa, considerando o percentual da fração areia presente no material.

Tentativas de correlacionar a permeabilidade com o teor de areia e de argila não tiveram sucesso, indicando que a permeabilidade não está unicamente associada com os tipos de frações existentes no solo, mas também com as proporções de cada fração, que contribuem na formação de uma massa mais compacta durante a compactação do material.

Comparando os resultados dos ensaios realizados com fluxo na direção horizontal ( $k_h$ ) e na direção vertical ( $k_v$ ), percebeu-se um comportamento razoavelmente isotrópico da permeabilidade no perfil.

As tensões de pré-adensamento determinadas pelos ensaios oedométricos realizados com e sem inundação, da ordem de 400 kPa, foram bem superiores aos valores da tensão vertical atuante até a data da retirada das amostras indeformadas, donde deduz-se que a tensão de pré-adensamento seja resultado da energia de compactação *in situ*. A inundação não afetou os valores da tensão de pré-adensamento.

Foram encontradas boas correlações para o grau de compactação (GC), o peso específico úmido ( $\gamma$ ) e o índice de compressão ( $C_c$ ) em relação ao índice de vazios inicial ( $e_0$ ) das amostras do perfil utilizadas no ensaio oedométrico. Não foi encontrada nenhuma relação direta entre a tensão de pré-adensamento e os parâmetros das amostras testadas.

Os módulos oedométricos foram determinados para 4 faixas de tensões: 0 kPa a 200 kPa, 200 kPa a 400 kPa, 400 kPa a 800 kPa e 800 kPa a 1600 kPa. Os menores módulos foram encontrados para o primeiro intervalo de tensão, dentro da faixa pré-adensada do solo compactado, condizentes com os maiores recalques iniciais notados nos ensaios. A partir do primeiro intervalo, a tendência geral foi de aumento do valor do módulo.

Correlações satisfatórias foram encontradas entre o módulo de Young obtido pela conversão dos módulos oedométricos, utilizando fórmula oriunda da Teoria da Elasticidade, e o índice de vazios inicial, o peso específico úmido e o grau de compactação para o intervalo de tensões entre 800 kPa e 1600 kPa (trecho normalmente adensado). As mesmas correlações para os módulos referentes aos outros intervalos anteriores de tensão foram insatisfatórias, provavelmente devido ao pré-adensamento.

As correlações encontradas mostraram a possibilidade da estimativa razoável do módulo de elasticidade de Young para o solo do perfil de estudo num nível elevado de carregamento, com base em índices físicos do aterro, de simples obtenção *in situ*, bem como no grau de compactação, que é um parâmetro de controle construtivo.

As médias dos módulos de Young obtidos pelo ensaio oedométrico mostraram que para a condição inundada ocorreu uma pequena diminuição dos valores em relação à condição sem inundação. Esse comportamento foi atribuído ao elevado teor de umidade (superior a 18%) das amostras testadas, correspondentes a baixos valores de sucção (inferior a 30 kPa), e ao fato da expulsão da água no adensamento reduzir os vazios do solo e ao mesmo tempo aumentar o grau de saturação mantendo o valor da sucção baixo.

Os valores de  $K_0$  foram determinados no ensaio triaxial  $K_0$  drenado e variaram entre 0,36 e 0,59, com valor médio de 0,48. Verificou-se que antes do solo definir o comportamento constante  $K_0$ , representado pela inclinação de uma reta, percorreu uma trajetória curva até a tensão vertical superar o valor da tensão de pré-adensamento e daí seguiu com comportamento retilíneo  $K_0$ . O ponto onde ocorreu a mudança de comportamento da curva foi interpretado como a tensão de pré-adensamento do solo e os resultados foram condizentes com os expressos nos ensaios oedométricos. O trecho curvo, por simplificação, foi considerado como uma reta e sua inclinação denominada  $K'_0$  foi utilizada para estimar as tensões *in situ*, considerando que no perfil do estudo as tensões verticais atuantes devido ao peso próprio do aterro não atingem a magnitude da tensão de pré-adensamento. Entende-se, entretanto, que este estudo merece mais investigação.

As curvas de compressibilidade e os módulos oedométricos determinados a partir dos ensaios triaxiais  $K_0$ , contrariamente aos ensaios oedométricos, apresentaram módulos maiores para o primeiro intervalo de tensões entre 0 kPa e 200 kPa, dentro da faixa pré-adensada do solo compactado. Atribuiu-se isso ao fato da tensão confinante atuar no CP desde o início do ensaio, o que dá condições do solo reagir à tensão de compressão axial expressando sua rigidez, ao contrário do ensaio oedométrico, cujo CP carregado deve transmitir parcela do carregamento vertical ao anel para que esse possa reagir, aumentando a tensão confinante. Neste caso, até que a tensão confinante esteja inteiramente mobilizada ocorre um maior recalque inicial.

De acordo com os ensaios CDnat, o valor médio do ângulo de atrito ( $\phi'$ ) determinado no perfil foi de 30° com coeficiente de variação de 6%. Já o intercepto coesivo ( $c'$ ) foi de 107 kPa com coeficiente de variação de aproximadamente 30%.

Os ensaios triaxiais CDnat feitos para uma das cotas após secagem do bloco indeformado ao ar em ambiente de laboratório, com teor médio de umidade de 14,3% para os 4 CPs testados, 6% abaixo da umidade natural *in situ* quando da coleta do bloco indeformado, obtiveram um expressivo aumento de 750% para o intercepto coesivo, que variou de 72 kPa para 540 kPa, e uma redução no ângulo de atrito de 32° para 26°. O fato mostra a influência e

o potencial da tensão de sucção no aumento da resistência do material com a redução do teor de umidade. Nesta situação foi possível determinar o valor da tag  $\phi^b$  igual a 0,13.

Amostras com ângulo de atrito de 30° nos ensaios triaxiais CDnat com CPs moldados na posição vertical, posteriormente testadas com os CPs moldados na posição horizontal, apresentaram aumento no ângulo de atrito para 33° e 36°, caracterizando aspectos de anisotropia no comportamento do solo compactado.

As intensidades das poro-pressões desenvolvidas no interior dos CPs durante a fase de compressão do ensaio triaxial CUnat foram baixas e não afetaram significativamente a ruptura das amostras. Os resultados do ensaio CUnat apresentaram média em termos de tensões totais e efetivas para o intercepto coesivo de 82 kPa e 81 kPa, para ângulo de atrito de 28° e 29°, respectivamente.

No adensamento isotrópico dos ensaios CDnat e CUnat percebeu-se que o valor do módulo de Young aumentou com a tensão confinante. O comportamento foi coerente considerando que as deformações são concêntricas num espaço do corpo-de-prova que é finito e que ao se adensar permite a drenagem interna, reduz os vazios e aumenta a resistência.

As curvas de tensão-deformação dos ensaios CDnat e CUnat apresentaram dois trechos distintos (comportamento bi-linear), de tal forma que determinando-se os módulos secantes da maneira convencional partindo da origem são obtidos valores não condizentes com o real comportamento do material submetido ao carregamento. Devido a essa peculiaridade, trabalhou-se com o módulo tangente inicial ( $E_{ti}$ ), o módulo tangente a 25% da carga de ruptura ( $E_{t25\%}$ ) e o módulo tangente a 50% da carga de ruptura ( $E_{t50\%}$ ).

Caracterizando o comportamento dos dois trechos da curva tensão-deformação, o inicial retilíneo é bem íngreme e ocorreu para baixas deformações, já o segundo, após a inflexão da curva, quase retilíneo, desenvolve-se até iniciar a plastificação do solo seguida da ruptura.

A forma das curvas tensão-deformação dos ensaios CDnat e CUnat para o ensaio com tensão confinante de 49 kPa e de 98 kPa com picos seguidos de queda de resistência indicam que se trata de solo pré-adensado.

Para tensões confinantes superiores à de pré-adensamento o comportamento das curvas dos ensaios CDnat e CUnat tornou-se semelhante para as diferentes amostras do perfil, assim como nos ensaios oedométricos e triaxiais  $K_0$ .

Diversos resultados do módulo tangente a 25% da tensão de ruptura corresponderam ao trecho da curva referente ao módulo tangente inicial ( $E_{t25\%} = E_{ti}$ ). Isto ocorreu para as duas tensões confinantes mais baixas do CDnat e para todas as tensão do CUnat. Por serem valores



muito elevados em relação ao  $E_{t50\%}$ , é necessário prudência no uso de  $E_{t25\%}$  para não incorrer em erros.

Os valores dos módulos de Young ( $E_{ti}$ ,  $E_{t25\%}$  e  $E_{t50\%}$ ) tiveram grande variabilidade para todas as tensões confinantes, sendo que o coeficiente de variação dos módulos foram decrescentes com o aumento da tensão confinante. A dispersão dos valores dos módulos foi atribuída à variação dos índices físicos do solo ao longo da altura do corpo-de-prova devido ao processo construtivo da compactação *in situ*. Ocorre que quanto maior a tensão confinante na fase de adensamento isotrópico do CP do ensaio triaxial, maior a melhora as condições de isotropia do CP (com prejuízo apenas para a geometria) para a fase de compressão e ruptura.

As médias dos módulos  $E_{t50\%}$  convergiram para valores praticamente iguais, independentemente das tensões confinantes utilizadas no estudo.

Em testes realizados com umidades abaixo da de compactação nos ensaios CDnat ocorreu o aumento significativo dos módulos de Young devido à sucção.

## **6.2 Conclusões das Análises Feitas a Partir dos Ensaio *In Situ***

Os resultados do teor de umidade *in situ* foram muito semelhantes aos das amostras indeformadas retiradas oito meses antes no aterro em construção, próximos de 21%, denotando a capacidade do solo estudado em reter a água e manter a umidade. Este fato reduz as variáveis da pesquisa na comparação dos ensaios de campo e de laboratório, mais especificamente mantendo a sucção baixa a ponto de não influenciar significamente nos resultados e análises realizados. Isso reforça a validade das correlações determinadas a partir dos ensaios de laboratório e de campo para a faixa de teor de umidade entre 18% a 23%.

### **6.2.1 Ensaio pressiométricos**

O processo de escavação do furo para realização dos ensaios pressiométricos só foi possível pela cravação de trado tipo copo, desenvolvido especialmente para esse fim, acoplado às hastes no lugar do amostrador, com o uso do equipamento do ensaio SPT.

Os ensaios pressiométricos foram realizados segundo as normas francesas NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) e XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999) e os parâmetros dos

ensaios pressiométricos foram determinados segundo normas francesas mencionadas e também pela metodologia proposta por Briaud (1992).

Para todos furos a pressão  $p_1$  variou pouco ao longo do perfil, diferentemente das pressões  $p_2$  e  $p_L$ , que de maneira geral apresentaram maior dispersão.

A extensão do trecho pseudo-elástico das curvas pressiométricas, definido pelo intervalo das pressões  $p_1$  e  $p_2$  médias dos 3 furos ( $\Delta p$ ), foi crescente com a profundidade e consequente aumento da tensão confinante, similarmente ao comportamento ocorrido nos ensaios triaxiais CDnat e CUnat.

Dos 24 ensaios PMT realizados, os módulos pressiométricos ( $E_M$ ) determinados conforme a norma francesa NF P 94-110-1 (AFNOR, 2000) variaram no perfil entre 8 MPa e 21 MPa, cuja média geral ficou próxima de 15 MPa com CV de 21,2%. Os valores mais baixos corresponderam às duas cotas com maior teor de umidade, entre 22% e 23%, e também foram associados aos maiores graus de saturação, maiores índices de vazios e menores valores de peso específico úmido e de peso específico seco dentre as amostras do perfil, conforme ensaios de laboratório.

Os ensaios pressiométricos demonstraram que os valores do módulo Ménard praticamente não variaram com a profundidade, indicando que o parâmetro sofreu pouca influência do estado de tensões, comportamento semelhante aos ensaios triaxiais. É importante lembrar que o processo de compactação de um aterro tem como finalidade construir uma matriz artificial de solo, fazendo um controle rigoroso de materiais e procedimentos, visando os mesmos parâmetros geotécnicos melhorados para o maciço como um todo.

Os coeficientes de variação do módulo pressiométrico foram muito baixos em se tratando de solos e comparando com todos os ensaios de laboratório realizados nesta pesquisa, o que revela a vantagem dessa ferramenta na determinação do referido parâmetro.

Os módulos pressiométricos de recarregamento ( $E_R$ ) e os módulos do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ), determinados segundo a norma experimental francesa XP P 94-110-2 (AFNOR, 1999), foram crescentes com a profundidade, da ordem de 3 a 4 vezes e de 5 a 7 vezes maiores que o módulo Ménard ( $E_M$ ), respectivamente. Esse comportamento foi coerente com o aumento da razão de pré-adensamento (OCR) do solo durante a fase anterior de carregamento. A média da relação  $E_M/p_L$ , muito utilizada na classificação do solo, no perfil variou entre 10 e 13.

Os valores do módulo Ménard ( $E_M$ ) obtidos pela metodologia de Briaud (1992) foram superiores em relação aos módulos obtidos pela norma francesa NF P 94-110-1

(AFNOR, 2000) e a diferença entre eles foi crescente com a profundidade. Mesmo assim, as curvas tiveram comportamento semelhante. A metodologia proposta pela norma francesa guarda a vantagem de não depender de uma avaliação geométrica, permitindo que os módulos sejam determinados sem muita influência do analista dos resultados do ensaio.

Os valores do módulo cíclico para o primeiro ciclo de descarga e recarga ( $E_C$ ), obtidos pela metodologia de Briaud (1992), foram em geral superiores ao módulo  $E_R$  e com comportamento semelhante. Dentro da mesma metodologia, os valores do segundo ciclo de descarga e recarga ( $E_{2C}$ ) foram inferiores ao módulo  $E_{2R}$  e com comportamento muito semelhante, com curvas praticamente paralelas.

A tensão horizontal obtida via interpretação das curvas pressiométricas pela metodologia proposta por Briaud (1992) foram muito superiores a da tensão horizontal determinada pelos ensaios de triaxiais  $K_0$ .

Embora exista conhecida limitação do equipamento Ménard em determinar  $K_0$ , devido à dificuldade de se identificar na curva pressiométrica o ponto correspondente à tensão horizontal em repouso, quando o sonda toca as paredes do furo e equilibra suas tensões com as do maciço, em virtude da folga entre a sonda pressiométrica e a parede do furo de sondagem, este estudo vislumbrou a possibilidade de determinação de  $K_0$  a partir de dois valores de  $p_1$  de ensaios realizados em profundidades diferentes. A metodologia proposta considera que, uma vez atingida a tensão horizontal *in situ*, o intervalo de tensão até atingir  $p_1$  (início do regime elástico) é constante para o mesmo material ao longo da profundidade. O valor de  $K_0$  encontrado para o solo do estudo foi de 0,56.

## 6.2.2 Ensaio de placa e correlação com o PMT

O módulo determinado pelo ensaio de placa por ajuste de curva conforme metodologia descrita por Sales (2000) e Small e Poulos (2007) foi de 65 MPa. A carga última do ensaio chegou a 1804 kPa.

A discrepância entre o valor do módulo de ensaio de placa e o módulo pressiométrico foi atribuída à sucção do solo, levando em consideração a perda de umidade superficial do solo durante a preparação e realização do ensaio, cuja duração é demasiadamente longa.

Considerando que o valor do módulo de elasticidade praticamente não variou com a profundidade, conforme constatado nos ensaios PMT e triaxiais CDnat e CUnat, resolveu-se utilizar o valor do módulo do ensaio de placa determinado para o solo superficial abaixo da

placa para todo o perfil e assim determinou-se uma média da relação entre o módulo pressiométrico e o módulo do ensaio de placa ( $E_M/E_{EP}$ ) de 0,23 com coeficiente de variação de 21,2%.

A média da relação entre a pressão limite do ensaio PMT e a carga última do ensaio de placa ( $p_L/q_u$ ) foi de 0,59 com coeficiente de variação de 16,6%, obtida somente para a pressão limite referente aos 3 ensaios PMT realizados na cota 745,50 m, situados a 25 cm abaixo da placa.

### **6.2.3 Ensaios SPT e correlação com o PMT**

Para o solo do estudo os resultados do ensaio SPT convencional, com determinação de um único "N" por metro de profundidade, foram compatíveis aos resultados dos ensaios SPT contínuos, cuja determinação de "N" foi feita sucessivamente, intercalando cada uma delas com o aprofundamento do furo em torno de 10 cm. Assim, do ponto de vista "prático", não houve diferença entre o SPT convencional e o contínuo, por isso foram considerados todos os ensaios de SPT.

Os 35 resultados de "N" do SPT variaram de 7 a 13, apresentando um certo acréscimo com a profundidade do aterro para todas as sondagens realizadas. O SPT foi capaz de detectar as variações do módulo pressiométrico.

A média da relação entre o módulo Ménard e o valor de "N" ( $E_M/N$ ) foi de 1,47 com coeficiente de variação de 29,4%. A correlação acima é válida para o aterro compactado do estudo até 8 m de profundidade.

A média obtida para a relação entre a pressão limite do ensaio PMT e o valor de "N" ( $p_L/N$ ) foi de 121 e apresentou coeficiente de variação de 20,7%.

A relação  $p_L/N$  correlaciona duas medidas de resistência e no presente trabalho mostrou um menor coeficiente de variação. Já a relação  $E_M/N$  refere-se a propriedades diferentes, de deformabilidade e resistência, uma medida na fase elástica e outra no solo plastificado. Analiticamente "N" e  $p_L$  foram influenciados pelo nível de tensões *in situ* que é crescente com a profundidade. Já os módulos pressiométricos mostraram-se menos sensíveis ao efeito do aumento da profundidade, variando menos seus valores. Desta forma, o uso de relações entre o módulo e o valor "N" devem ser usadas com cautela para pequenas profundidades.

#### 6.2.4 Correlação entre ensaios de laboratório e o PMT

De modo geral o módulo do solo apresentou variação menor nos ensaios de campo do que nos ensaios de laboratório e dentre todos os ensaios realizados o módulo pressiométrico ( $E_M$ ) teve o menor coeficiente de variação, 21,2%.

Neste trabalho foram feitas duas análises distintas nos resultados dos ensaios, uma denominada direta e outra no mesmo nível de tensão octaédrica média dos ensaios pressiométricos a cada profundidade. No caso dos ensaios triaxiais CDnat e CUnat a análise direta compara o módulo  $E_{t50\%}$  para todos os níveis de tensão confinante utilizados. Já para os ensaios oedométricos os valores dos módulos adotados para a análise direta são aqueles referentes ao último intervalo de tensão de carregamento entre 800 kPa e 1600 kPa, referente ao trecho normalmente adensado do solo. Da mesma forma o ensaio triaxial  $K_0$ , entretanto o último intervalo de tensões foi variável para cada amostra ficando todos acima de 571 kPa e abaixo de 1488 kPa.

Os resultados dos ensaios oedométricos com e sem inundação na análise direta destacaram-se pela menor variabilidade em relação aos triaxiais e ambos apresentaram valores médios para o módulo de Young praticamente iguais. A menor variabilidade é devido a menor altura do CP utilizado nos ensaios oedométricos, ficando assim menos suscetível à variação dos índices físicos do solo ao longo da espessura da camada compactada *in situ*.

Os módulos de Young obtidos via ensaios triaxiais  $K_0$  pela análise direta foram próximos aos módulos de Young obtidos via ensaios oedométricos.

Na análise direta os resultados de laboratório apontaram para relações entre os módulos de Young e os módulos pressiométricos entre 1,16 a 1,33. Embora os coeficientes de variação das relações  $E/E_M$  tenham sido elevados, os valores médios ficaram próximos, com destaque para os ensaios triaxiais CDnat e oedométricos. Dos ensaios de laboratório, o oedométrico sem inundação foi o que apresentou o menor coeficiente de variação (32%) para a relação  $E/E_M$ .

A análise dos módulos de Young dos ensaios triaxiais CDnat no mesmo nível de tensão octaédrica dos ensaios pressiométricos utilizou somente os valores de  $E_{t50\%}$  cuja tensão octaédrica do ensaio triaxial para todas confinantes se aproximasse das tensões octaédricas dos ensaios pressiométricos. Essa análise refinou os resultados, reduzindo o módulo de 20 MPa pela análise direta para 16 MPa, mantendo o coeficiente de variação dentro da mesma ordem de grandeza, próximo de 70%, justificado pela variabilidade dos módulos triaxiais.

Confrontando os resultados das duas análises, percebeu-se que para a análise no mesmo nível de tensão octaédrica dos ensaios PMT houve uma alteração da faixa de variação das relações  $E/E_M$  de 1,16 a 1,33 pela análise direta para 0,98 a 1,18. Embora tenha havido elevação dos coeficientes de variação, cabe salientar que os valores médios das relações  $E/E_M$  convergiram para a unidade, aproximando os valores dos módulos de laboratório com os determinados *in situ* pelo PMT.

A relação  $E_{150\%}/E_M$  de 1,05 obtida pelo ensaio CDnat para o mesmo nível de tensão octaédrica dos ensaios pressiométricos foi a mais representativa para o solo compactado do perfil estudado.

De uma forma geral, as relações obtidas foram consistentes dentro de cada análise. Também de uma análise para outra não houve diferença significativa entre as relações médias, que ficaram dentro da mesma ordem de grandeza.

As boas correlações do módulo de Young com o grau de compactação, peso específico úmido e índice de vazios, bem como as relações  $E/E_M$  obtidas dos ensaios oedométricos sem inundação permitiram a estimativa de tais parâmetros a partir dos ensaios pressiométricos. Os valores dos parâmetros previstos estiveram dentro da faixa dos resultados de laboratório para as amostras indeformadas, demonstrando o grande potencial de uso do pressiômetro Ménard para controle construtivo de aterros compactados.

O uso do pressiômetro também é recomendado para barragens de terra antigas, com documentação de controle executivo insuficiente ou inexistente, onde nem sempre é possível obter amostras indeformadas e onde se queira uma avaliação das condições de estabilidade e segurança em estágios pós-construção/operação.

### **6.3 Sugestões para Futuras Pesquisas**

Com base no estudo apresentado são recomendados os seguintes tópicos para futuras pesquisas:

- Estudo do comportamento de solos compactados na fase pré-adensada analisando a influência da energia de compactação na tensão de pré-adensamento;
- Estudo do comportamento bilinear de  $K_0$  em solos compactados e medições *in situ* por células de carga;
- Estudo do potencial do ensaio triaxial  $K_0$  para determinação do módulo de Young no mesmo nível de tensões do ensaio pressiométrico;

- Estudo da metodologia proposta para determinação de  $K_0$  *in situ* pela curva descrita pelos valores médios de  $p_1$ ;
- Estudo do módulo pressiométrico em aterros compactados a maiores profundidades para a avaliação da influência do nível mais elevado de tensões;
- Estudo com PMT em aterros compactados com diferentes tipos de solo;
- Reavaliação dos mesmos parâmetros com todos os outros ensaios aqui não abordados, por falta de tempo, como os ensaios DMT, Panda 2, SPT-T e SPT com ponteira cônica;
- Realização de ensaios CPT no mesmo aterro e comparação resultados do ensaio PMT.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

---

- AFNOR (2000) *Association Française de Normalisation*. Norme française. NF P 94-110-1: Sols: reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. Partie 1: Essai sans cycle. AFNOR, La Plane Saint-Denis, France, 42 p.
- AFNOR (1999) *Association Française de Normalisation*. Norme expérimentale. XP P 94-110-2: Sols: reconnaissance et essais. Essai pressiométrique Ménard. Partie 2: Essai avec cycle. La Plane Saint-Denis, France, 8 p.
- ASTM (1979), *Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil: D-3441*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM (1987) American Society For Testing Of Materials, Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, D4719/87, Annual Book of ASTM Standards, v. 04.08, New York.
- ABNT (1991). NBR-12069. *Ensaio de penetração de cone "in situ" (CPT)-Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10 p.
- ABNT (1984). NBR 7181 Solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- ABNT (1984). NBR 6489. *Prova de carga direta sobre terreno de fundação- Procedimento*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ, 2 p.
- ABNT (2001). NBR 6484. *Solos-Sondagem de simples reconhecimento com SPT-Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro, RJ, 17 p.
- AGNELLI, N. Comportamento de um Solo Colapsível Inundado com Líquidos de Diferentes Composições Químicas. São Carlos - SP, 1997. 205p. Tese (doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP.
- ALONSO, U.R. (1994). *Correlações entre o Atrito Lateral Medido com o Torque e o SPT, Solos e Rocha*, Vol. 17, nº 3, p.191-194.
- ANGELIM, R. R., CUNHA, R. P., SALES, M. M., GUIMARÃES, R. C., SILVA, W. S. (2008) *Uso de CPT na determinação de parâmetros geomecânicos de solo residual de micaxisto*. Anais do Congresso Nacional de Geotecnia e Congresso Luso-Brasileiro, Coimbra – Portugal, Abril, 8 p, CD-ROM.
- ANGELIM, R. R., CUNHA, R. P., SALES, M. M., GUIMARÃES, R. C. (2008). *Uso de CPT na determinação de parâmetros geomecânicos de solo residual de micaxisto*. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotecnia. Armação dos Búzios-RJ, Agosto, 8 p, CD-ROM.



- ANGELIM, R. R., CUNHA, R. P., SALES, M. M, (2010). *Resultados de ensaios pressiométricos em aterro compactado de barragem*. In XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, CD-ROM, Gramado.
- APAGEO (2005). *Modo Operatório Pressiômetro Ménard (Tipo G)*. 38p. APAGEO, França
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., SHIELDS, H. (1978), *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, 1a ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publication, 617p.
- BARATA, F. E. (1984). *Propriedades mecânicas dos solos: uma introdução ao projeto de fundações*. Rio de Janeiro. LTC - Livros Técnicos e Científicos S. A.
- BELINCANTA, A. (1998). *Avaliação de Fatores Intervenientes no Índice de Resistência à Penetração do SPT*, Tese de D. Sc., EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil.
- BELINCANTA, A. e CINTRA, J.C.A. (1998). *Fatores Intervenientes em Variantes do Método ABNT para Execução do SPT*, Revista Solos e Rochas, ABMS, vol.21, n.3, pp.119-133.
- BRIAUD, J. L. (1992) *The Pressurometer*, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 322 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. (2004). *Apostila da Disciplina de Solos Tropicais*. Vol 1 e 2, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, DF.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. (2004). *Curva Característica de Sucção Transformada*. Solos e Rochas, 27(3):231-242.
- CARTER, J.P.; BOOKER, J.R.; YEUNG, S.K. (1986). *Cavity expansion in cohesive frictional soils*. Géotechnique, 36(3): 349-358.
- CARVALHO, J. C. de; FERNANDES, A. J. C.; OLIVEIRA, J. C. de, GOURVÈS, R. P. H.; REZENDE, L. R. de. (2006). *Avaliação do pressiômetro de Pencil e do penetrômetro Panda para uso em pavimentação*. In 37ª RAPv/11ª ENACOR, Os Caminhos da Integração, Goiânia, Goiás, 8-12 agosto, 8p, CD-ROM.
- CAVALCANTE, E.H. (2002). *Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT*. Tese de D.Sc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 410p.
- CONCIANI, W., MEDEIROS, J., & BEZERRA, R. (2000). *Comparação entre os resultados de ensaios pressiométricos e de placa helicoidal em areias marinhas*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, pp. 93-100. Porto.
- CRUZ, P. T. (1996). *100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto*. São Paulo: Oficina de Textos, 648p.
- CUNHA, R.P. (1994). *Interpretation of Selfboring Pressuremeter Tests in Sand*. Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering, University of British Columbia, Canada, 279 p.

- CUNHA, R.P., COSTA, A.F. & PASTORE, E.L. (2000). *Ensaio pressiométrico em ardósia alterada para o estudo do prolongamento do metrô em Brasília-DF*. Submetido à publicação na revista Solos e Rochas.
- CUNHA, R. P., SALES, M. M., SOUZA PINTO, C., SAMPAIO JÚNIOR, J.L.C. (2004) *Ensaaios pioneiros de pressiómetro auto-perfurante em solos da cidade de Goiânia – GO*. In SEFE V. São Paulo-SP. 22-24 nov., vol. 1, pp 521-532.
- DANA, James D. (1974). *Manual de Mineralogia*. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, RJ.
- DAS, BRAJA M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. Tradução da 6. ed. São Paulo: Thomson Learning, 562 p, (2007).
- DÉCOURT, L., e QUARESMA FILHO, A. R. (1991). *The SPT-CF, an improved SPT*. In SEFE II. São Paulo-SP. 19-21 nov., vol. 1, pp 106-110.
- DESHPANDE, S. C. (2005). *The use of pressuremeter and other borehole expansion devices in India*. In ISP5-PRESSIO 2005, Marne-la-Vallée - France, 22-24august, Ed. by Michel Gambin, Jean-Pierre Magnan end Philippe Mestat, p.345-350.
- FECKER, E. (2005). The practice of borehole expansion tests in Germany. In ISP5-PRESSIO 2005, Marne-la-Vallée - France, 22-24august, Ed. by Michel Gambin, Jean-Pierre Magnan end Philippe Mestat, p.381-391.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2001). *Equações para Modelagem da Curva Característica Aplicada a Solos Brasileiros*. In IV Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ABMS, Porto Alegre, RS, Vol.1, p. 76-92.
- GIACHETI, H. L., ELIS, V. R., MIO, G. De., CAVALCANTE, E. H. (2006). *Ensaios de campo na investigação geotécnica e geoambiental*. (artigo de palestra convidada). In Anais do XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Curitiba, v. v. Pal. p. 1-25.
- GOUVÈS, R. P. H. (1991). *Le PANDA: Pénétrômetre dynamique léger à energie variable pour la reconnaissance des sols*. Université Blaise Pascal.
- GUIMARÃES, R. C., CAMAPUM DE CARVALHO, J., PAOLUCCI, H. V., PEREIRA, J. H. F., CUNHA, R. P. (2000). *Utilização do ensaio SPT-T na modelagem constitutiva do solo poroso de Anápolis-GO*. SEFE IV, São Paulo-SP, 17-20 jul., vol. 3, pp 113-120.
- GUIMARÃES, R. C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 183 p.
- ISO (2008). *The International Organization for Standardization*. Draft International Standard ISO/DIS 22476-4: Geotechnical investigation and testing: Field testing: Part 4: Ménard pressurometer test, 53 p.

- ISSMFE (1977). *Report of the Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe*. International Society for Soil Mechanics and Foundations Engineering. IX International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, ICSMFE, Tokyo, 3: 95-152.
- ISSMFE (1989). *International Reference Test Procedure for Cone Penetration Test (CPT)*. In Report of the ISSMFE – Technical Committee on Penetration Testing of Soils – TC 16 with Reference to Test Procedures CPT – SPT – DP – WST. International Society for Soil Mechanics and Foundations Engineering. Swedish Geotechnical Institute, Suécia, 11 p
- LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979) *Soil Mechanics, SI Version*. John Wiley & Sons. New York.
- LIMA, M. J. C. P. A. (1979). *Prospecção Geotécnica do Subsolo*. LTC – Livros Técnicos e Científicos S. A. São Paulo, SP, 104p.
- LUNNE, T; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. (1997). *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*. Spon Press, London.
- MAGALHÃES, P. H.; CUNHA, R. P. da; SALES, M. M. (2006). *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, Curitiba. São Paulo : ABMS, 2006. v. 2. p. 867-872.
- MARCHETTI, S. e CRAPPS, D. K. (1981). *Flat Dilatometer Manual. Internacional Report of GPE. Inc., Gainesville, Florida, USA*.
- MARTÍNEZ, G. S. S. (2003). *Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 266p.
- MASSAD, F. (2003). *Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 170p.
- MELO, F. G. (1985). *Compactação de Aterros de Barragens de Terra*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, 80p.
- MENEZES, S.M. e SOBRINHO, M.D. (1994). *Avaliação do Ensaio SPT - Energias, Torques, Impactos, Velocidades e Suas Limitações*, X COBRAMSEF, Vol. 2, p.359-366.
- MENEGOTTO, M. L. (2004). *Previsão da Curva Tensão-recalque de Ensaio de Placa em Solo Não Saturado*. Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 224p.
- MITCHELL, J. K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, Inc., University of California, Berkeley, 422p.

- MOTA, N.M.B. (2003). *Ensaio Avançados de Campo na Argila Porosa Não Saturada de Brasília: Interpretação e Aplicação em Projetos de Fundação*. Tese de Doutorado, Dep. de Engenharia Civil e Ambiental da UnB. Brasília. 336p.
- NOGAMI, Job Shuji. (1976). *Glossário de minerais e rochas - Utilização em obras civis*. 2.ed., Escola Politécnica - USP, São Paulo.
- ORTIGÃO, J.A.R., CUNHA, R.P. e ALVES, L.S. (1996). *In situ tests in Brasília porous clay*. Canadian Geotechnical Journal, 33: 189-198.
- OLIVA, R. R. R. S. de (2009). *Caracterização do Comportamento de Materiais a Partir do Ensaio Pressiométrico*. Dissertação de Mestrado, Dep. de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Lisboa. Portugal. 125p.
- OLIVEIRA, P. A. S. de (1990). *Análise e Interpretação dos Ensaio Pressiométricos Realizados em Solo Residual de Gnaisse e em Depósitos Sedimentares Granulares da Cidade do Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil da PUC. Rio de Janeiro.
- OLIVEIRA D. M. de. (2010). *Ensaio pressiométricos de Ménard em maciços compactados para avaliação de módulos elásticos*, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia.
- PINTO, C. de S. (2002). *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. São Paulo: ficina de Textos, 2002, 2ed.
- POULOS, H. G. (1989). *Twenty-ninth Rankine Lecture: Pile behaviour – theory and application*. Géotechnique, 39(3), 363–415.
- QUARESMA, A. R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A. R., ALMEIDA, M. de S. S. de, DANZIGER, F. (1998). *Investigações Geotécnicas*. Fundações: Teoria e Prática. W. HACHICH, F. F. FALCONI, J. L. SAES, R. G. Q. FROTA, C. S. CARVALHO, S. NIYAMA (eds), PINI, São Paulo, SP, 2ed., p. 119-162.
- QUEIROZ, A. C. G. (2008). *Uso do DMT na Avaliação de Maciços Compactados*. Dissertação de Mestrado, Dep. de Engenharia Civil e Ambiental da UnB. Brasília. 96p.
- RANZINI, S.M.T. (1988). *SPTF*, Solos e Rocha, Vol. 11, no único, p.29-30.
- SCHNAID, F., (2000). *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 189p.
- SALES, M. M., (2000). *Análise do Comportamento de Sapatas Estaqueadas*. Tese de Doutorado, Publicação G.TD/002A, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 229p.

- SALES, M. M. ; BITTENCOURT, D. M. A. (2010). *Análises de Fundações Estaqueadas Utilizando Estacas de Diferentes Comprimentos*. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado. São Paulo : ABMS, 2010. v. 1. p. 1-8.
- SMALL, J., POULOS, H. G., (2007). *A method of analysis of pile rafts*. 10th Australia New Zealand Conference On Geomechanics. Vol. 2, p. 550-555.
- SÓRIA, M. H. A. (1986). *Os limites de Atterberg, o argilo mineral e o teor de argila*. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Porto Alegre, RS, Vol.1, p. 161-171.
- SOUZA, L.A.P, SILVA, R.F. & IYOMASA, W.S. (1998). *Métodos de investigação. Geologia de Engenharia*, A.M.S. Oliveira & S.N.A. Brito (eds.), Oficina de Textos, São Paulo, SP, p. 163-196.
- SOUZA SANTOS, P. de. (1989). *Ciência e Tecnologia de Argilas*, v.1 e 3. São Paulo, Edgard Blücher,. 2.ed.
- TEIXEIRA, A. H., GODOY, N. S. de. (1998). *Análise, projeto e execução de fundações rasas*. Fundações: Teoria e Prática. W. HACHICH, F. F. FALCONI, J. L. SAES, R. G. Q. FROTA, C. S. CARVALHO, S. NIYAMA (eds), PINI, São Paulo, SP, 2ed., p. 227-264.
- TIMOSHENKO, S.; GOODIER, J.N. (1951) – *Theory of elasticity*. McGraw Hill Book Co., New York.
- UNIKOWSKI, Zilmar R. *Influence des argiles sur les propriétés des mortiers de ciment*. Laboratoire Central des Pont et Chaussées. Paris, 1982. 82 p. (Rapport de Recherche LPC n° 110).
- VARGAS, M. (1989). *Heritage Lecture: Soil Mechanics in Brazil*. In. *Proceedings of the XII ICSMFE*, vol. 4, pp 2289-2299, Rio de Janeiro.
- VELLOSO, D.A. & LOPES, F.R. (2004). *Fundações*. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 1 vol., Nova Ed., 226p.

**RESULTADOS DOS ENSAIOS OEDOMÉTRICOS REFEITOS PARA AS AMOSTRAS REFERENTES ÀS COTAS 738,85 m E 740,85 m COM CARREGAMENTO ATÉ 3200 kPa E COM INUNDAÇÃO DAS AMOSTRAS**

Tabela AA1 - Índices Físicos e Parâmetros do Solo, referente à cota 738,85 m.

$w_L$ (%)	44	GC (%)	92,7	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,54
$I_p$ (%)	19	$w - w_{ótima}$ (%)	0,4	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,56
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,96	Hs (cm)	1,160	Índice de vazios	0,733
$\gamma_{dmáx}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,78	$\sigma'_{PA}$ (kPa) - Pacheco Silva	410	Saturação (%)	71,9
$w_{ótima}$ (%)	18,8	Cc	0,271	Umidade (%)	19,2

Tabela AA2 - Índices Físicos e Parâmetros do Solo, referente à cota 740,85 m.

$w_L$ (%)	46	GC (%)	101,3	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,93
$I_p$ (%)	18	$w - w_{ótima}$ (%)	-1,2	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,79
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	27,13	Hs (cm)	1,244	Índice de vazios	0,616
$\gamma_{dmáx}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,58	$\sigma'_{PA}$ (kPa) - Pacheco Silva	420	Saturação (%)	84,1
$w_{ótima}$ (%)	19,9	Cc	0,175	Umidade (%)	18,7

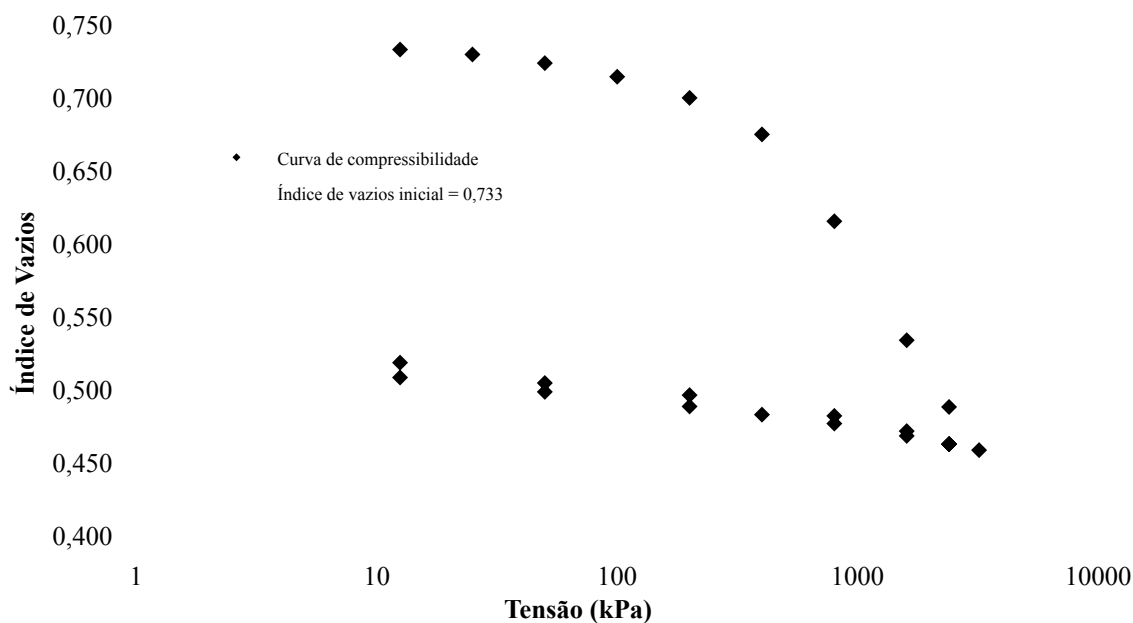


Figura AA1 - Curva de compressibilidade refeita para a amostra indeformada referente à cota 738,85 m, (ensaio inundado).

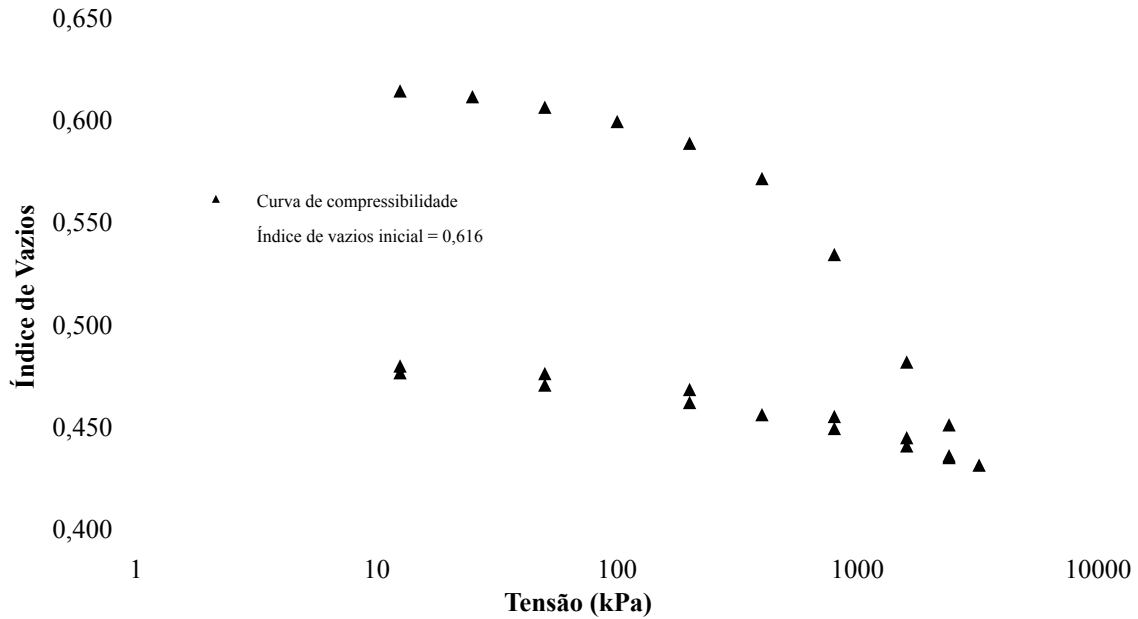


Figura AA2 - Curva de compressibilidade refeita para a amostra indeformada referente à cota 740,85 m, (ensaio inundado).

Tabela AA3 - Dados dos ensaios oedométricos.

Tensão (kPa)	Cota 738,85 m		Cota 740,85 m	
	Altura do CP (mm)	e	Altura do CP (mm)	e
0	20,10	0,733	20,10	0,616
0	20,20	0,741	20,13	0,618
12,5	20,09	0,732	20,07	0,614
25	20,05	0,728	20,03	0,611
50	19,98	0,722	19,97	0,606
100	19,87	0,713	19,88	0,599
200	19,71	0,699	19,75	0,588
400	19,42	0,674	19,53	0,571
800	18,73	0,614	19,07	0,534
1600	17,78	0,533	18,42	0,481
2400	17,25	0,487	18,04	0,450
3200	16,91	0,458	17,79	0,431
2400	16,96	0,462	17,84	0,434
1600	17,02	0,467	17,91	0,440
800	17,12	0,476	18,01	0,448
400	17,19	0,482	18,10	0,455
200	17,26	0,487	18,17	0,461
50	17,37	0,497	18,28	0,470
12,5	17,60	0,517	18,35	0,476
12,5	17,49	0,507	18,39	0,479
50	17,44	0,503	18,35	0,475
200	17,35	0,495	18,25	0,467
800	17,18	0,481	18,09	0,454
1600	17,06	0,471	17,96	0,444
2400	16,96	0,462	17,85	0,435

## RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS REALIZADOS NAS MESMAS COTAS DO PERFIL

Para facilitar a comparação do comportamento do solo na mesma cota ou profundidade as Figuras A.1 a A.8 apresentam as curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios realizados à mesma profundidade. As curvas apresentam a pressão limite no último ponto. A linha tracejada não se trata de valores de pressão e volume registrados no ensaio e sim da ligação da curva real ao último ponto determinado por extrapolação.

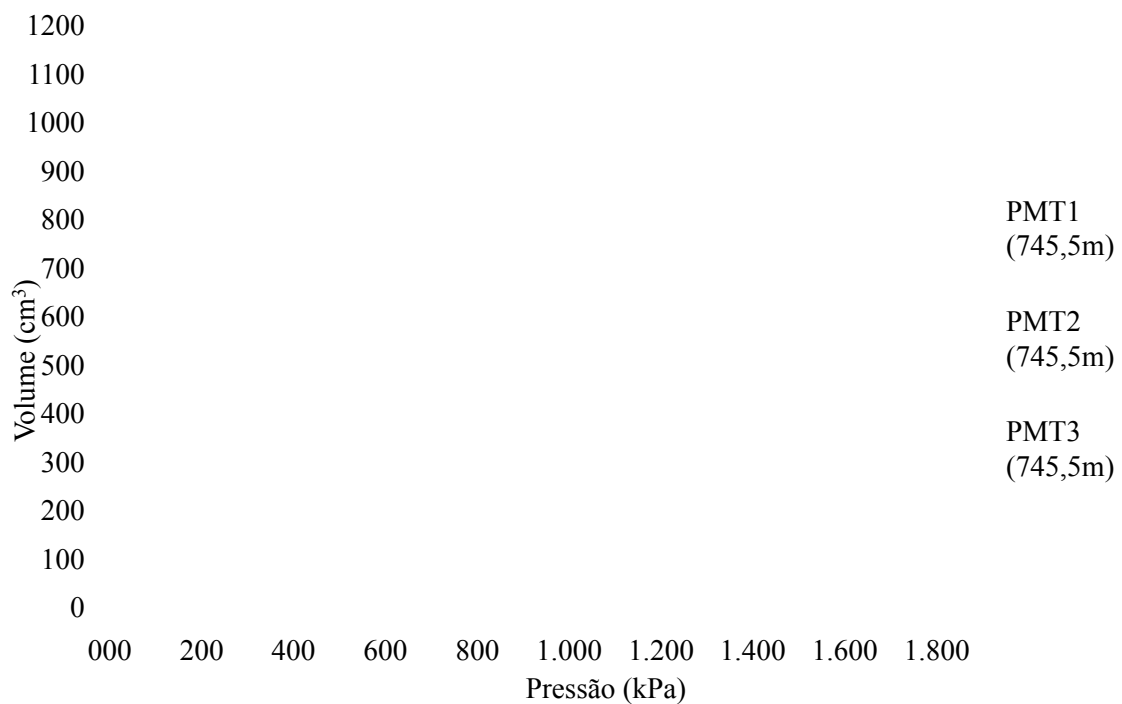


Figura A.1 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 745,5 m.



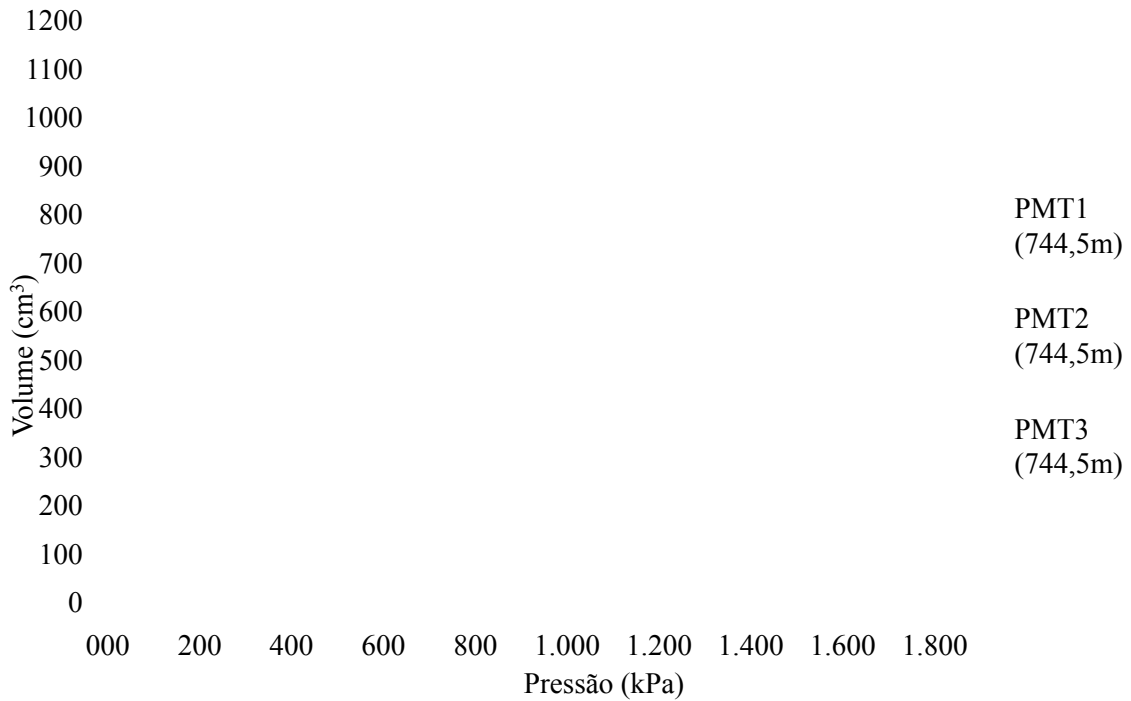


Figura A.2 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 744,5 m.

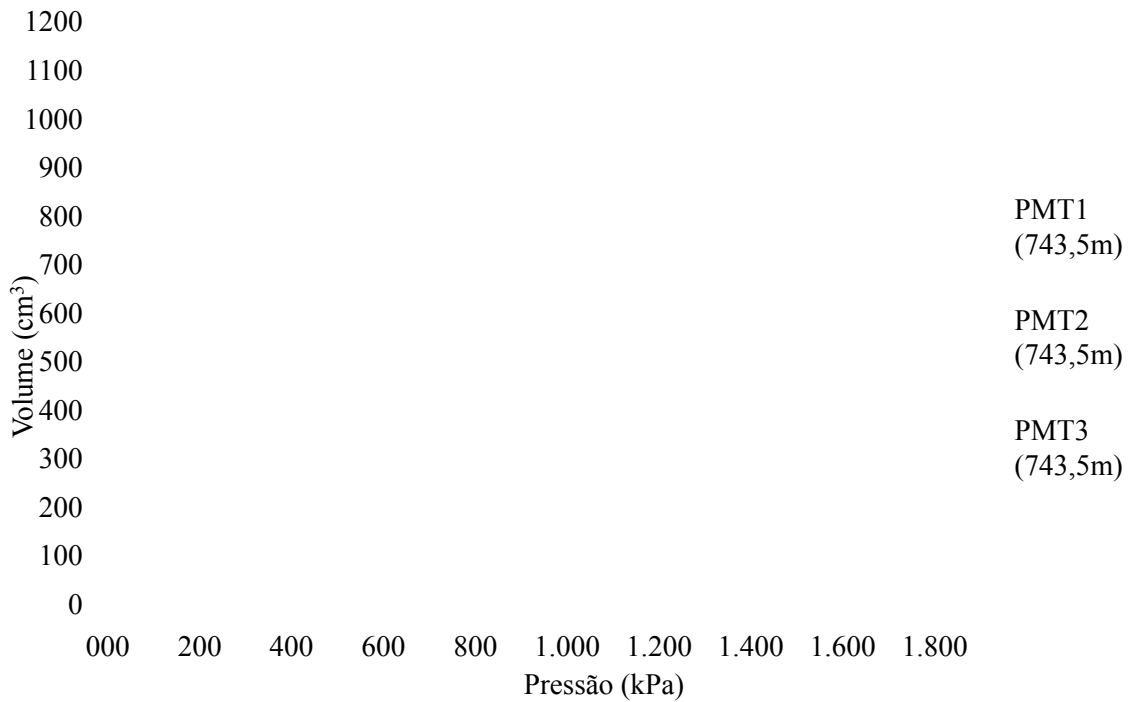


Figura A.3 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 743,5 m.

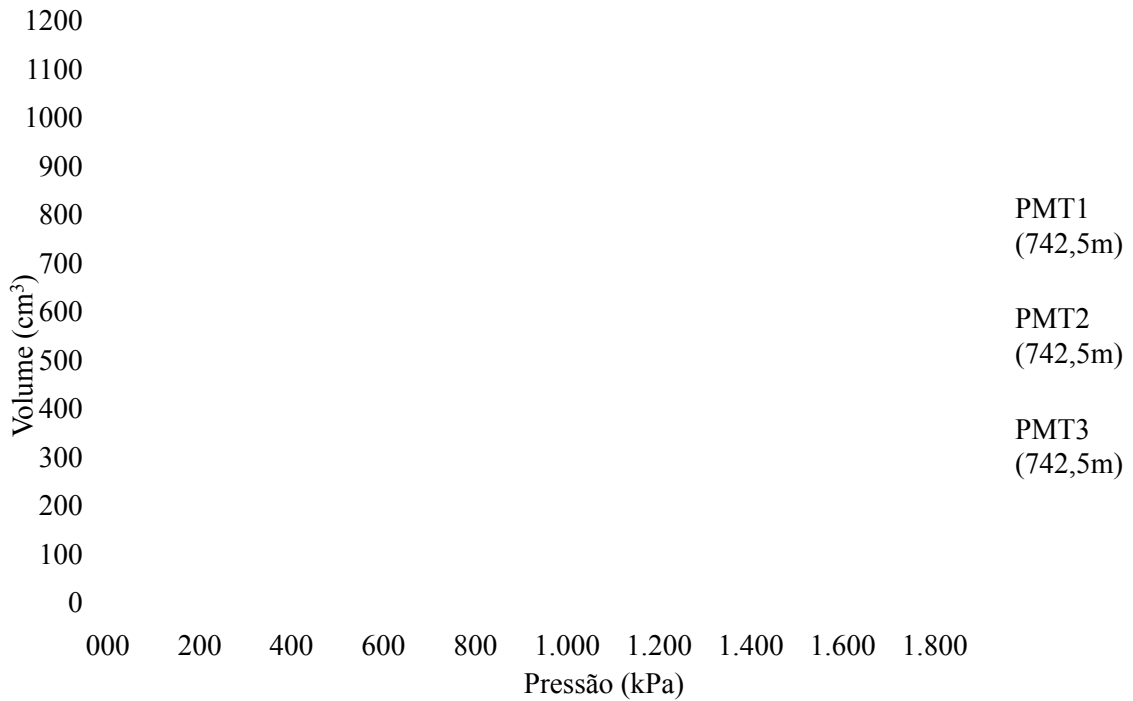


Figura A.4 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 742,5 m.

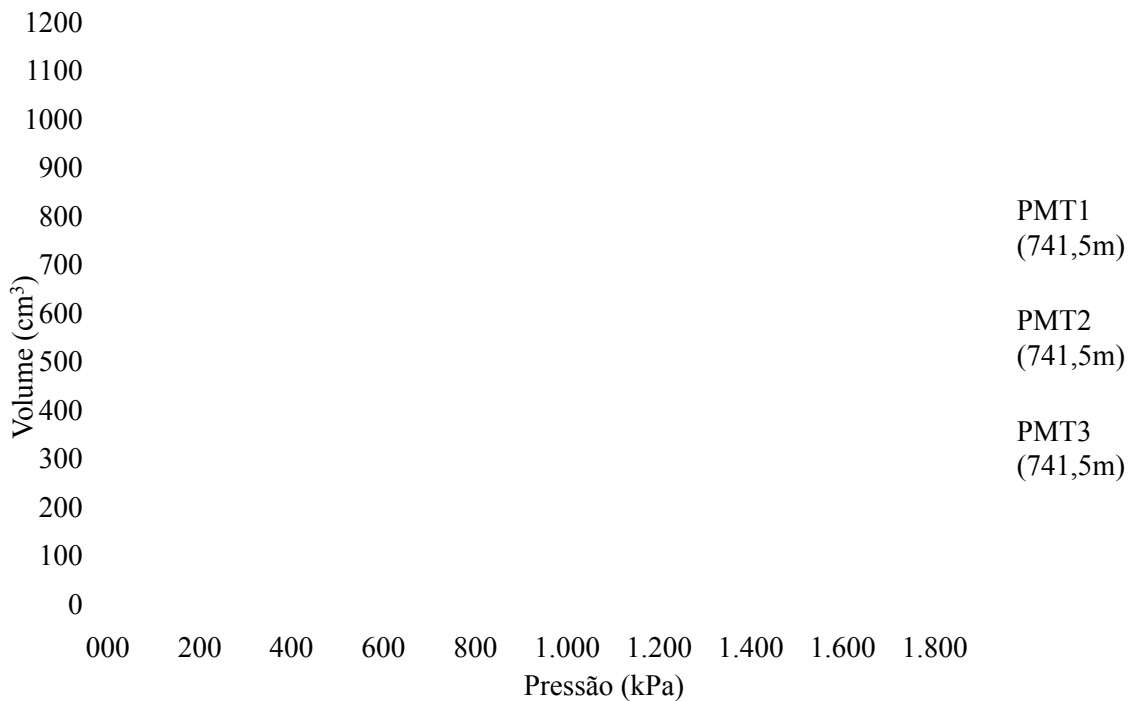


Figura A.5 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 741,5 m.

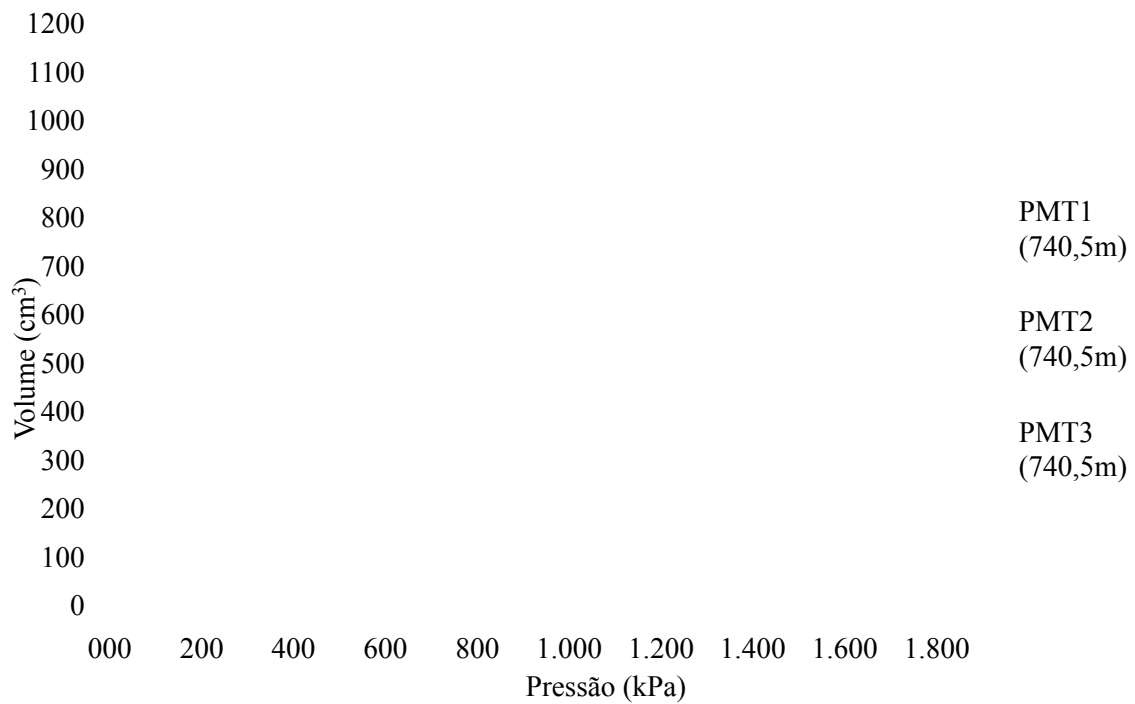


Figura A.6 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 740,5 m.

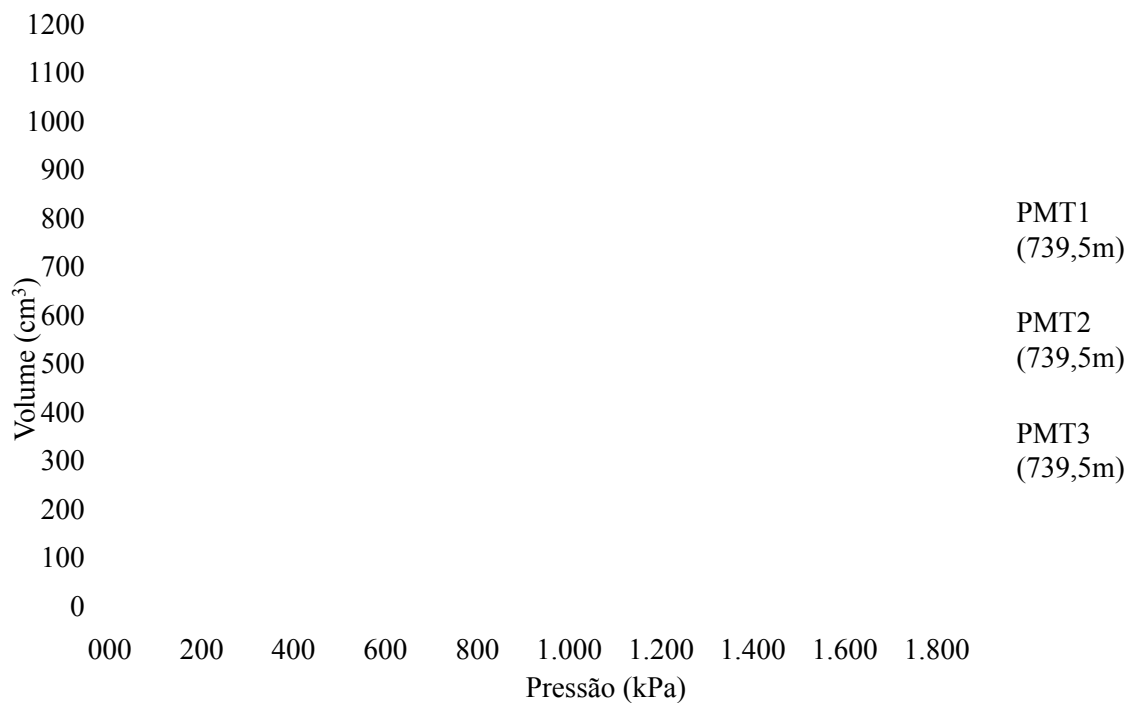


Figura A.7 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 739,5 m.

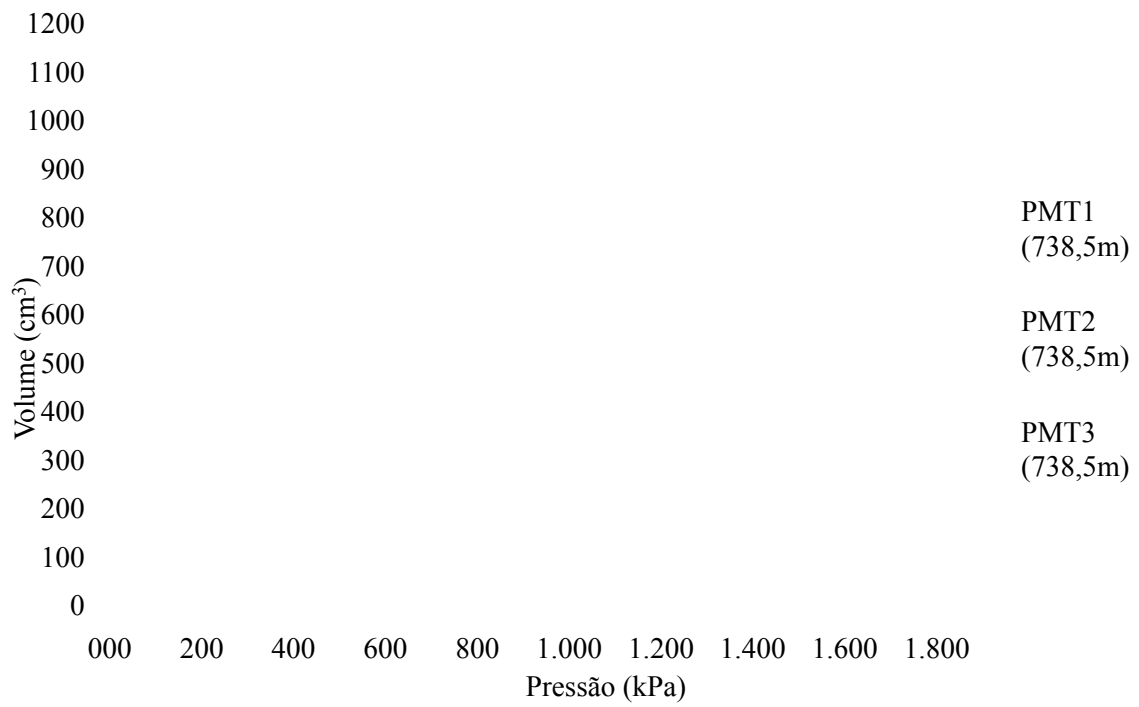


Figura A.8 - Curva pressiométrica corrigida dos ensaios feitos na cota 738,5 m.

### RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT1

As Figuras B.1 a B.8 apresentam as curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios realizados no perfil para o furo de sondagem PMT1. Nestas curvas aparecem os dois ciclos de carga e descarga de cada ensaio com destaque para os pontos considerados na determinação dos módulos Ménard ( $E_M$ ), de recarregamento ( $E_R$ ) e do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ).

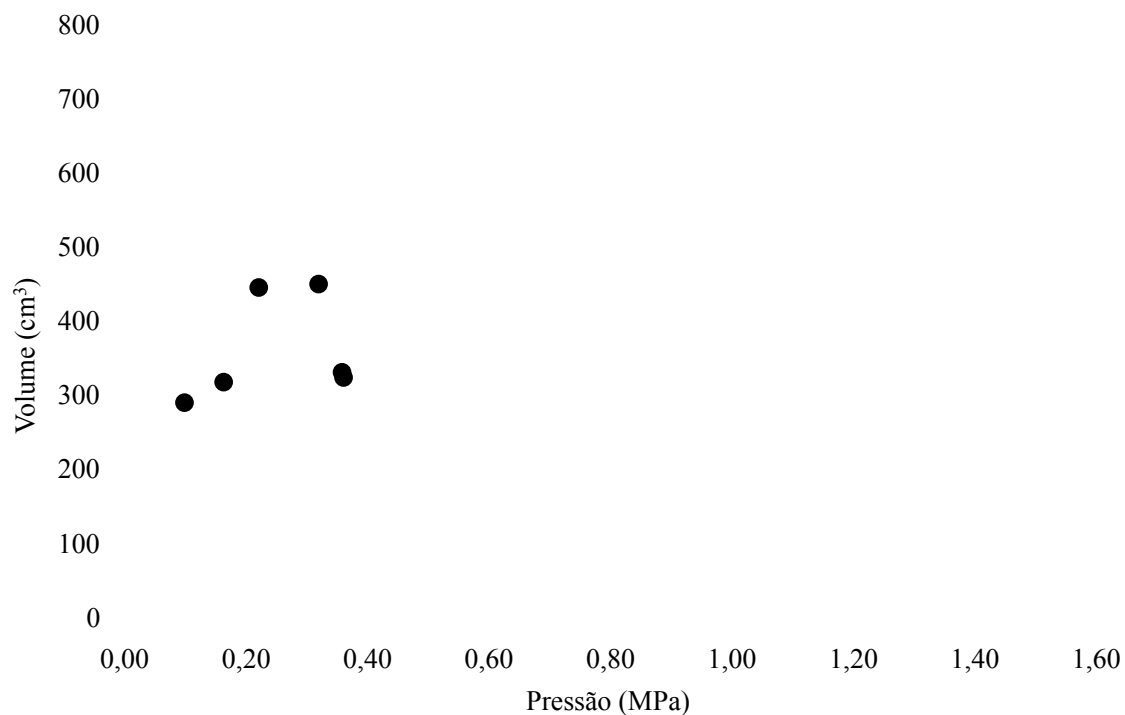


Figura B.1 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m no furo PMT1.

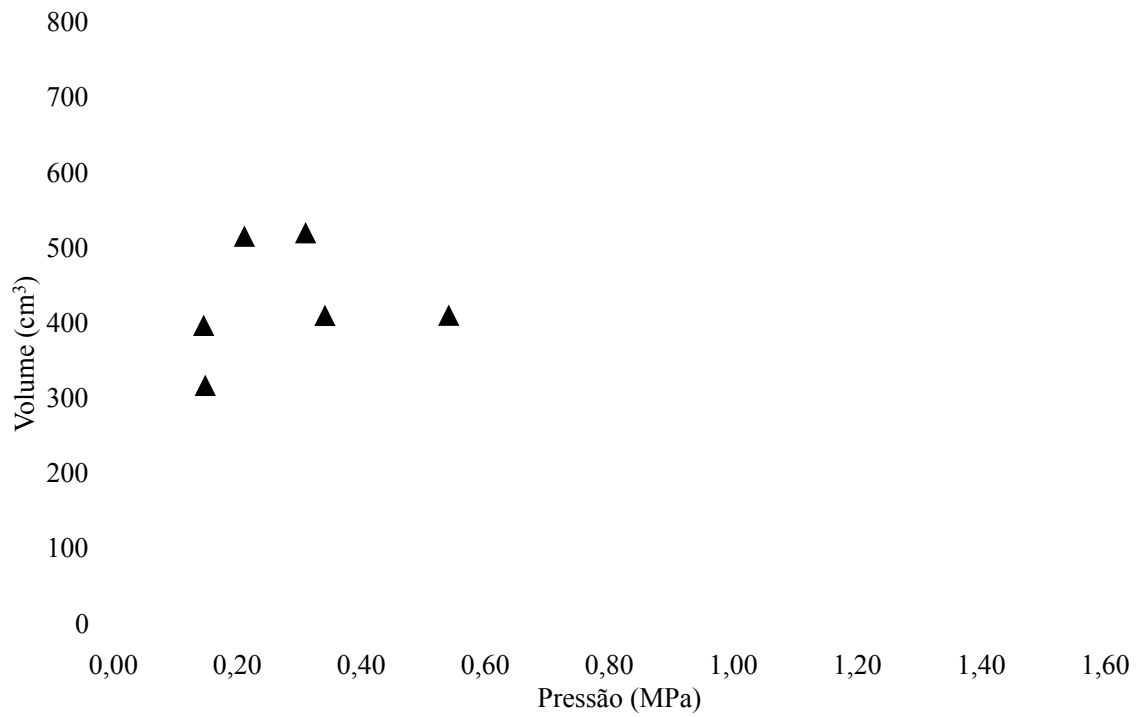


Figura B.2 - Curva piezométrica corrigida do ensaio feito na cota 744,5 m no furo PMT1.

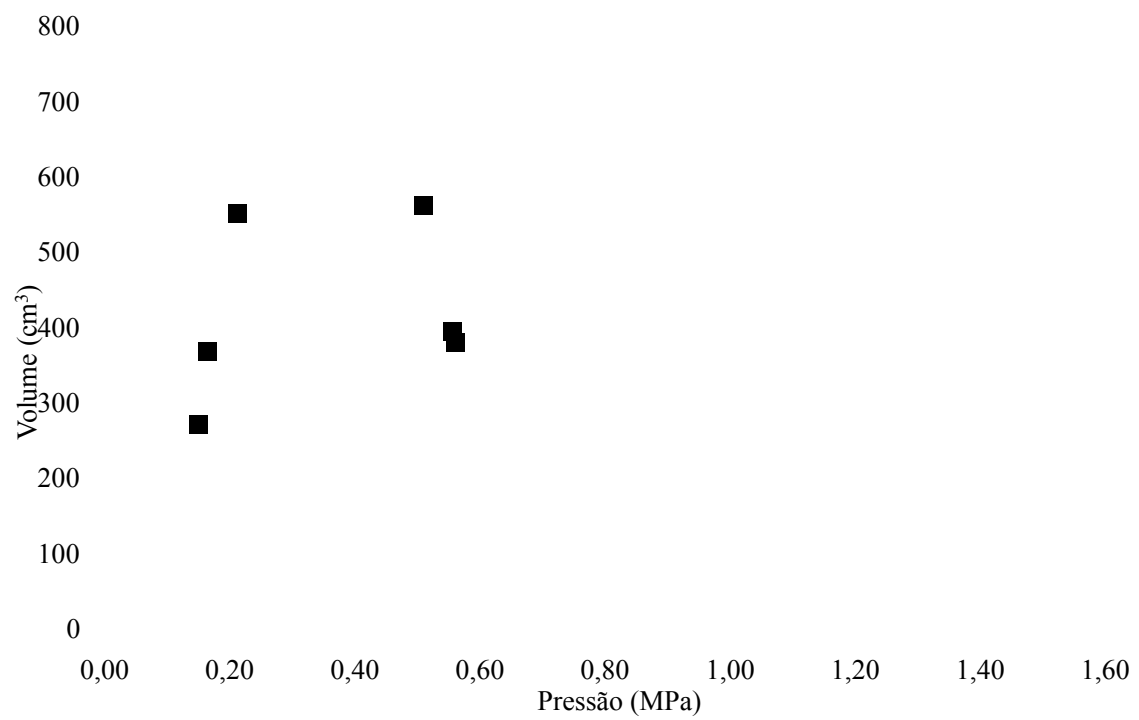


Figura B.3 - Curva piezométrica corrigida do ensaio feito na cota 743,5 m no furo PMT1.

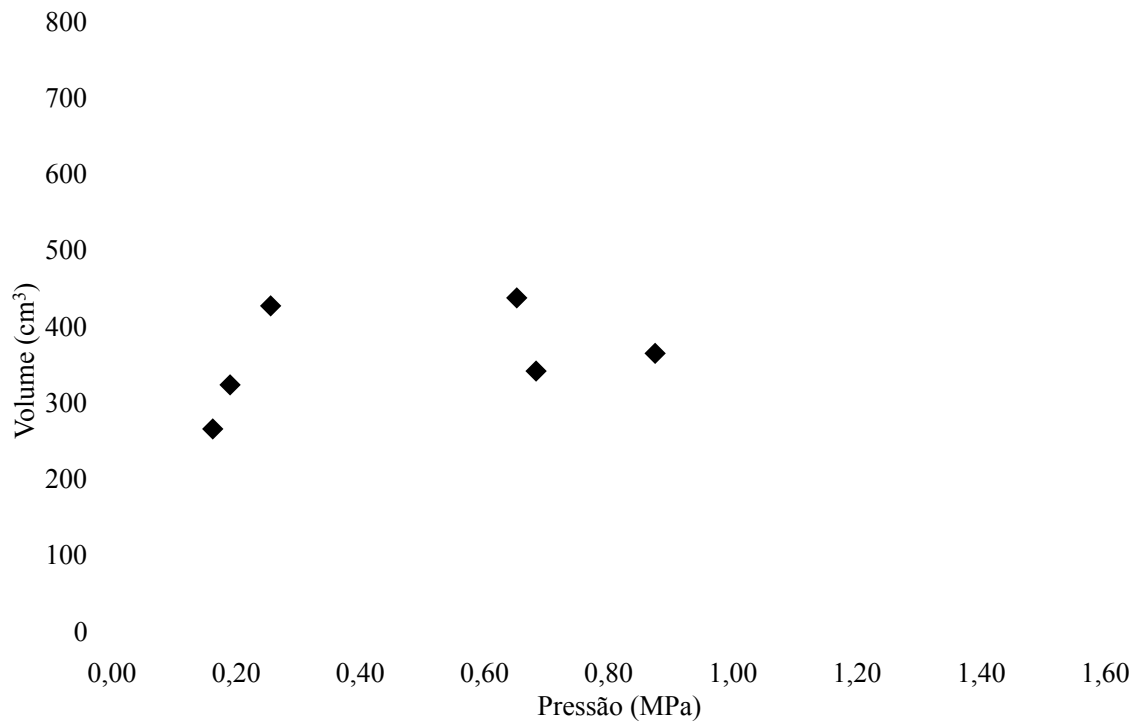


Figura B.4 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 742,5 m no furo PMT1.

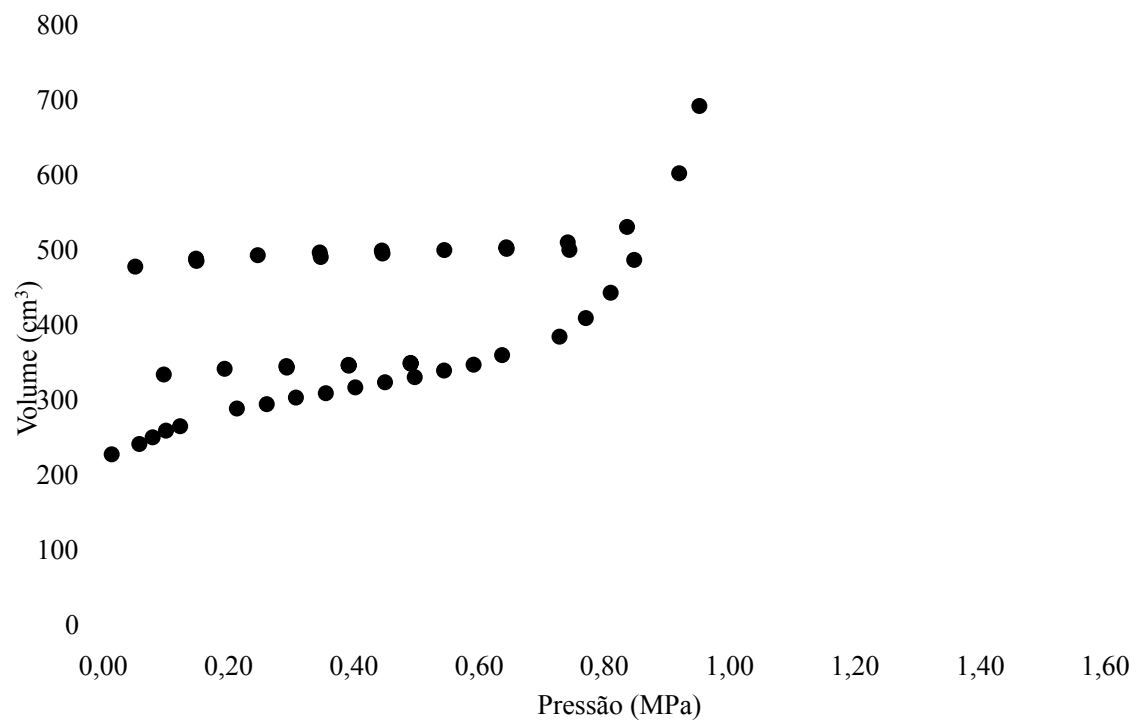


Figura B.5 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 741,5 m no furo PMT1.

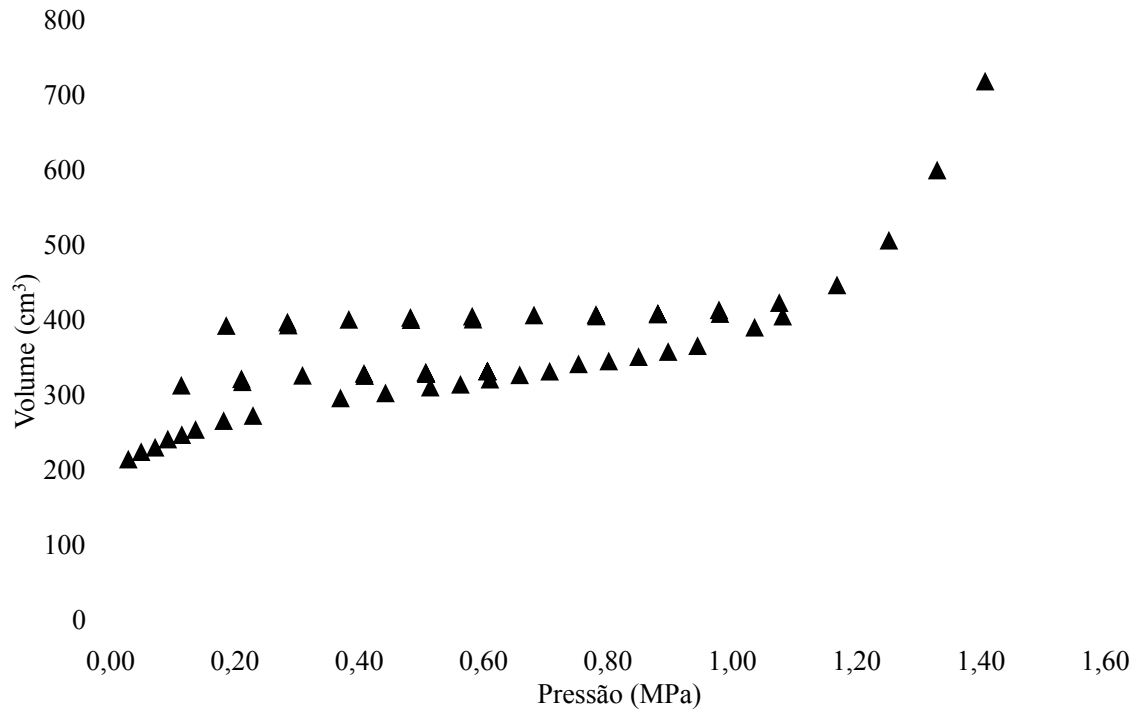


Figura B.6 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 740,5 m no furo PMT1.

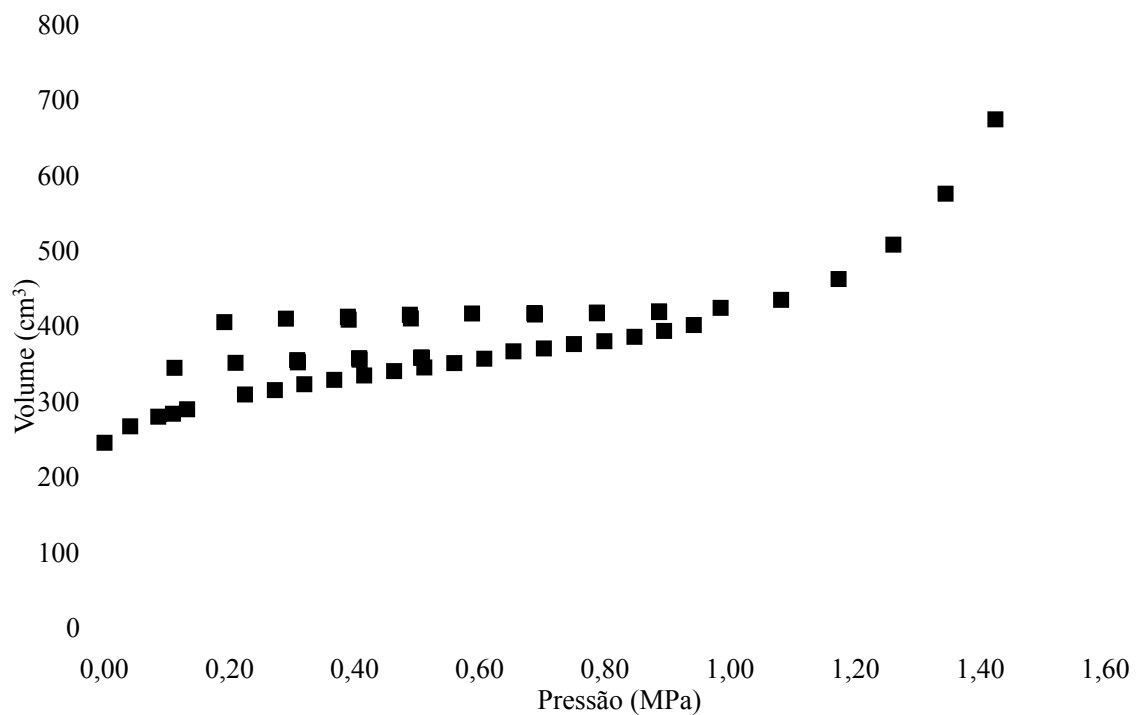


Figura B.7 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 739,5 m no furo PMT1.



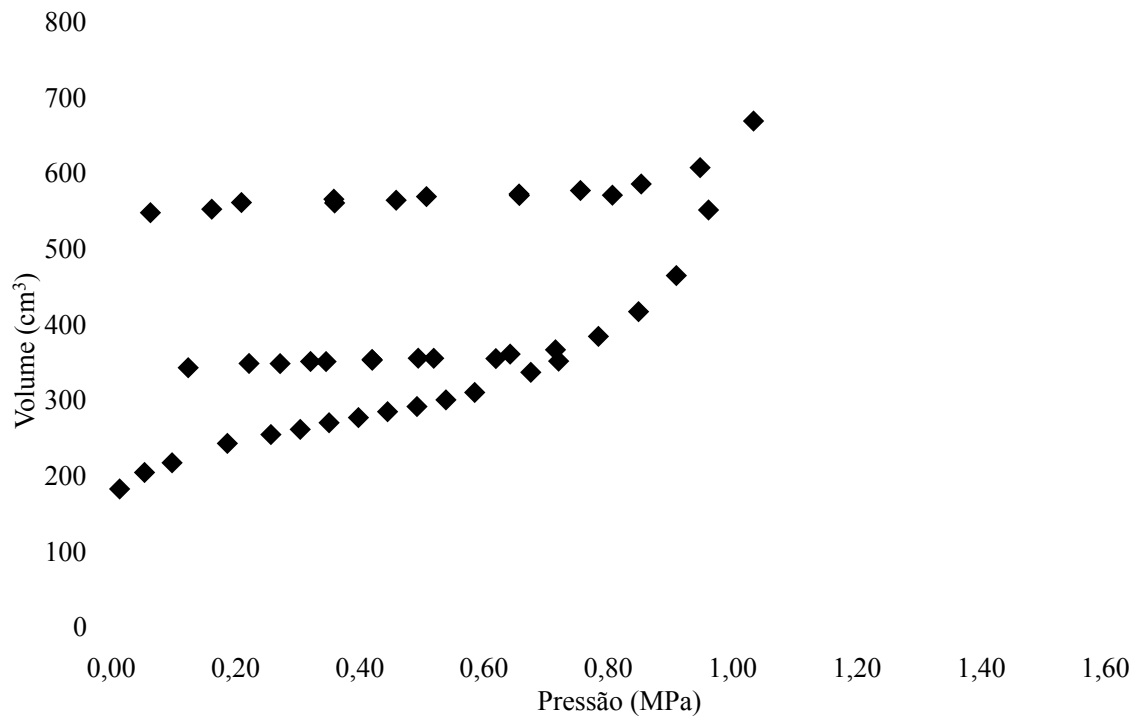


Figura B.8 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 738,5 m no furo PMT1.

## RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT2

As Figuras C.1 a C.8 apresentam as curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios realizados no perfil para o furo de sondagem PMT2. Nestas curvas aparecem os dois ciclos de carga e descarga de cada ensaio com destaque para os pontos considerados na determinação dos módulos Ménard ( $E_M$ ), de recarregamento ( $E_R$ ) e do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ).

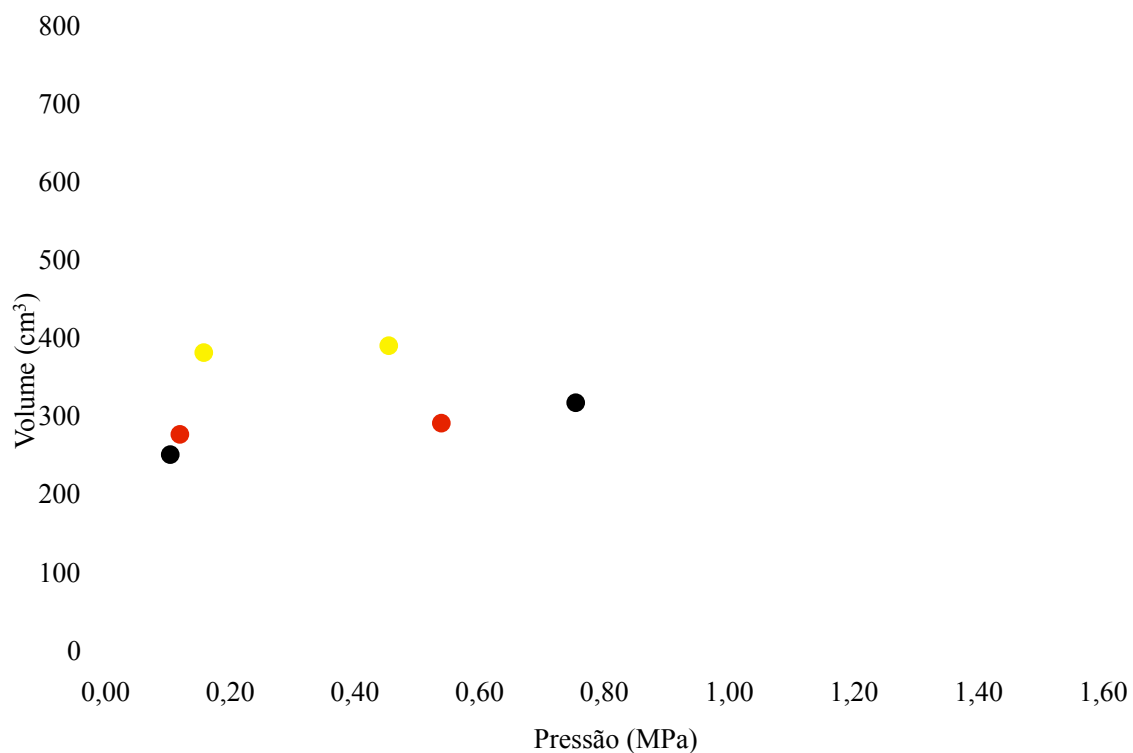


Figura C.1 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m no furo PMT2.

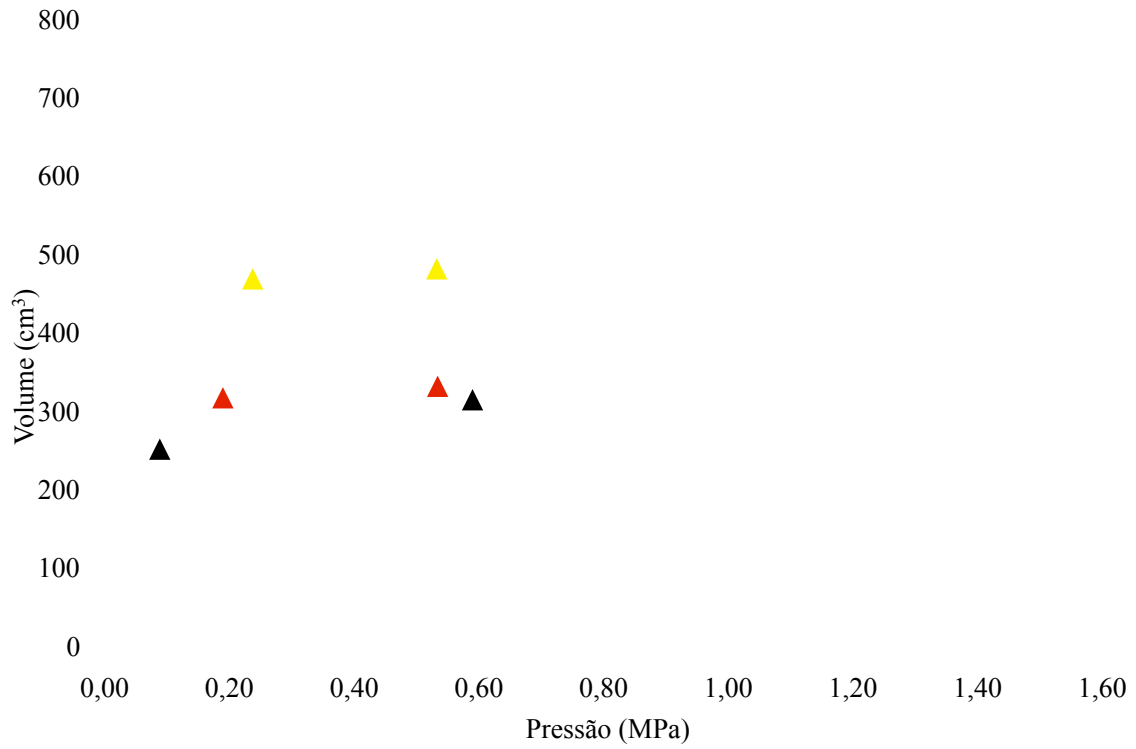


Figura C.2 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 744,5 m no furo PMT2.

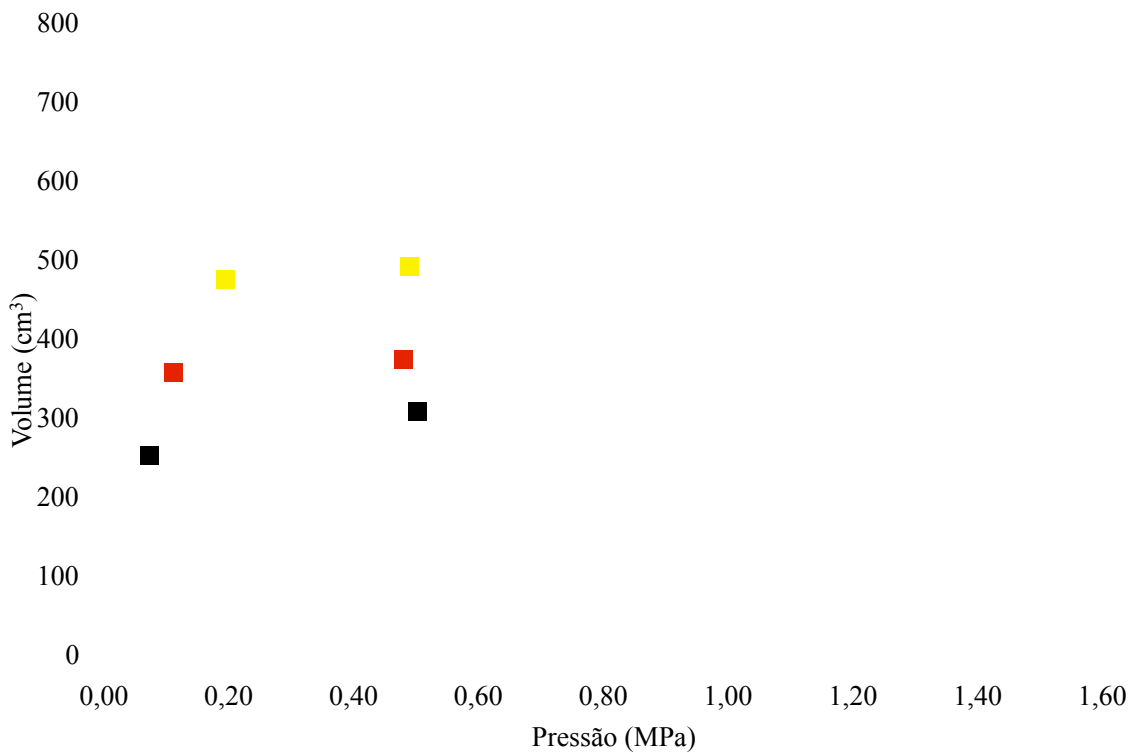


Figura C.3 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 743,5 m no furo PMT2.

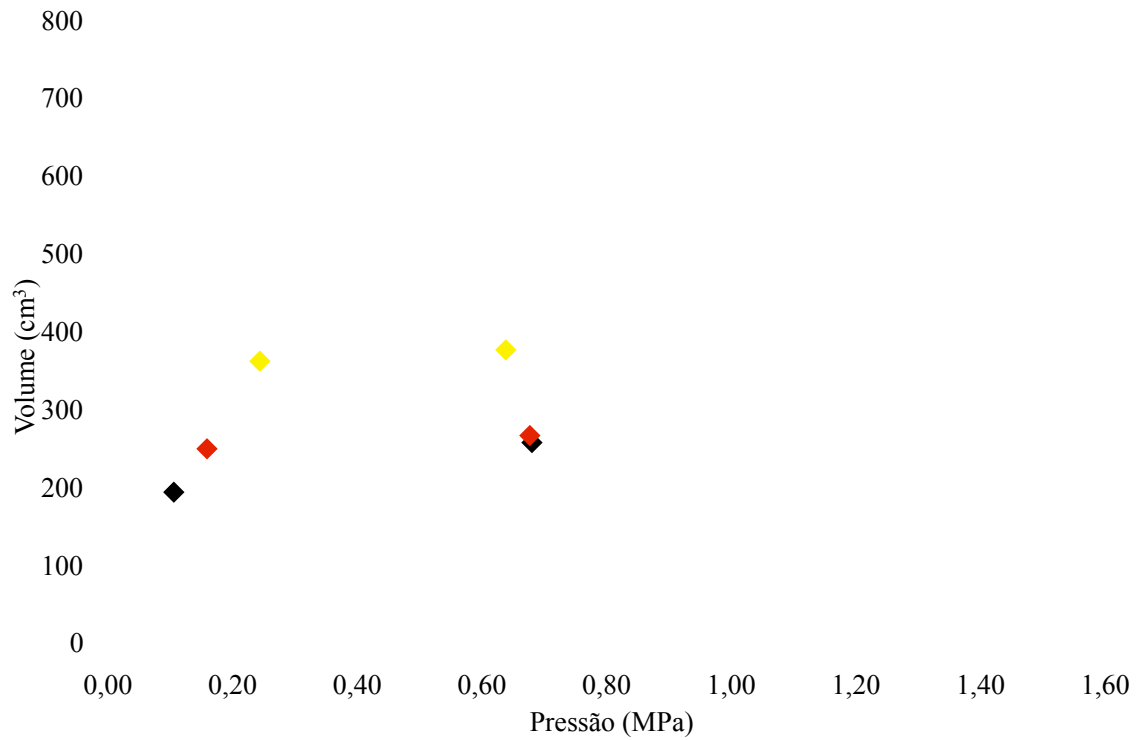


Figura C.4 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 742,5 m no furo PMT2.

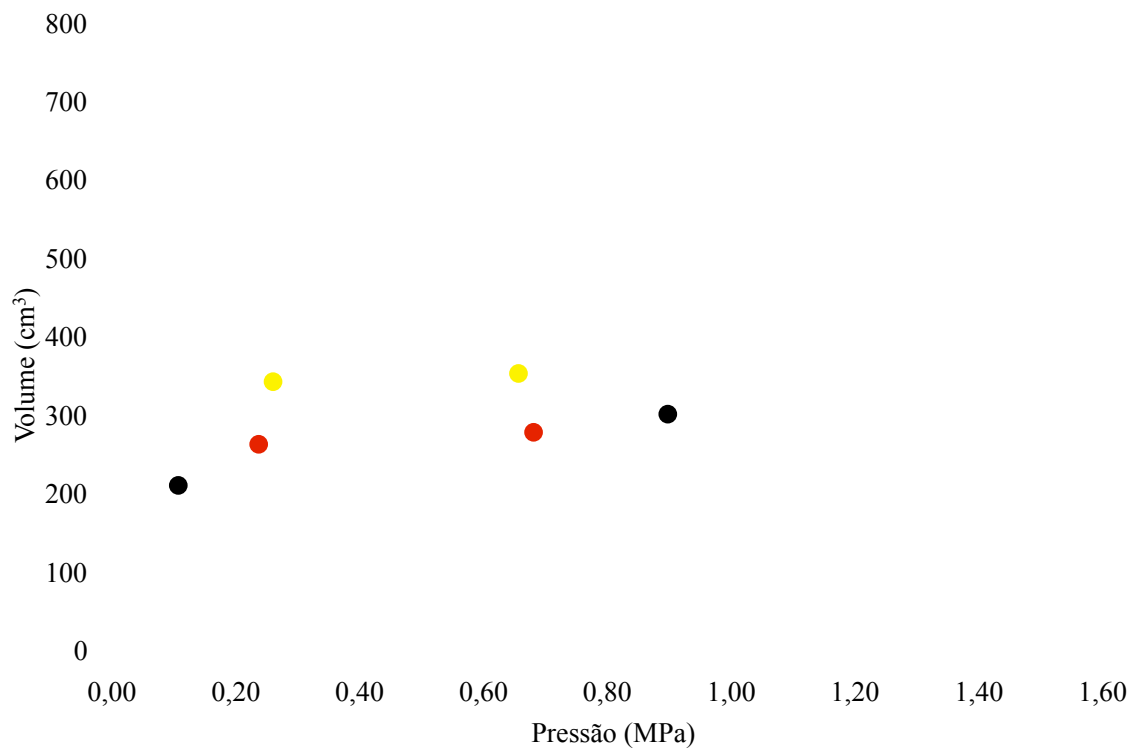


Figura C.5 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 741,5 m no furo PMT2.

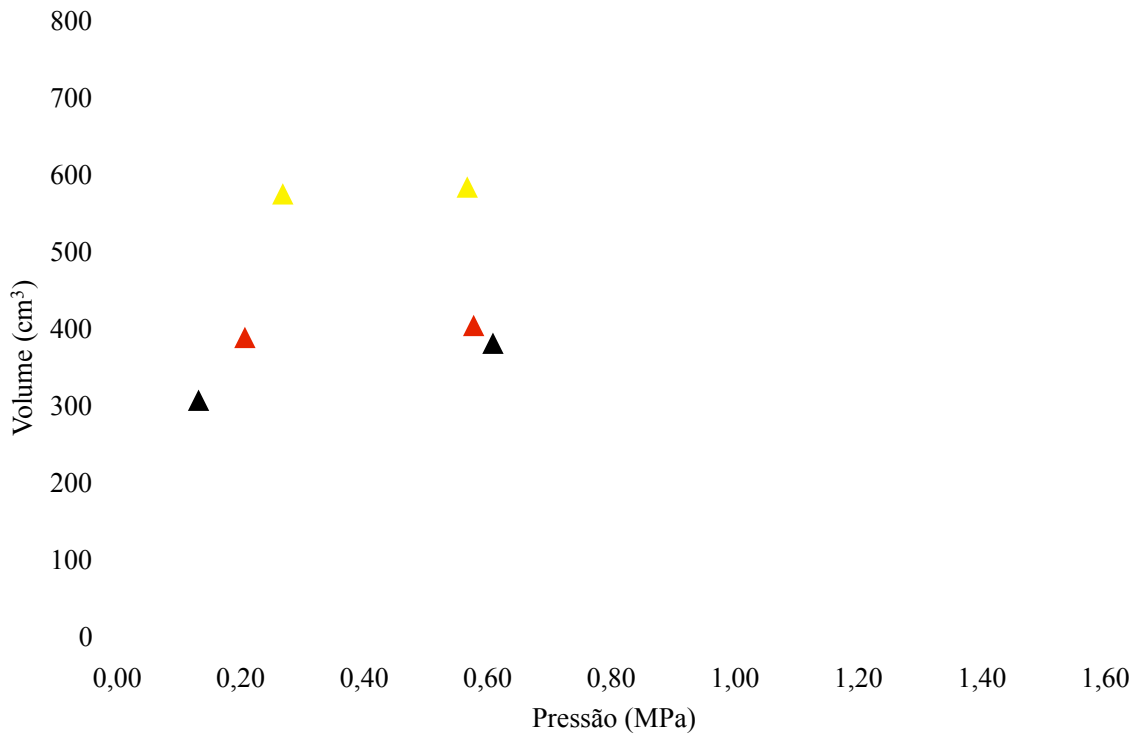


Figura C.6 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 740,5 m no furo PMT2.

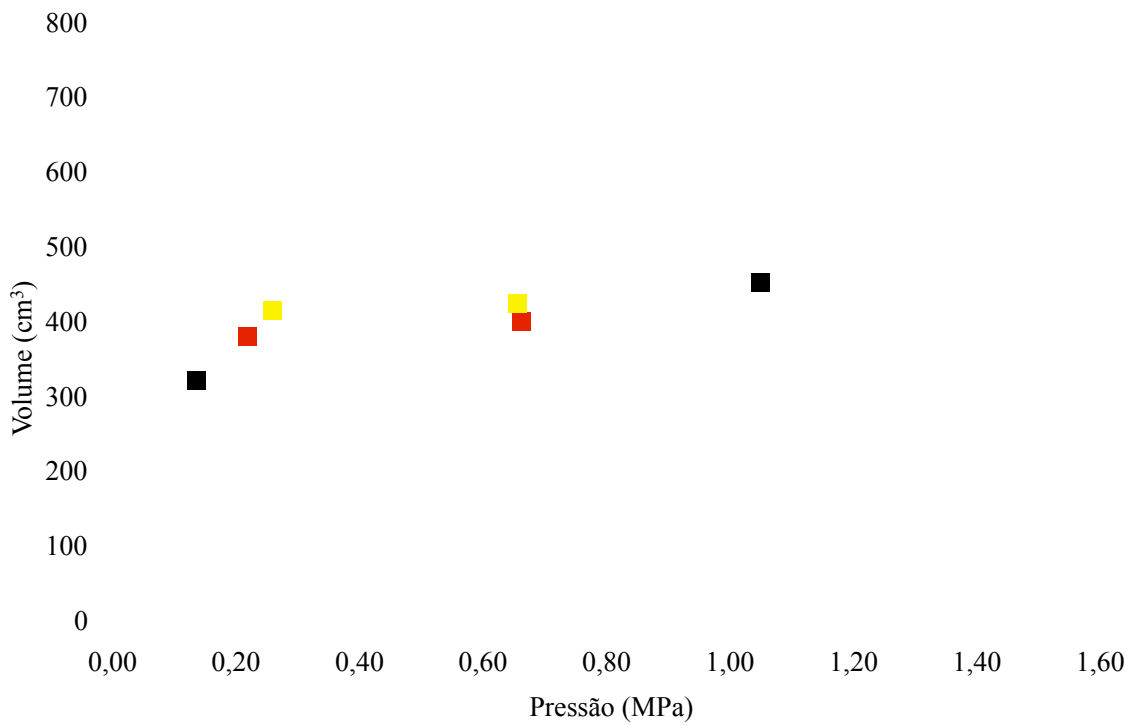


Figura C.7 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 739,5 m no furo PMT2.

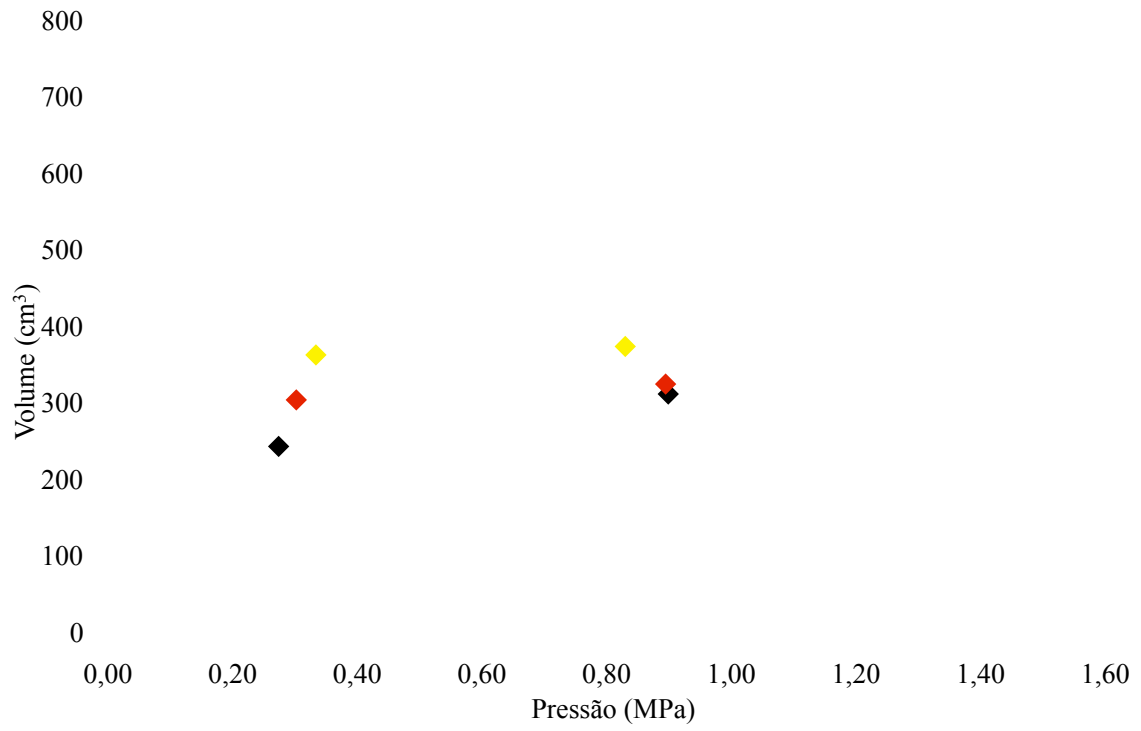


Figura C.8 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 738,5 m no furo PMT2.

## RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT3

As Figuras D.1 a D.8 apresentam as curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios realizados no perfil para o furo de sondagem PMT3. Nestas curvas aparecem os dois ciclos de carga e descarga de cada ensaio com destaque para os pontos considerados na determinação dos módulos Ménard ( $E_M$ ), de recarregamento ( $E_R$ ) e do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ).

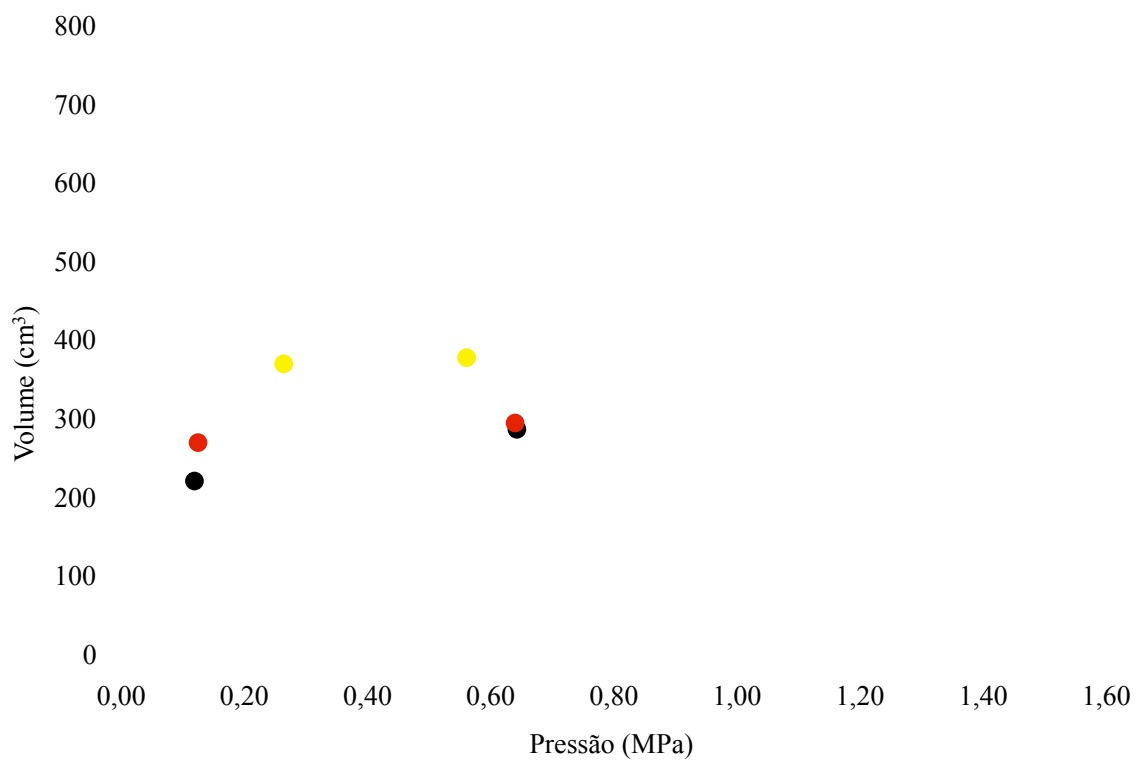


Figura D.1 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 745,5 m no furo PMT3.

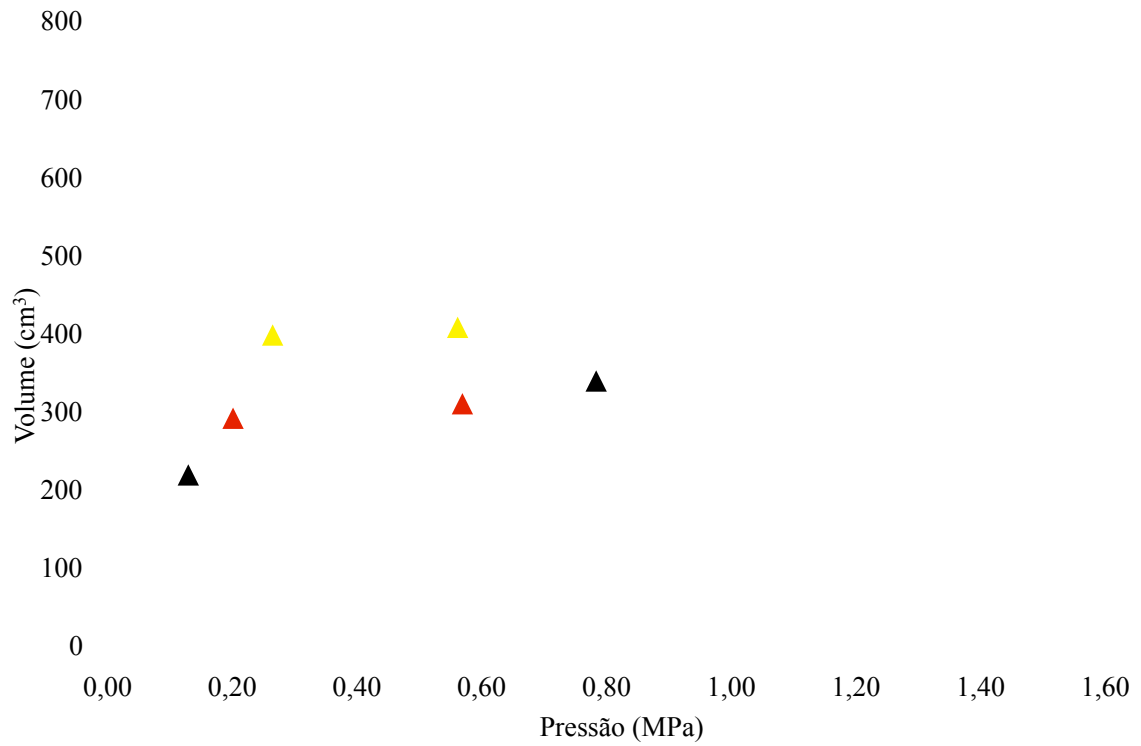


Figura D.2 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 744,5 m no furo PMT3.

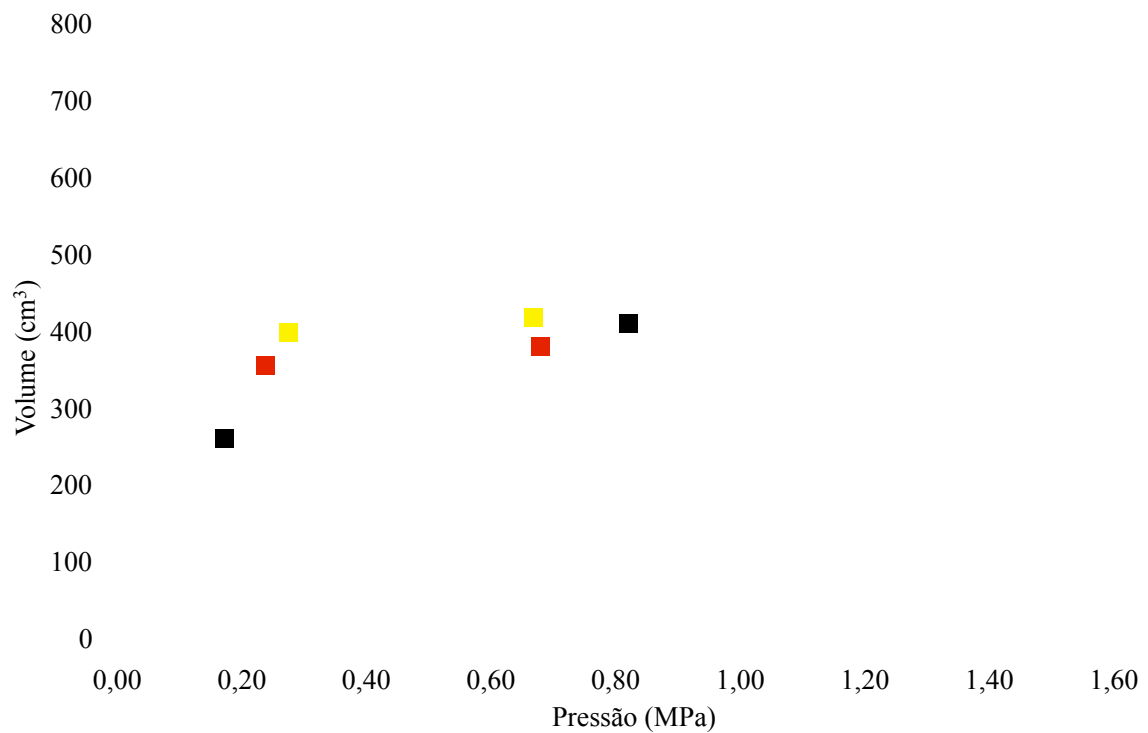


Figura D.3 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 743,5 m no furo PMT3.



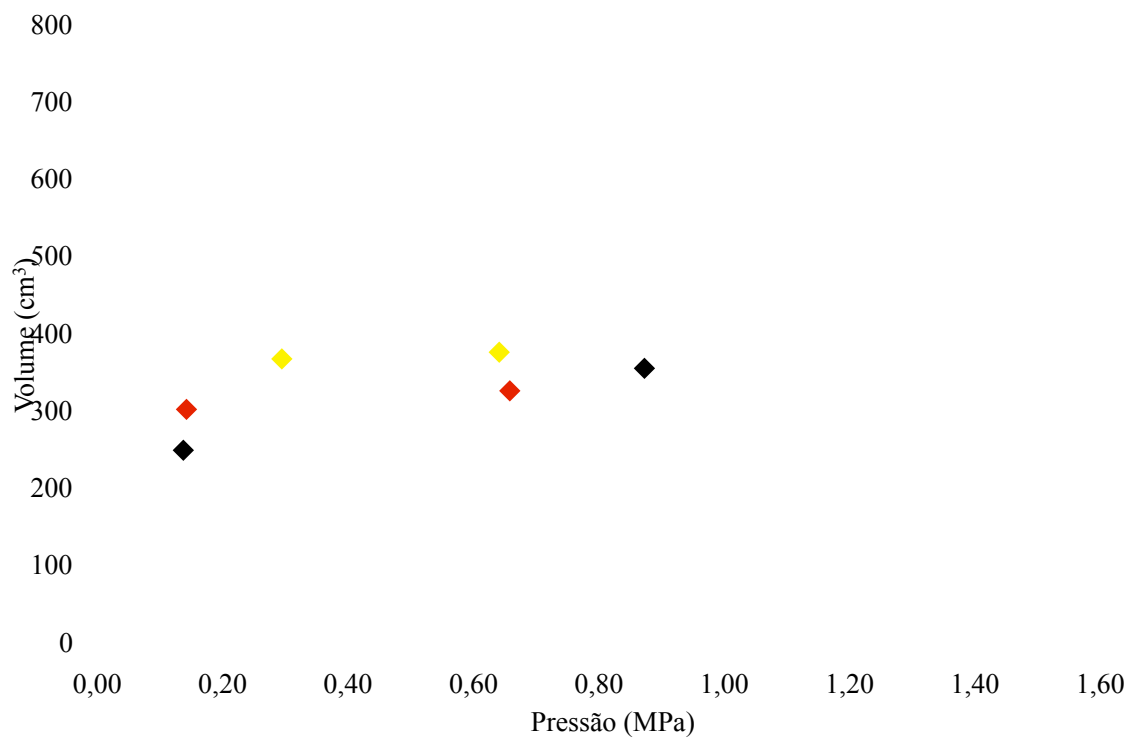


Figura D.4 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 742,5 m no furo PMT3.

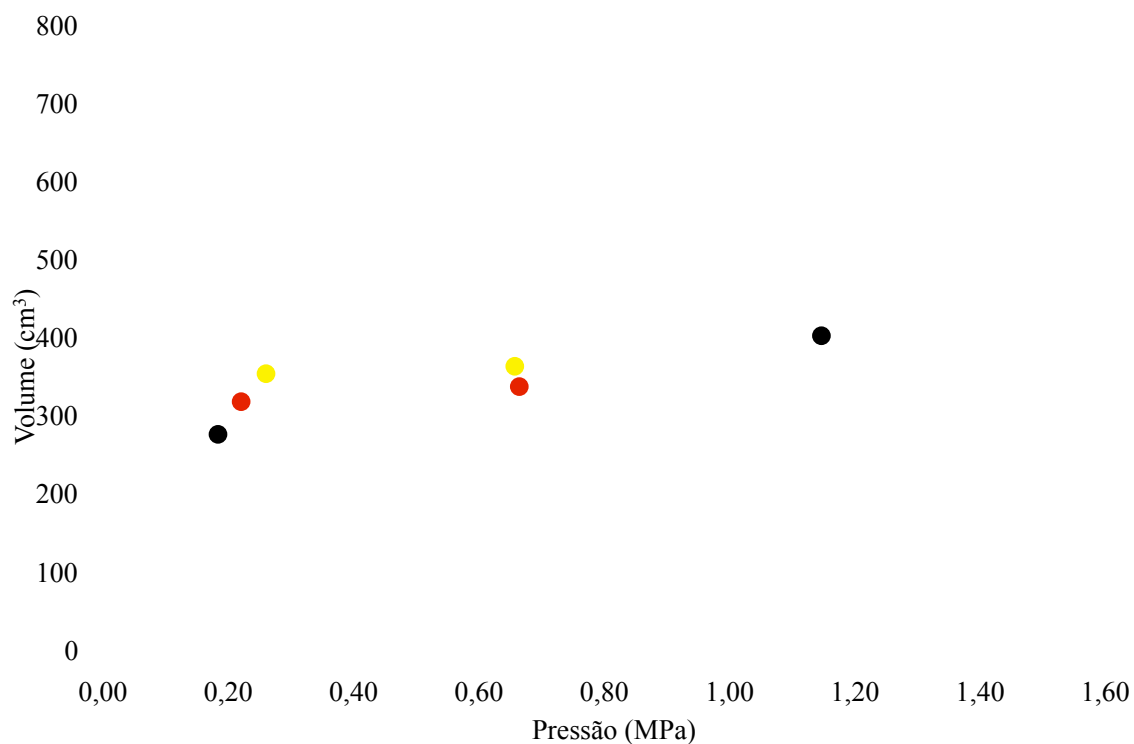


Figura D.5 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 741,5 m no furo PMT3.

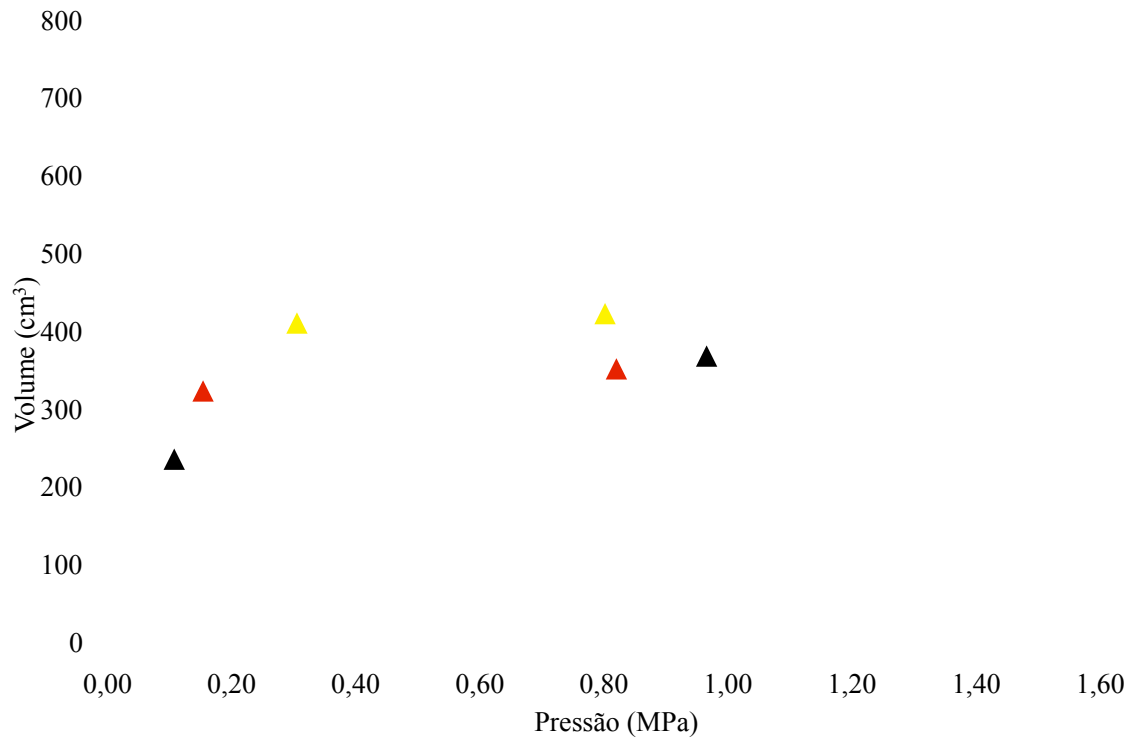


Figura D.6 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 740,5 m no furo PMT3.

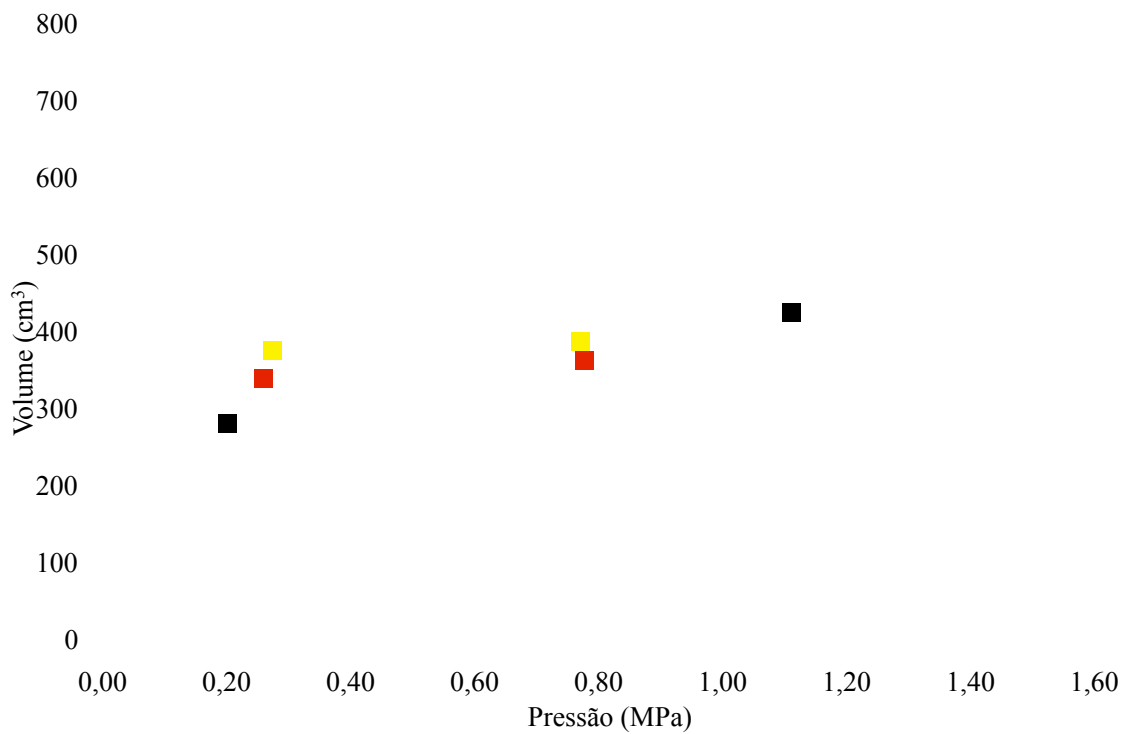


Figura D.7 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 739,5 m no furo PMT3.

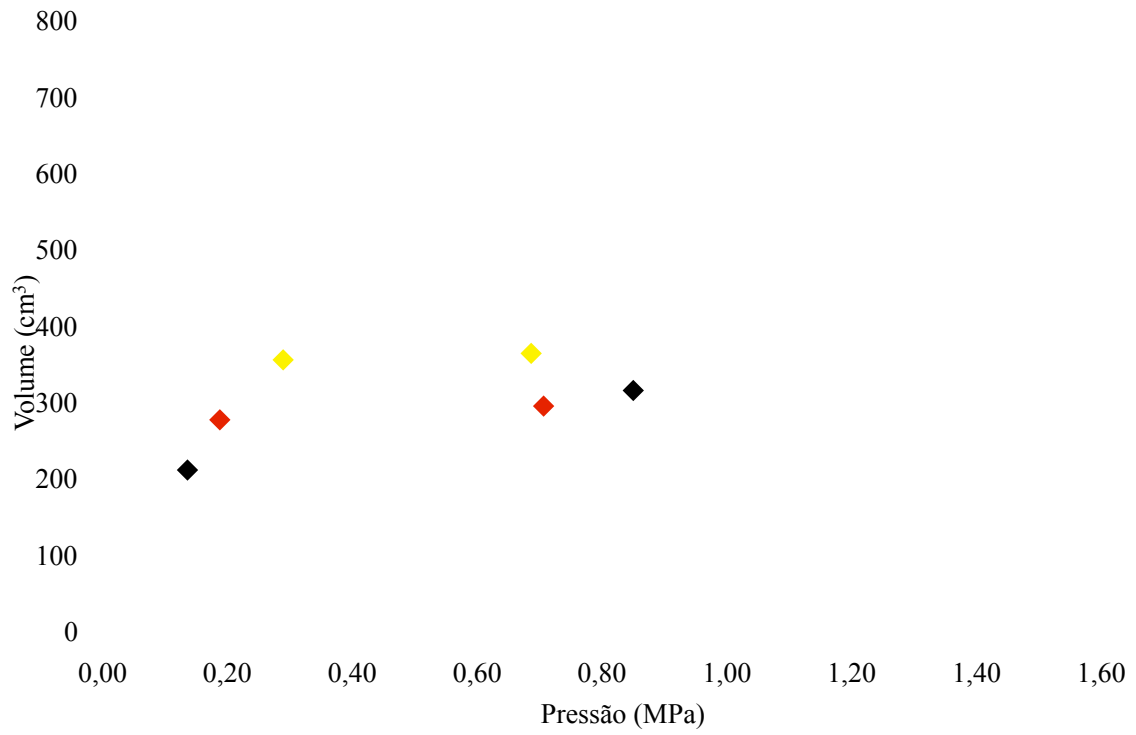


Figura D.8 - Curva pressiométrica corrigida do ensaio feito na cota 738,5 m no furo PMT3.

### **EXEMPLO RESULTADOS E ANÁLISE DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT3 NA COTA 745,50 m**

As Figuras apresentam as curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios realizados no perfil para o furo de sondagem PMT3. Nestas curvas aparecem os dois ciclos de carga e descarga de cada ensaio com destaque para os pontos considerados na determinação dos módulos Ménard ( $E_M$ ), de recarregamento ( $E_R$ ) e do segundo ciclo de recarregamento ( $E_{2R}$ ).

## CALIBRAÇÃO DA SONDA PRESSIOMÉTRICA NO TUBO

LOCAL: FURNAS

RESPONSÁVEL Renato Angelim

FURO: Tubo

DATA: 03.04.09

POSIÇÃO: 0 m (nível CPV)

INÍCIO: 10:25

COTA "C" CPV: 0,97 m (nível CPV)

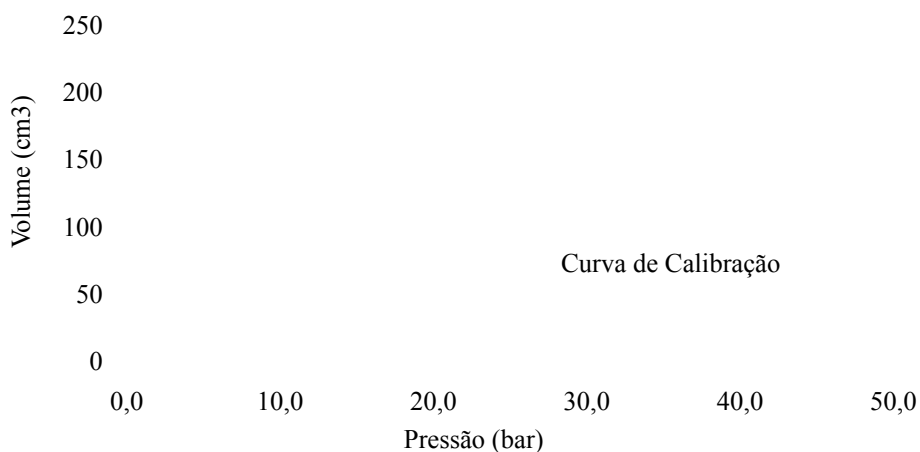
TÉRMINO: 11:30

P dif -1,0 bar

Pressão (bar)	Pressão estabilização (bar)	Volume - 60s (cm <sup>3</sup> )
0,0		-0,2
0,5		50
1,0		117
1,5	1,75	190
2,0	2,25	197
2,5	2,75	199
3,0	3,25	200
4,0		201
5,3		201
7,5		202
10,0	10,25	203
12,5	12,7	204
15,5		205
17,5	17,7	206
20,0	20,2	207
22,5		208
25,0		209
27,5		210
30,0		211
32,5		212
35,0		213
40,0		214
45,0	46,0	215

OBS: Considerou que a partir da pressão 2,5 bar a curva inicia trajetória linear.

Ensaio com sonda no tubo - Dilatação CPV e Tubulações

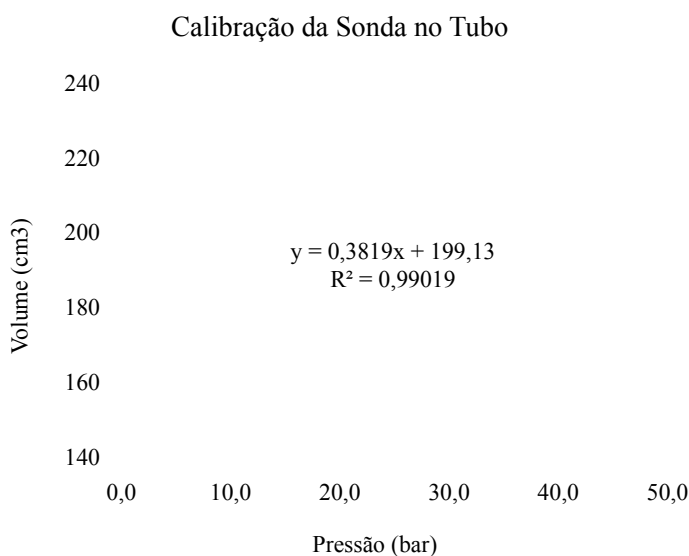


## CALIBRAÇÃO DA SONDA PRESSIOMÉTRICA NO TUBO

LOCAL: FURNAS  
RESPONSÁVEL: Renato Angelim

Pressão (bar)	Volume - 60s (cm <sup>3</sup> )
0,0	-0,2
0,5	50
1,0	117
1,5	190
2,0	197
<b>2,5</b>	<b>199</b>
<b>3,0</b>	<b>200</b>
<b>4,0</b>	<b>201</b>
<b>5,3</b>	<b>201</b>
<b>7,5</b>	<b>202</b>
<b>10,0</b>	<b>203</b>
<b>12,5</b>	<b>204</b>
<b>15,5</b>	<b>205</b>
<b>17,5</b>	<b>206</b>
<b>20,0</b>	<b>207</b>
<b>22,5</b>	<b>208</b>
<b>25,0</b>	<b>209</b>
<b>27,5</b>	<b>210</b>
<b>30,0</b>	<b>211</b>
<b>32,5</b>	<b>212</b>
<b>35,0</b>	<b>213</b>
<b>40,0</b>	<b>214</b>
<b>45,0</b>	<b>215</b>

FURO: Tubo  
DATA: 03.04.09 Sexta-Feira  
INÍCIO: 10:25 h  
TÉRMINO: 11:30 h  
POSIÇÃO: 0 m (nível CPV)  
COTA "C" CPV: 0,97 m (nível CPV)  
P dif -1,0 bar



### OBSERVAÇÕES

\* Trecho linear considerado a partir de:

**P = 2,5 bar** (obtido da análise da curva - plan. de dados)  
**V<sub>s</sub> = 507,7 cm<sup>3</sup>** (volume da sonda em repouso)

\*  $V_s = (((\pi \cdot d_i^2)/4) \cdot l_s) - V_c$

\*  $V_c = 199,33$  extraído da equação

\*  $l_s = 21,3$  cm, extraído da sonda, distância entre anéis da membrana central

\*  $d_i = 65$  mm, diâmetro interno do tubo de calibração

\*  $480 \text{ cm}^3 < V_s < 535 \text{ cm}^3$

\*  $535 \text{ cm}^3$  é o valor teórico

\* Volume do anel vazio dentro da célula medidora =  $535 - 480 = 55 \text{ cm}^3$ , no nosso caso  
 $535 - 508 = 27 \text{ cm}^3$

\*  $V_s$  tabelado para a membrana utilizada é de  $520 \text{ cm}^3$

\* O volume da sonda em repouso  $V_s$  pode variar conforme a montagem da membrana (de 210 a 220 mm), a purga, o tipo da memb. externa

\* A membrana usada foi a telada AP de 4 mm de espessura

\* Coeficiente de dilatação do equipamento

**a = 0,3819 cm<sup>3</sup>/bar** (extraído da equação)

\* O coeficiente deve ser inferior a  $0,6 \text{ cm}^3/\text{bar}$ , no caso de aparelho equipado com 50m de tubulação

\* O teste foi feito com 25m de tubulação

## DETERMINAÇÃO DA INÉRCIA DA Sonda AO AR LIVRE

LOCAL: Barragem João Leite - Omb. Esquerda  
 RESPONSÁVEL: Renato Angelim  
 FURO: PMT3  
 DATA: 22.05.09 Sexta-Feira  
 INÍCIO: 11:45 h  
 TÉRMINO: 12:00 h  
 POSIÇÃO: 0 m (nível CPV)  
 COTA "C" CPV: 746,97 m (nível CPV)  
 P dif -1,0 bar

Pressão (bar)	Volume - 60s (cm <sup>3</sup> )	
0	0	745,50m
0,25	74	744,50m
0,50	118	743,50m
0,75	174	742,50m
1,00	200	
1,25	305	
1,75	447	
2,25	665	

Este ensaio servirá para os ensaios feitos nas seguintes cotas do furo:

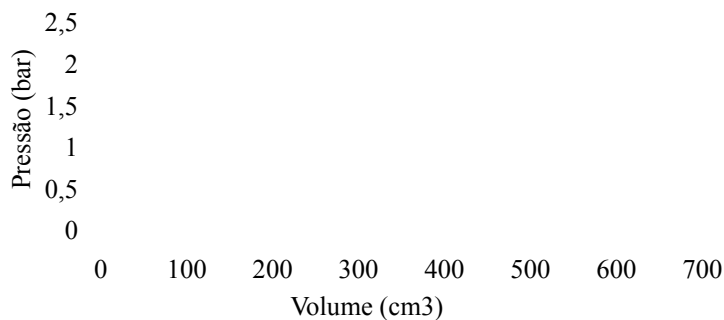
A cada alteração na TABELA acima, proceder:

- 1) Pelo valor de R quad. escolher o tipo da Linha tendência
- 2) Atualizar a equação da curva abaixo

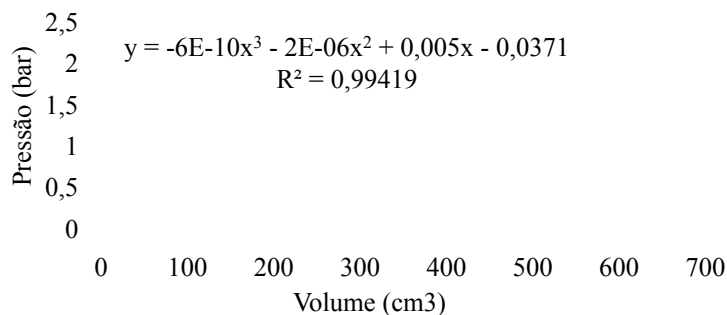
TRANSCRIÇÃO DA EQUAÇÃO DO GRÁFICO:

$$P_e = -6E-10V_r^3 - 2E-6V_r^2 + 0,005V_r - 0,0371$$

CURVA DE INÉRCIA DA Sonda AO AR LIVRE



CURVA DE INTERPOLAÇÃO



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MENARD - NF P 94-110-1 (2000) & ASTM D 4719 (2000)

<b>Obra:</b>	Barragem do Ribeirão João Leite		
<b>Local:</b>	Ombreira Esquerda - Platô à Jusante - Cota 746 m		
<b>Data:</b>	21/05/2009	dados do site: climatempo	
<b>Clima:</b>	ensolarado e frio, com ventos fortes	17 e 28	Temp. (°C) [máx e mín]
<b>Furo:</b>	PMT3	e	Umid. (%) [máx e mín]
<b>Coordenadas:</b>	em relação aos marcos do eixo da barragem		
<b>Estaca:</b>	475,350	m	
<b>Afastamento:</b>	26,500	m	
<b>Tipo ensaio:</b>	<input type="checkbox"/> carregamento	<input checked="" type="checkbox"/> X	cíclico: carregamento-descarregamento
<b>Responsável:</b>	Renato Angelim	09:15 h	
<b>Equipe:</b>	Silvio, Grilo	09:35 h	

<b>Sonda tipo:</b>	"G" ou de células encaixadas		
<b>Codificação DCDMA:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> X	BX (D = 60 mm)	<input type="checkbox"/> AX (D = 44 mm) + tubo fendido D = 49-63 mm
<b>Membrana interna:</b>	padrão		
<b>Membrana externa:</b>	Membrana telada A. P. (espessura 4mm) para média e alta pressões		
<b>CPV:</b>	957 (CPV A1 8100 304)		
<b>Comprimento tubulação:</b>	25	m	

<b>COTA TOPO FURO (Zn):</b>	746,17	m	(definida pelo topografo)
<b>COTA TOPO ATERRO:</b>	745,80	m	(definida pela escavação com trado)
<b>COTA TERRENO BASE DA CPV:</b>	746,05	m	(definida pelo topografo)
<b>COTA MEIA ALTURA CPV (Zc):</b>	746,97	m	
<b>COTA CENTRO CÉL. SONDA (Zs):</b>	745,50	m	(posição em que se deseja fazer o ensaio)
<b>COTA NÍVEL D'ÁGUA (Zw):</b>	710,00	m	(definido por leitura de piezômetro próximo)
<b>COTA FUNDO DO FURO:</b>	745,15	m	
<b>Altura da base ao meio CPV =</b>	0,92	m	(altura fixa do tripé)
<b>Profundidade do ensaio (Zc-Zs):</b>	1,47	m	(do centro da célula da sonda a meia altura da CPV)
<b>Profundidade do furo à superf.:</b>	1,02	m	(definido e medido com trena nas hastes do trado)
<b>Dist. do Centro Sonda à superf.:</b>	0,67	m	(do centro da célula da sonda à superfície terreno-topo furo)
<b>Espessura da camada vegetal:</b>	0,37	m	(camada de terra fértil sobre aterro com grama)

<b>Início Furo:</b>	10:00	h	(quando se inicia efetivamente a escavação)
<b>Término Furo:</b>	12:05	h	(quando se termina a limpeza do furo)
<b>Início Ensaio:</b>	13:15	h	
<b>Término Ensaio:</b>	14:40	h	
<b>Modo de execução do furo:</b>	<input checked="" type="checkbox"/> X	Percussão (*)	<input type="checkbox"/> Copo (**) <input type="checkbox"/> Helic. (***)
<b>PRESSÃO DIFERENCIAL</b>	-1	bar	(regulagem estabelecida antes do ensaio)
<b>Coleta amostra - det. umidade:</b>	1	n° amostra	( de 746,00 m a 745,15 m)

Tabela - Determinação da umidade

Cápsula	G 134	G174	G 113
<b>Mc+Ms+Ma (g)</b>	381,50	318,12	361,48
<b>Mc+Ms (g)</b>	323,95	271,38	307,96
<b>Ma (g)</b>	57,55	46,74	53,52
<b>Mc (g)</b>	47,52	46,40	49,21
<b>Ms (g)</b>	276,43	224,98	258,75
<b>w (%)</b>	20,82	20,78	20,68
<b>w média (%)</b>	20,76		

**NOTA:**

(\*) O processo de cravação do trado de copo é feito à percussão com o martelo de 65 kg e tripé de sondagem.

(\*\*) O processo manual é realizado com trado de Copo D = 63,5 mm

(\*\*\*) O processo manual é realizado com trado helicoidal D = 50 mm e depois com o trado de de Copo D = 63,5 mm

**OBSERVAÇÕES SOBRE A ESCAVAÇÃO:**

Uso de trado para os primeiros 40 cm

De 40 cm a 70 cm foi usado o martelo com altura de queda variável para avanço do furo (disp. altura entre haste-martelo)

Os avanços ficaram em torno de 5 cm para até 7 Golpes. ( foi muito difícil o avanço)

Antes de adentrar no penúltimo 15cm, retirou-se o bico do trado para compor a amostra para umidade

4 golpes para os penúltimos 15 cm (iniciando com o copo no fundo do furo)

4 golpes para os últimos 15 cm (iniciando com o copo no fundo do furo)[coleta do volume p/ det. de umidade]

11:50h

1 golpe para + 5 cm [limpeza do fundo do furo]

**OBSERVAÇÕES SOBRE A PREPARAÇÃO DO EQUIPAMENTO:**

Foi checada a Pdif e estava  -1,1 bar, e regulou-se para -1,0 bar

Valvulas 4, 2 e 1 em teste e volúmetro em Zero (sem sonda plugada). Idem para sonda plugada ao nível da CPV.



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MENARD - NF P 94-110-1 (2000) & ASTM D 4719 (2000)

Dados da leitura do ensaio

Dados de Entrada planilha de cálculo:

$$g_w = \frac{9,81}{m} \text{ KN/m}^3$$

$$Z_c - Z_s = \frac{1,47}{m}$$

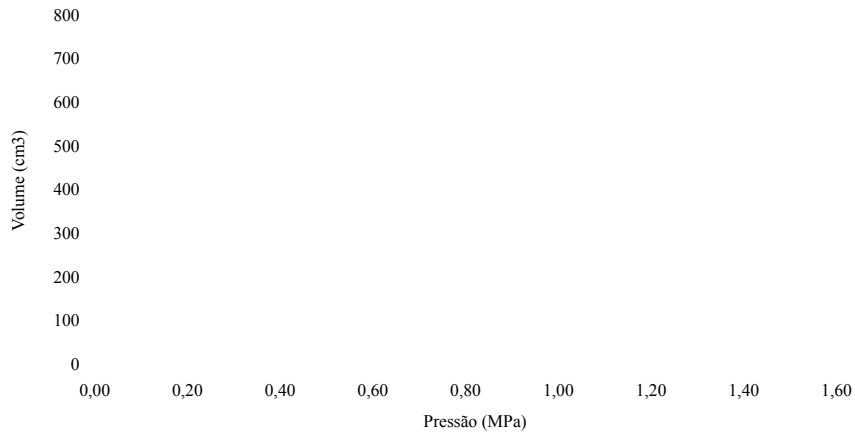
Pressão inicial	Pressão final	Volume T = 1s	Volume T = 15s	Volume T = 30s	Volume T = 60s
(bar)	(bar)	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )	(cm <sup>3</sup> )
0					0
0					11
0,50	0,75	59	99	123	143
1,00	1,20	159	178	188	193
1,50	1,80	201	205	207	209
2,00	2,40	213	215	218	219
2,50	2,90	221	223	225	227
3,00	3,40	229	230	231	233
3,50	3,90	234	236	237	239
4,00	4,50	240	242	244	246
5,00	5,40	250	252	254	256
5,50	5,90	257	258	260	262
6,00	6,30	262	264	265	267
6,50	6,80	269	270	271	273
7,00	7,30	275	276	278	280
7,50	7,70	283	284	285	287
6,00	5,75	287	287	286	286
4,50	4,3	284	284	283	283
3,00	2,9	279	278	277	277
1,50	1,50	264	261	260	259
2,25	2,70	265	266	267	268
3,00	3,35	269	270	270	271
3,75	4,10	273	274	274	275
4,50	4,80	277	278	278	279
5,00	5,30	279	280	280	281
6,00	6,30	284	284	285	285
6,75	7,10	287	288	289	289
7,50	7,75	292	293	294	295
8,25	8,55	297	300	302	304
9,00	9,25	310	312	315	319
9,75	10,00	326	330	334	340
10,50	10,75	351	359	364	375
9,00	8,65	385	385	385	385
7,50	7,20	383	383	383	383
6,00	6,80	380	380	380	380
4,50	4,35	376	376	376	375
3,00	2,90	370	368	368	367
4,00	4,30	369	369	369	369
5,00	5,20	370	371	372	372
6,00	6,20	374	374	374	375
7,00	7,20	377	377	377	378
8,00	8,15	380	381	381	382
9,00	9,30	384	385	385	386
10,00	10,20	390	391	392	394
11,00	11,40	400	405	410	420
12,00	12,20	435	445	455	472
13,00	13,50	501	530	560	612

Volume corrigido	Ph	Pe	Pressão corrigida	Pressão corrigida	Pressão Bruta inicial	Volume injetado
(cm <sup>3</sup> )	(bar)	(bar)	(bar)	(MPa)	(MPa)	(cm <sup>3</sup> )
0	0,00	-0,04	0,04	0,004	0,000	
11	0,14	0,02	0,13	0,013	0,000	
143	0,14	0,64	0,01	0,001	0,050	20
193	0,14	0,85	0,30	0,030	0,100	5
208	0,14	0,92	0,73	0,073	0,150	2
218	0,14	0,96	1,19	0,119	0,200	1
226	0,14	0,99	1,66	0,166	0,250	2
232	0,14	1,01	2,13	0,213	0,300	2
238	0,14	1,04	2,61	0,261	0,350	2
244	0,14	1,06	3,08	0,308	0,400	2
254	0,14	1,10	4,04	0,404	0,500	2
260	0,14	1,12	4,52	0,452	0,550	2
265	0,14	1,14	5,00	0,500	0,600	2
271	0,14	1,17	5,48	0,548	0,650	2
277	0,14	1,19	5,95	0,595	0,700	2
284	0,14	1,22	6,43	0,643	0,750	2
284	0,14	1,22	4,93	0,493	0,600	0
281	0,14	1,20	3,44	0,344	0,450	0
276	0,14	1,18	1,96	0,196	0,300	0
258	0,14	1,11	0,53	0,053	0,150	-1
267	0,14	1,15	1,25	0,125	0,225	1
270	0,14	1,16	1,99	0,199	0,300	1
274	0,14	1,17	2,72	0,272	0,375	1
277	0,14	1,19	3,46	0,346	0,450	1
279	0,14	1,20	3,95	0,395	0,500	1
283	0,14	1,21	4,93	0,493	0,600	0
286	0,14	1,23	5,67	0,567	0,675	0
292	0,14	1,25	6,40	0,640	0,750	1
301	0,14	1,28	7,11	0,711	0,825	2
316	0,14	1,33	7,81	0,781	0,900	4
336	0,14	1,41	8,49	0,849	0,975	6
371	0,14	1,53	9,12	0,912	1,050	11
382	0,14	1,56	7,59	0,759	0,900	0
380	0,14	1,55	6,09	0,609	0,750	0
378	0,14	1,54	4,60	0,460	0,600	0
373	0,14	1,53	3,12	0,312	0,450	-1
366	0,14	1,50	1,65	0,165	0,300	-1
367	0,14	1,51	2,64	0,264	0,400	0
370	0,14	1,52	3,63	0,363	0,500	0
373	0,14	1,53	4,62	0,462	0,600	1
375	0,14	1,53	5,61	0,561	0,700	1
379	0,14	1,55	6,60	0,660	0,800	1
383	0,14	1,56	7,58	0,758	0,900	1
390	0,14	1,59	8,56	0,856	1,000	2
416	0,14	1,67	9,48	0,948	1,100	10
467	0,14	1,81	10,33	1,033	1,200	17
607	0,14	2,14	11,01	1,101	1,300	52

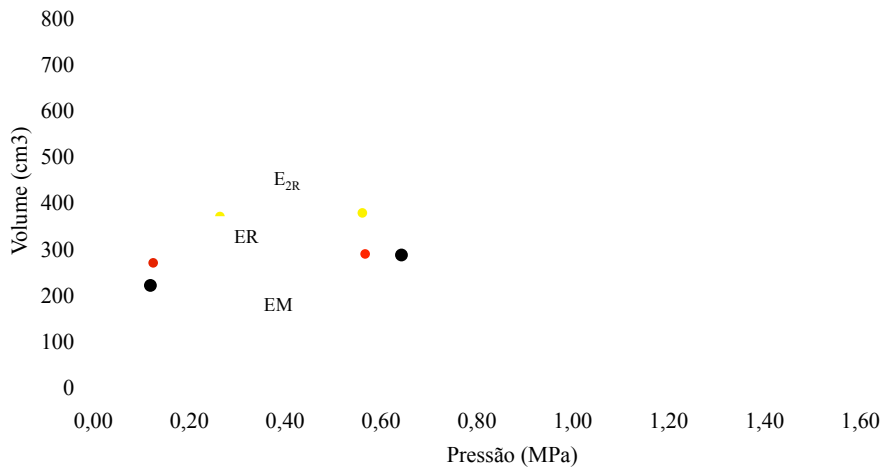
NOTAS:

- \* A sonda ficou apoiada no fundo do furo
- \* Pressão devido a carga hidráulica,  $Ph = g_w \cdot (Z_c - Z_s)$
- \* Pressão resistente da própria sonda,  $Pe$ , determinada pela equação da curva obtida com a calibração ao ar livre
- \*  $Pe = -6E-10Vr^3-2E-6Vr^2+0,005Vr-0,0371$
- \*  $V_{corrigido}$ ,  $Vc = Vr(Pr) - a \cdot Pr$  Devido a dilatação do sistema (CPV e tubulações)
- \*  $P_{corrigido}$ ,  $Pc = Pr(Vr) + Ph - Pe(Vr)$  Devido a pressão hidrostática e devido a resistência da sonda
- \*  $Pc = Pr + Ph - Pe$
- \*  $Vc = Vr - a \cdot Pr$
- \*  $a = 0,3819$  (vem da equação de calibração no tubo)
- \* Volume injetado =  $V60s - V30s$
- \* Conversão: 1bar = 0,1MPa = 100KPa

### CURVA PRESSIOMÉTRICA BRUTA



### CURVA PRESSIOMÉTRICA CORRIGIDA



#### DETERMINAÇÃO DO MÓDULO PRESSIOMÉTRICO MENARD (EM)

Equação:	$E_m = 2 \cdot (1+n) \{ V_s + [(V_1+V_2)/2] \cdot (P_2-P_1) / (V_2-V_1) \}$	(Deve ser expresso em MPa)																														
Dados:	<table border="0"> <tr> <td><math>V_s =</math></td> <td>508</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>n =</math></td> <td>0,33</td> <td>(coeficiente de Poisson)</td> </tr> <tr> <td><math>V_1 =</math></td> <td>218</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>V_2 =</math></td> <td>284</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>P_1 =</math></td> <td>0,119</td> <td>MPa</td> </tr> <tr> <td><math>P_2 =</math></td> <td>0,643</td> <td>MPa</td> </tr> </table>	$V_s =$	508	cm <sup>3</sup>	$n =$	0,33	(coeficiente de Poisson)	$V_1 =$	218	cm <sup>3</sup>	$V_2 =$	284	cm <sup>3</sup>	$P_1 =$	0,119	MPa	$P_2 =$	0,643	MPa	<table border="0"> <tr> <td>Fator de</td> <td>5,08E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>Conversão</td> <td>0,33</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\times 10^{(-6)}</math></td> <td>2,18E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>\times 10^{(-6)}</math></td> <td>2,84E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> </table>	Fator de	5,08E-04	m <sup>3</sup>	Conversão	0,33		$\times 10^{(-6)}$	2,18E-04	m <sup>3</sup>	$\times 10^{(-6)}$	2,84E-04	m <sup>3</sup>
$V_s =$	508	cm <sup>3</sup>																														
$n =$	0,33	(coeficiente de Poisson)																														
$V_1 =$	218	cm <sup>3</sup>																														
$V_2 =$	284	cm <sup>3</sup>																														
$P_1 =$	0,119	MPa																														
$P_2 =$	0,643	MPa																														
Fator de	5,08E-04	m <sup>3</sup>																														
Conversão	0,33																															
$\times 10^{(-6)}$	2,18E-04	m <sup>3</sup>																														
$\times 10^{(-6)}$	2,84E-04	m <sup>3</sup>																														
<b>Em =</b>		<b>16,05 MPa</b>																														

#### DETERMINAÇÃO DO MÓDULO PRESSIOMÉTRICO MENARD DE RECARREGAMENTO (ER)

Equação:	$E_R = 2 \cdot (1+n) \{ V_s + [(V_3+V_4)/2] \cdot (P_4-P_3) / (V_4-V_3) \}$	(Deve ser expresso em MPa)																														
Dados:	<table border="0"> <tr> <td><math>V_s =</math></td> <td>508</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>n =</math></td> <td>0,33</td> <td>(coeficiente de Poisson)</td> </tr> <tr> <td><math>V_3 =</math></td> <td>267</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>V_4 =</math></td> <td>286</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>P_3 =</math></td> <td>0,125</td> <td>MPa</td> </tr> <tr> <td><math>P_4 =</math></td> <td>0,567</td> <td>MPa</td> </tr> </table>	$V_s =$	508	cm <sup>3</sup>	$n =$	0,33	(coeficiente de Poisson)	$V_3 =$	267	cm <sup>3</sup>	$V_4 =$	286	cm <sup>3</sup>	$P_3 =$	0,125	MPa	$P_4 =$	0,567	MPa	<table border="0"> <tr> <td>Fator de</td> <td>5,08E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>Conversão</td> <td>0,33</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\times 10^{(-6)}</math></td> <td>2,67E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>\times 10^{(-6)}</math></td> <td>2,86E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> </table>	Fator de	5,08E-04	m <sup>3</sup>	Conversão	0,33		$\times 10^{(-6)}$	2,67E-04	m <sup>3</sup>	$\times 10^{(-6)}$	2,86E-04	m <sup>3</sup>
$V_s =$	508	cm <sup>3</sup>																														
$n =$	0,33	(coeficiente de Poisson)																														
$V_3 =$	267	cm <sup>3</sup>																														
$V_4 =$	286	cm <sup>3</sup>																														
$P_3 =$	0,125	MPa																														
$P_4 =$	0,567	MPa																														
Fator de	5,08E-04	m <sup>3</sup>																														
Conversão	0,33																															
$\times 10^{(-6)}$	2,67E-04	m <sup>3</sup>																														
$\times 10^{(-6)}$	2,86E-04	m <sup>3</sup>																														
<b>ER =</b>		<b>47,87 MPa</b>																														

#### DETERMINAÇÃO DO MÓDULO PRESSIOMÉTRICO MENARD DE RECARREGAMENTO DO 2º CICLO (E<sub>2R</sub>)

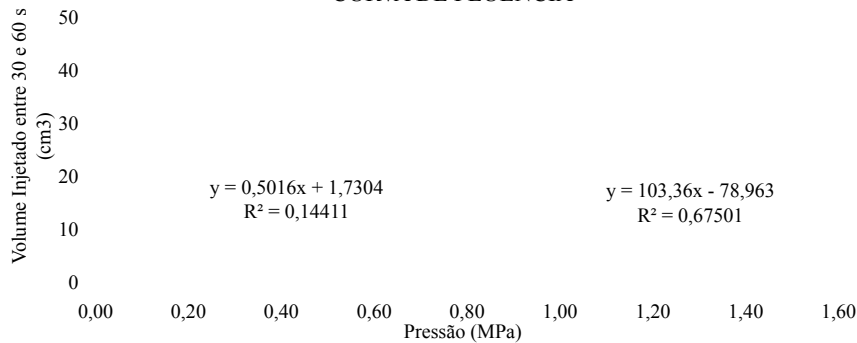
Equação:	$E_{2R} = 2 \cdot (1+n) \{ V_s + [(V_5+V_6)/2] \cdot (P_6-P_5) / (V_6-V_5) \}$	(Deve ser expresso em MPa)																														
Dados:	<table border="0"> <tr> <td><math>V_s =</math></td> <td>508</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>n =</math></td> <td>0,33</td> <td>(coeficiente de Poisson)</td> </tr> <tr> <td><math>V_5 =</math></td> <td>367</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>V_6 =</math></td> <td>375</td> <td>cm<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>P_5 =</math></td> <td>0,264</td> <td>MPa</td> </tr> <tr> <td><math>P_6 =</math></td> <td>0,561</td> <td>MPa</td> </tr> </table>	$V_s =$	508	cm <sup>3</sup>	$n =$	0,33	(coeficiente de Poisson)	$V_5 =$	367	cm <sup>3</sup>	$V_6 =$	375	cm <sup>3</sup>	$P_5 =$	0,264	MPa	$P_6 =$	0,561	MPa	<table border="0"> <tr> <td>Fator de</td> <td>5,08E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td>Conversão</td> <td>0,33</td> <td></td> </tr> <tr> <td><math>\times 10^{(-6)}</math></td> <td>3,67E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> <tr> <td><math>\times 10^{(-6)}</math></td> <td>3,75E-04</td> <td>m<sup>3</sup></td> </tr> </table>	Fator de	5,08E-04	m <sup>3</sup>	Conversão	0,33		$\times 10^{(-6)}$	3,67E-04	m <sup>3</sup>	$\times 10^{(-6)}$	3,75E-04	m <sup>3</sup>
$V_s =$	508	cm <sup>3</sup>																														
$n =$	0,33	(coeficiente de Poisson)																														
$V_5 =$	367	cm <sup>3</sup>																														
$V_6 =$	375	cm <sup>3</sup>																														
$P_5 =$	0,264	MPa																														
$P_6 =$	0,561	MPa																														
Fator de	5,08E-04	m <sup>3</sup>																														
Conversão	0,33																															
$\times 10^{(-6)}$	3,67E-04	m <sup>3</sup>																														
$\times 10^{(-6)}$	3,75E-04	m <sup>3</sup>																														
<b>E<sub>2R</sub> =</b>		<b>88,47 MPa</b>																														

**ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MENARD - NF P 94-110-1 (2000)**

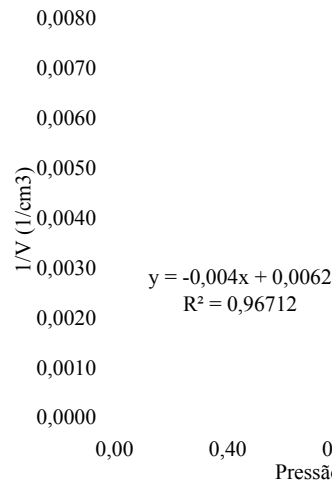
Pressão inicial (bar)	Pressão final (bar)	Volume T = 1s (cm3)	Volume T = 15s (cm3)	Volume T = 30s (cm3)	Volume T = 60s (cm3)	Volume corrigido (cm3)	Pressão corrigida (bar)	Pressão corrigida (MPa)	Pressão bruta (MPa)	mi DV/DP (cm3/MPa)	Volume corrigido (cm3)	Volume DV <sup>30/60</sup> (cm3)	1/V (1/cm3)	extrap. inversa X	extrap. hiperbólica Y
0,00					0	0	0,04				0				
0,00					11	11	0,13				11				
0,50	0,75	59	99	123	143	143	0,01	0,001	0,050		143	20			
1,00	1,20	159	178	188	193	193	0,30	0,030	0,100	1741	193	5			
1,50	1,80	201	205	207	209	208	0,73	0,073	0,150	364	208	2			
2,00	2,40	213	215	218	219	218	1,19	0,119	0,200	214	218	1			
2,50	2,90	221	223	225	227	226	1,66	0,166	0,250	167	226	2			
3,00	3,40	229	230	231	233	232	2,13	0,213	0,300	122	232	2			
3,50	3,90	234	236	237	239	238	2,61	0,261	0,350	122	238	2			
4,00	4,50	240	242	244	246	244	3,08	0,308	0,400	144	244	2			
5,00	5,40	250	252	254	256	254	4,04	0,404	0,500	100	254	2		49889,3	79934,2
5,50	5,90	257	258	260	262	260	4,52	0,452	0,550	122	260	2		54105,7	84219,2
6,00	6,30	262	264	265	267	265	5,00	0,500	0,600	100	265	2		53693,1	86614,9
6,50	6,80	269	270	271	273	271	5,48	0,548	0,650	122	271	2		55973,9	90426,9
7,00	7,30	275	276	278	280	277	5,95	0,595	0,700	144	277	2		59732,8	95315,4
7,50	7,70	283	284	285	287	284	6,43	0,643	0,750	144	284	2	0,0035	62699,3	100052,5
8,25	8,55	297	300	302	304	301	7,11	0,711	0,825	243	301	2	0,0033	76254,1	114006,3
9,00	9,25	310	312	315	319	316	7,81	0,781	0,900	211	316	4	0,0032	84206,6	125526,3
9,75	10,00	326	330	334	340	336	8,49	0,849	0,975	306	336	6	0,0030	98643,7	143476,7
10,50	10,75	351	359	364	375	371	9,12	0,912	1,050	548	371	11	0,0027	128962,9	177370,6
11,00	11,40	400	405	410	420	416	9,48	0,948	1,100	1247	416	10	0,0024	176828,3	227374,5
12,00	12,20	435	445	455	472	467	10,33	1,033	1,200	606	467	17	0,0021	218952,6	285944,1
13,00	13,50	501	530	560	612	607	11,01	1,101	1,300	2059	607	52	0,0016	389477,1	488500,3

Coordenadas do início do segmento mE  $\delta V = 3 \text{ cm}^3$   $PL = 1,16$   $VL = 944$   $P \geq P2$   $P > PE$   $1194422$   
 Coordenadas do final do segmento mE  $mE = 100$   $PE = 0,308 \text{ MPa}$   $VE = 244 \text{ cm}^3$   
 $Beta = 1,70$   $PE' = 0,404 \text{ MPa}$   $VE' = 254 \text{ cm}^3$   $X = (V^2 - VE^2) / (P - PE)$   
 $Beta \times mE = 170$   
 Coordenadas do ponto P1  $(P \text{ inicial}) P1 = 0,119 \text{ MPa}$   $(V \text{ inicial}) V1 = 218 \text{ cm}^3$   $Y = (P \cdot V^2 - PE \cdot VE^2) / (P - PE)$   
 Coordenadas do ponto P2  $(P \text{ final}) P2 = 0,643 \text{ MPa}$   $(V \text{ final}) V2 = 284 \text{ cm}^3$

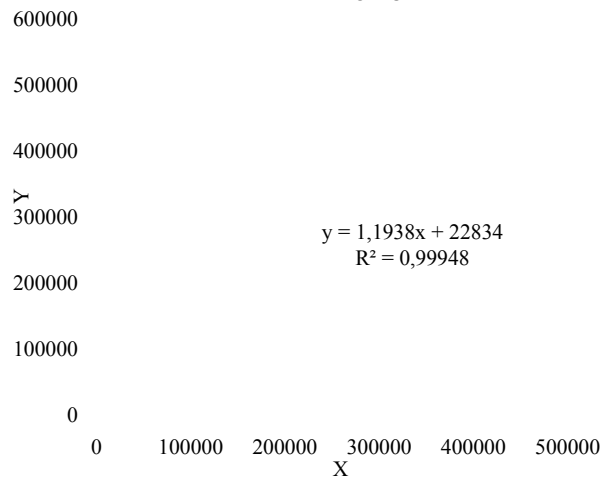
**CURVA DE FLUÊNCIA**

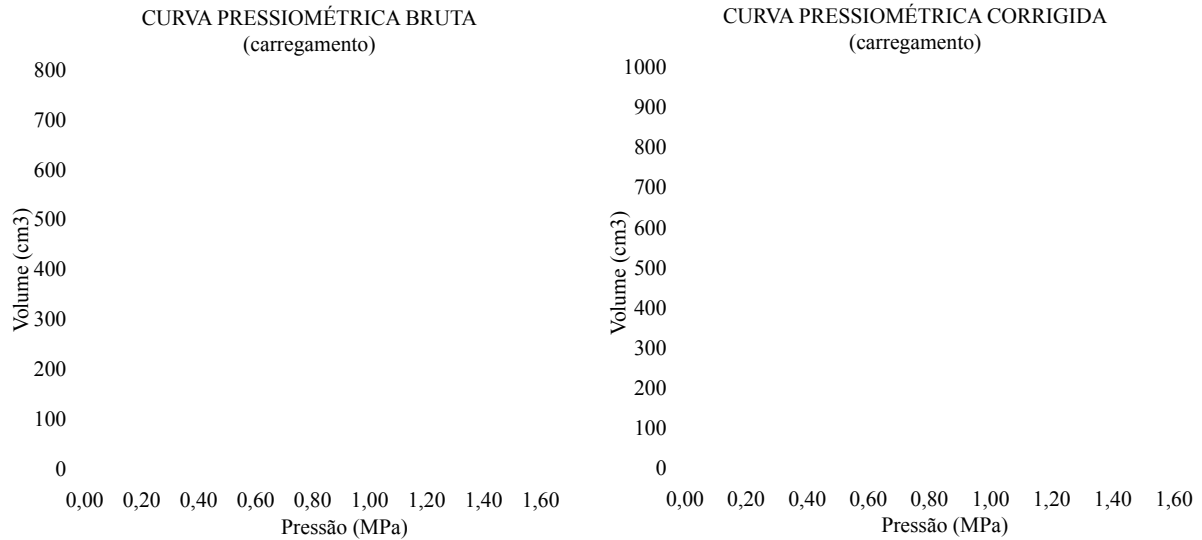


**EXTRAPOLAÇÃO PELO MÉTODO DA CURVA INVERSA (P >= P2)**



**EXTRAPOLAÇÃO PELO MÉTODO DA CURVA HIPERBÓLICA**





$$E_m = 2 \cdot (1+n) \{V_s + [(V_1+V_2)/2] \cdot (P_2-P_1) \text{ (Deve ser expresso em MPa)}$$

<b>V<sub>s</sub></b> =	<b>508 cm<sup>3</sup></b>	Fator de	5,08E-04	m <sup>3</sup>
<b>n</b> =	<b>0,33 (coeficiente de Poisson)</b>	Conversão	3,30E-01	
<b>V<sub>1</sub></b> =	<b>218 cm<sup>3</sup></b>	x10 <sup>^(-6)</sup>	2,18E-04	m <sup>3</sup>
<b>V<sub>2</sub></b> =	<b>284 cm<sup>3</sup></b>	x10 <sup>^(-6)</sup>	2,84E-04	m <sup>3</sup>
<b>P<sub>1</sub></b> =	<b>0,119 MPa</b>			
<b>P<sub>2</sub></b> =	<b>0,643 MPa</b>	<b>E<sub>m</sub> =</b>	<b>16,05 MPa</b>	

#### DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO DE DEFORMAÇÃO PLÁSTICA (P<sub>dp</sub> ou P<sub>f</sub>)

\* A P<sub>dp</sub> é dada pela intersecção das retas dos 2 domínios.

\* Com as 2 equações pode-se descobrir analiticamente o ponto de intersecção, que é a P<sub>dp</sub>

**D2:** **A<sub>2</sub> = 0,5016** **P<sub>f</sub> = P<sub>dp</sub> = 0,78 MPa** coerente, Ok!

**D3:** **A<sub>3</sub> = 103,36**  
**B<sub>3</sub> = -78,963**

#### DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO LIMITE - PL (i)

$$V_L = V_s + 2 \cdot V_1 \quad V_L = 944,472 \text{ cm}^3$$

\* PL é obtido por extrapolação de P versus 1/V por regressão linear

\* Usos os valores igual e maiores que P<sub>2</sub>, pois a extrapolação se refere ao trecho da curva em deformação plástica

$$PL = ((1/V_L) - 0,0089) / -0,0006$$

$$A = -0,004 \quad PL(i) = 1,29 \text{ MPa} \quad 1 \text{ bar} = 0,1 \text{ MPa} = 100 \text{ KPa}$$

$$B = 0,0062$$

$$R^2 = 0,9671$$

#### DETERMINAÇÃO DA PRESSÃO LIMITE - PL (h)

Obtido para pressões P maiores que P<sub>E</sub>

$$X = (V^2 - V_E^2) / (P - P_E)$$

$$Y = (P \cdot V^2 - P_E \cdot V_E^2) / (P - P_E)$$

$$(Y = CX - D) \quad PL(h) = 1,16 \text{ MPa}$$

(com o D negativo na equação da reta na dedução, se deve entrar com o sinal negativo na célula caso ele seja positivo na equação do gráfico ao lado)

$$V_L = 944,472$$

$$C = 1,1938 \text{ (tirado da equação da reta do gráfico)}$$

$$(-) D = -22834 \text{ (tirado da equação da reta do gráfico)}$$

$$R^2 = 0,9995$$

$$(Y = CX + D) \quad PL(h) = 1,16 \text{ MPa}$$

(com D positivo na equação da reta na dedução, se deve entrar com o sinal negativo na célula caso ele seja negativo na equação do gráfico ao lado)

$$(+) D = 22834 \text{ (tirado da equação da reta do gráfico)}$$

#### TESTE da PL

$$PL = \text{menor valor obtido de } PL(i) \text{ e } PL(h) \quad PL = 1,16 \text{ MPa}$$

Se  $|PL(i) - PL(h)| / PL(h) \geq 0,2$  então o ensaio não permite a **Teste = 0,11**

$$0,11 \leq 0,2 \quad \text{OK}$$

## RESUMO DOS PARÂMETROS

Ensaio	PMT3		
cota	745,50	m	
z	0,50	m	
g	20	kN/m <sup>3</sup>	(Média em lab. das amostras indeformadas)
s <sub>vs</sub>	0,01	MPa	(tensão geostática)
k <sub>0</sub>	0,5		(valor usualmente atribuído)
s <sub>hs</sub>	0,005	MPa	
dV	3	cm <sup>3</sup>	
w	20,76	%	
4° 15cm	-	golpes, sendo	- golpes para reposicionamento
5° 15cm	4	golpes, sendo	- golpes para reposicionamento
6° 15cm	4	golpes, sendo	- golpes para reposicionamento
p1	0,12	MPa	(Início do regime linear elásto-plástico)
p2	0,64	MPa	
pf	0,78	MPa	
pl(i)	1,29	MPa	R <sup>2</sup> = 0,9671
pl(h)	1,16	MPa	R <sup>2</sup> = 0,9995
pl	1,16	MPa	
pl*	1,15	MPa	pl* = pl - s <sub>hs</sub> (pressão limite líquida)
E <sub>M</sub>	16,05	MPa	
E <sub>M</sub> /pl	13,88		
E <sub>M</sub> /pl*	13,94		
p3	0,12	MPa	
p4	0,57	MPa	
E <sub>R</sub>	47,87	MPa	
p5	0,26	MPa	
p6	0,56	MPa	
E <sub>2A</sub>	88,47	MPa	

## RESULTADOS DOS ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS DO FURO PMT3 SEGUNDO METODOLOGIA DE BRIAUD

As Figuras F.1 a F.8 apresentam as curvas pressiométricas corrigidas dos ensaios realizados no perfil para o furo de sondagem PMT3 segundo metodologia de Briaud.

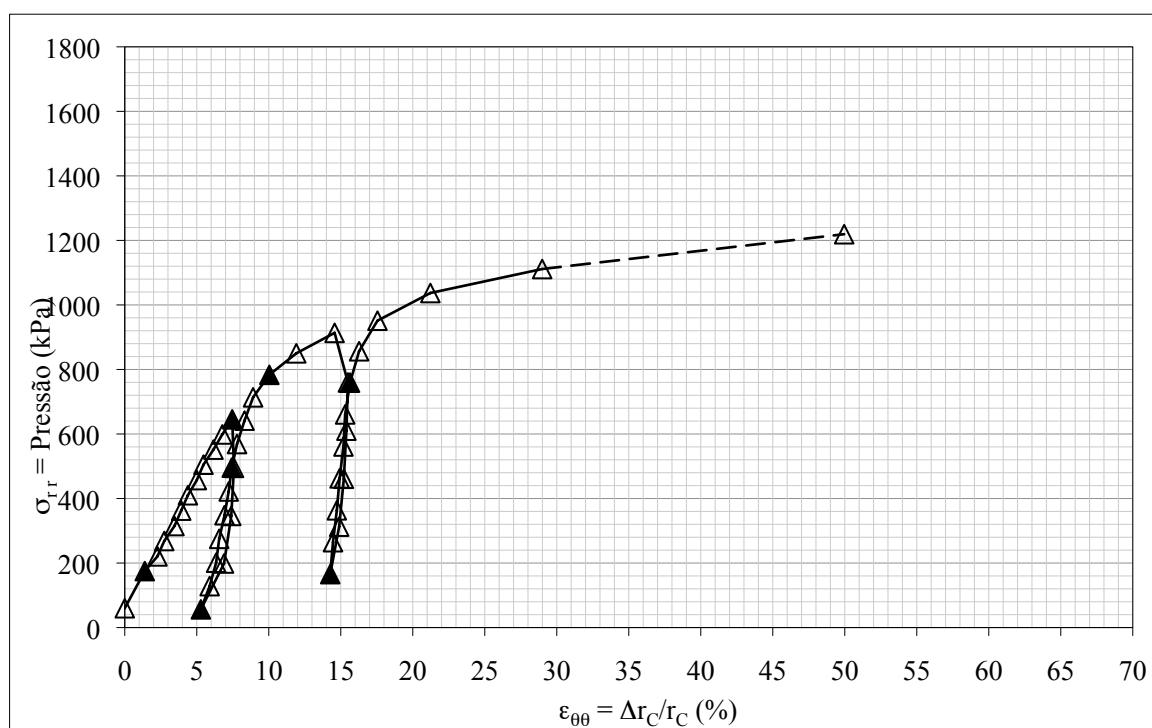


Figura F.1 - Curva pressiométrica corrigida da cota 744,5 m no furo PMT3 segundo Briaud.

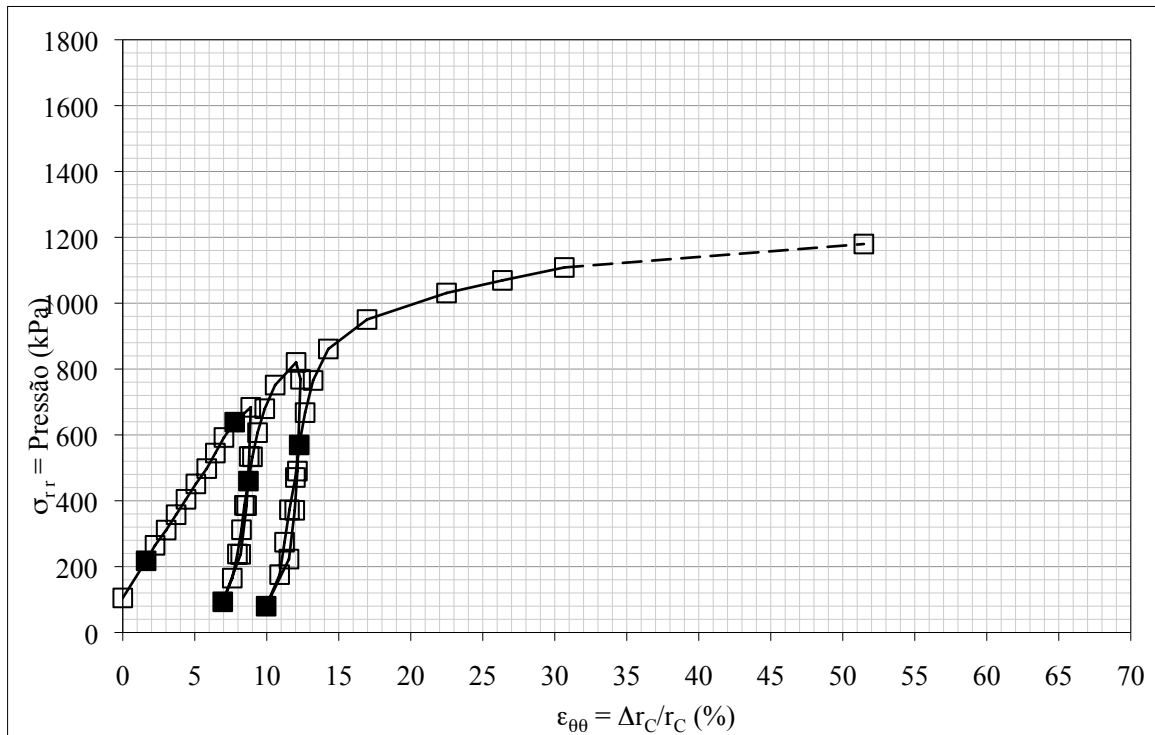


Figura F.2 - Curva pressiométrica corrigida da cota 743,5 m no furo PMT3 segundo Briaud.

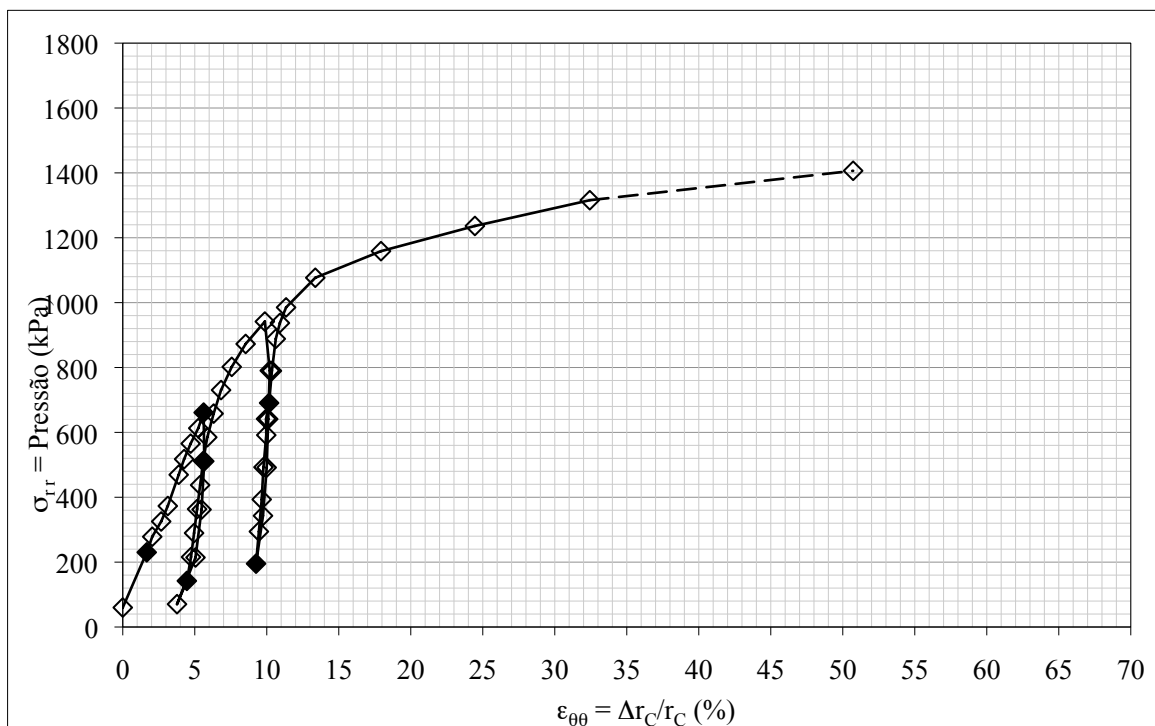


Figura F.3 - Curva pressiométrica corrigida da cota 742,5 m no furo PMT3 segundo Briaud.

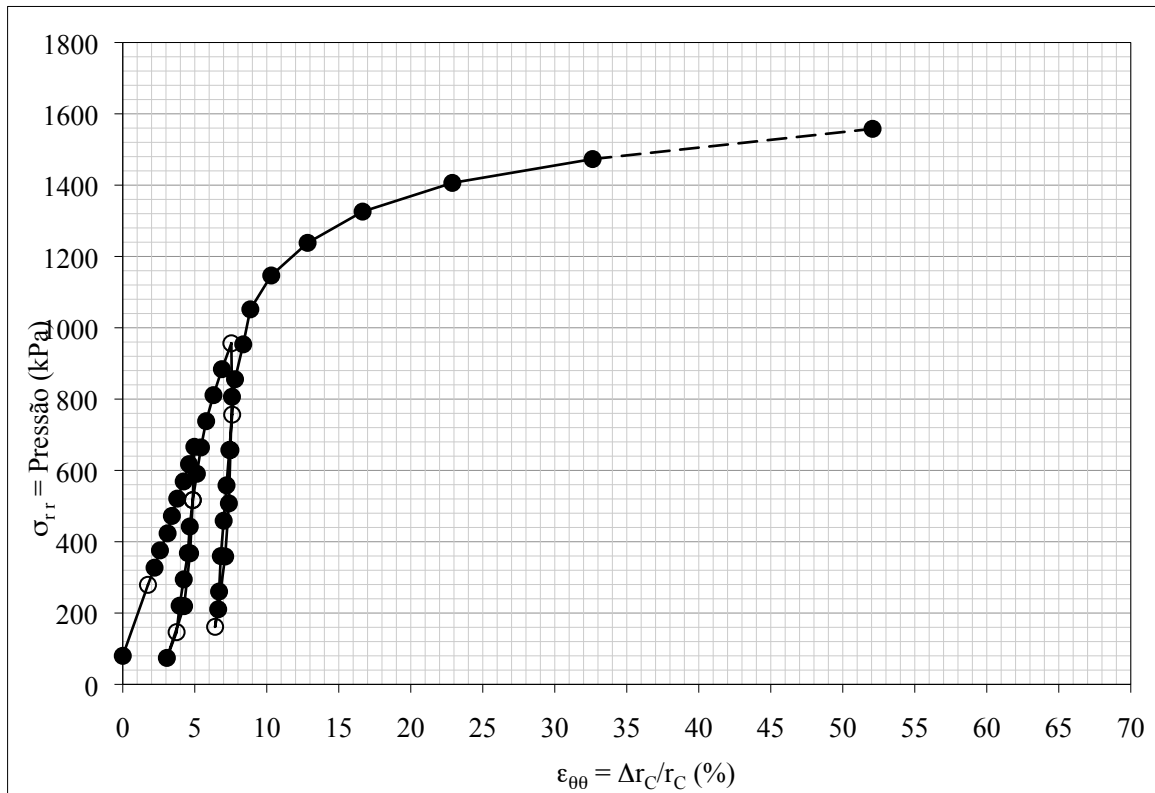


Figura F.4 - Curva pressiométrica corrigida da cota 741,5 m no furo PMT3 segundo Briaud.

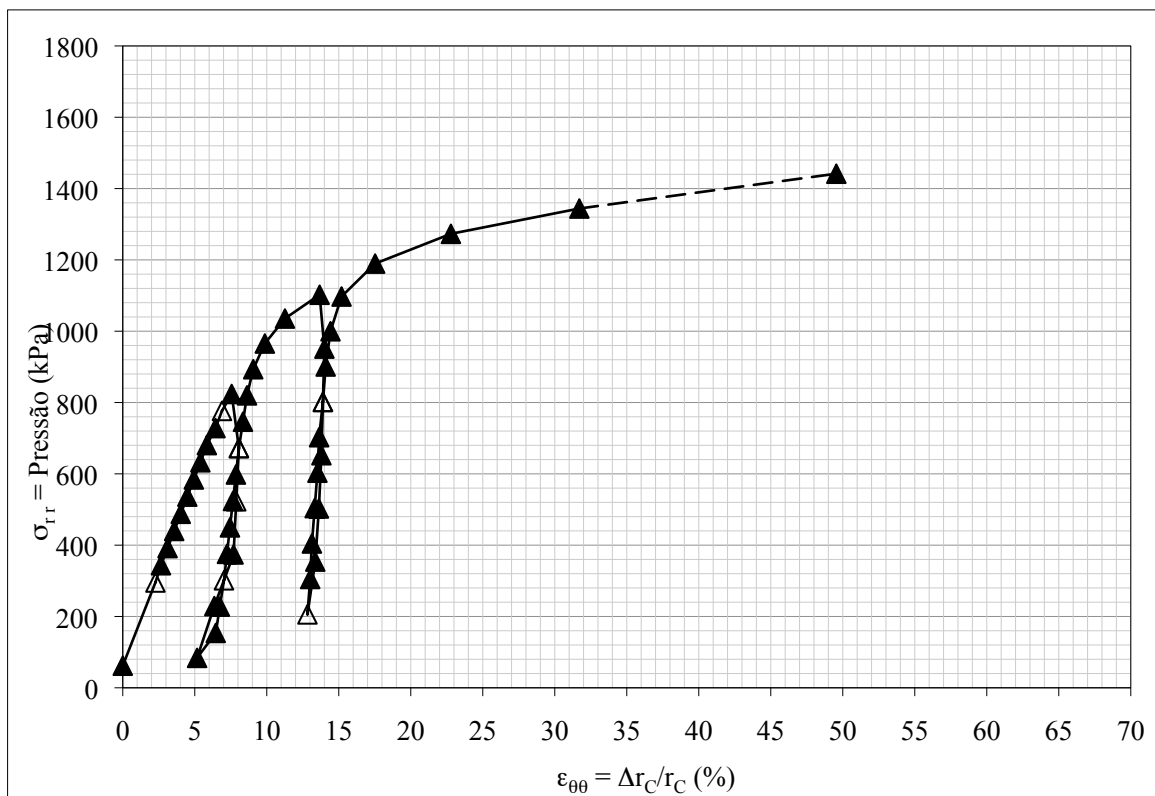


Figura F.5 - Curva pressiométrica corrigida da cota 740,5 m no furo PMT3 segundo Briaud.



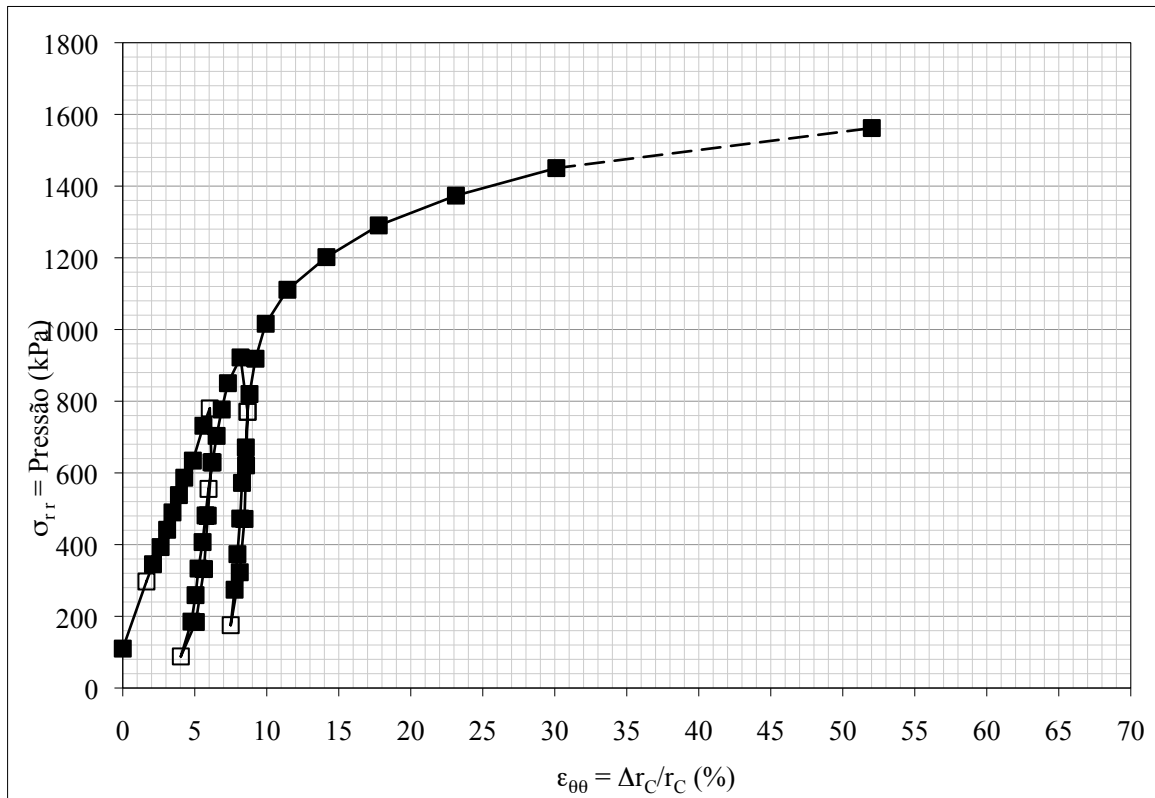


Figura F.6 - Curva pressiométrica corrigida da cota 739,5 m no furo PMT3 segundo Briaud.

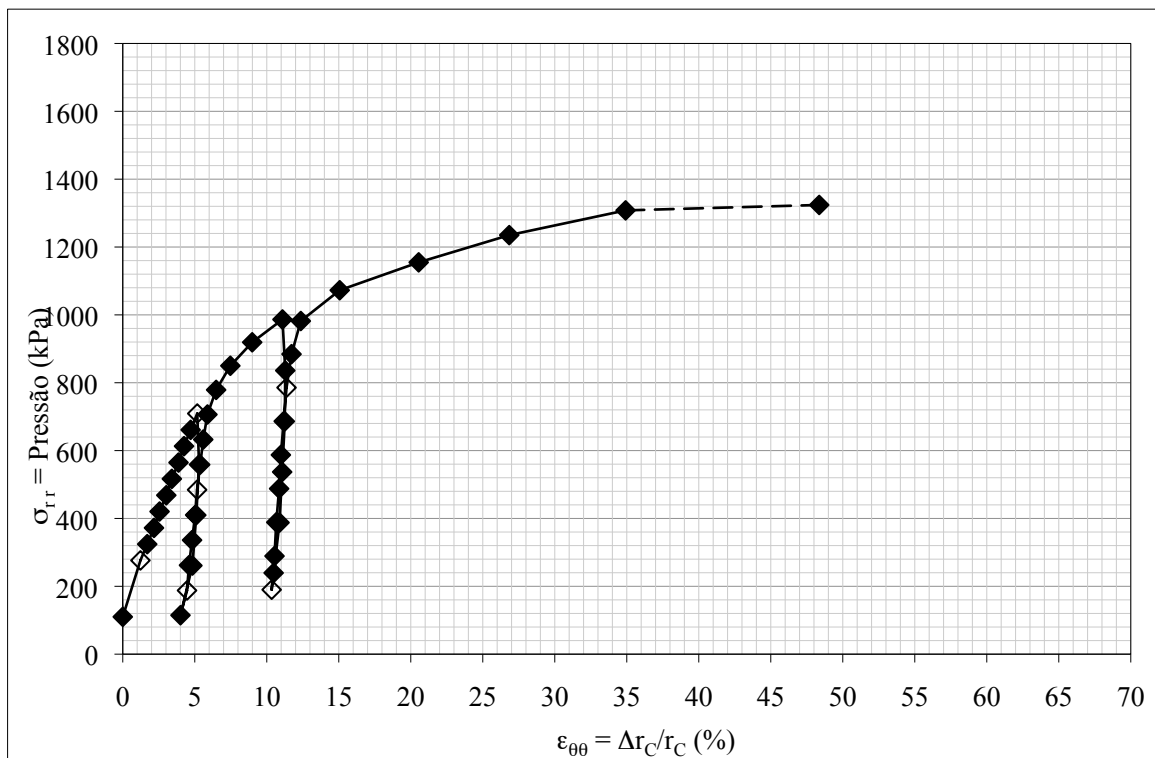


Figura F.7 - Curva pressiométrica corrigida da cota 738,5 m no furo PMT3 segundo Briaud.

## APÊNDICE G

### RESULTADOS DOS ENSAIOS SPT-T

Tabela G.1 – Resultados do ensaio de SPT-T 3 realizado de 26 a 28/11/2008.

Cota (m) inicial	Prof. (m) inicial	Curso (cm)	Golpes	Penet. (cm)	N	Massa (kg)	T <sub>max</sub> (kN.m)	T <sub>res</sub> (kN.m)	Am. (cm)	Rec. (cm)	w (%)
745,00	1,0	47	3	14,5	9/32,5	11,242	0,118	0,108	1	21	20,3
			5	18							
			4	14,5							
744,00	2,0	46	3	17	10/29	14,662	0,118	0,108	2	18	21,1
			4	13							
			6	16							
743,00	3,0	47	2	16,5	12/30,5	16,214	0,137	0,128	3	16,5	20,9
			4	13							
			8	17,5							
742,00	4,0	45	4	15	11/31,5	19,634	0,128	0,118	4	21,5	20,5
			5	14							
			6	16							
741,00	5,0	46,5	4	15	11/31,5	24,582	0,128	0,118	5	16,5	20,4
			5	15,5							
			6	16							
740,00	6,0	45	4	14,5	11/30,5	26,134	0,128	0,118	6	10	19,6
			5	15,5							
			6	15							
739,00	7,0	45	5	16	13/29	29,554	0,147	0,137	7	18,5	21,6
			7	14							
			6	15							
738,00	8,0	45	3	15,5	13/29,5	33,697	0,128	0,118	8	17	20,8
			6	15,5							
			7	14							

Nota: Curso = avanço total do amostrador; Penet. = penetração do amostrador no furo;  
 Massa = massa da composição amostrador, hastes, luvas e cabeça de bater;  
 Am. = identificação da amostra; Rec. = altura da amostra densa recuperada no amostrador;  
 T<sub>max</sub> = torque máximo; T<sub>res</sub> = residual; 1kgf.m=0,00981kN.m, w=umidade da amostra  
 coletada; Cota da boca do furo = 745,96 m; Cota de referência = 746,00 m.

Tabela G.2 – Resultados do ensaio de SPT-T 1 (contínuo), realizado de 12 a 21/11/2008.

Cota (m) inicial	Prof. (m) inicial	Curso (cm)	Golpes	Penet. (cm)	N <sub>SPT</sub>	Massa (kg)	T <sub>max</sub> (kN.m)	T <sub>res</sub> (kN.m)	Am.	Rec. (cm)	w (%)
745,50	0,50	45	2	15	9/31	7,919	0,108	0,098	1	20,5	22,6
			4	14							
			5	16							
744,95	1,05	47	4	18	9/29	11,892	0,098	0,088	2	14,5	20,8
			3	12							
			6	17							
744,40	1,60	46	2	15	10/31	11,892	0,098	0,078	3	21	23,3
			5	16,5							
			5	14,5							
743,85	2,15	45	4	17	8/28	13,419	0,078	0,059	4	25	21,4
			3	13							
			5	15							
743,30	2,70	45	2	18	10/27	16,839	0,118	0,098	5	21	23,2
			4	13							
			6	14							
742,75	3,25	46	4	15	11/31	19,464	0,118	0,108	6	21,5	20,2
			6	17							
			5	14							
742,20	3,80	46	3	14,5	13/31,5	20,992	0,128	0,137	7	19,5	21,6
			7	17							
			6	14,5							
741,65	4,35	46	4	17	11/29	20,992	0,177	0,157	8	21,5	21,2
			5	14							
			7	15							
741,10	4,90	45	4	15	12/30	22,787	0,137	0,128	9	21,5	19,9
			5	14,5							
			7	15,5							
740,55	5,45	45	4	16	11/29	25,964	0,108	0,098	10	14	20,4
			5	14							
			6	15							
740,00	6,00	45	4	14	12/31	25,964	0,108	0,098	11	11	19,3
			6	15,5							
			6	15,5							
739,40	6,60	45	3	15	10/30	29,384	0,098	0,088	12	22,5	21,1
			4	14							
			6	16							
738,90	7,10	46	4	14	13/32	29,384	0,118	0,108	13	23	19,3
			6	16,5							
			7	15,5							
738,35	7,65	46	3	14	13/32	31,179	0,128	0,118	14	15,5	19,4
			6	16							
			7	16							

Nota: Curso = avanço total do amostrador; Penet. = penetração do amostrador no furo; Massa = massa da composição amostrador, hastes, luvas e cabeça de bater; Am. = identificação da amostra; Rec. = altura da amostra densa recuperada no amostrador; T<sub>max</sub> = torque máximo; T<sub>res</sub> = residual; 1kgf.m=0,00981kN.m, w=umidade da amostra coletada; Cota da boca do furo = 745,960 m; Cota de referência = 746,000 m.

Tabela G.3 – Resultados do ensaio de SPT-T 2 (contínuo), realizado de 4 a 7/11/2008.

Cota (m) inicial	Prof. (m) inicial	Curso (cm)	Golpes	Penet. (cm)	N <sub>SPT</sub>	Massa (kg)	T <sub>max</sub> (kN.m)	T <sub>res</sub> (kN.m)	Am. (cm)	Rec. (cm)	w (%)
745,45	0,55	45	3	16	8/29	11,049	0,147	0,147	1	22	20,3
			4	16							
			4	13							
744,90	1,10	45	3	15	8/30	11,072	0,206	0,177	2	25	20,9
			3	15							
			5	15							
744,35	1,65	47,5	3	15	8/32,5	13,419	0,088	0,059	3	14,5	21,4
			4	16,5							
			4	16							
743,75	2,25	46	3	16,5	10/29,5	14,492	0,147	0,118	4	17,5	22,5
			5	15							
			5	14,5							
743,20	2,80	46	3	14,5	10/31,5	16,044	0,137	0,118	5	18	20,9
			5	14,5							
			5	17							
742,65	3,35	46	4	16	9/30	19,464	0,098	0,078	6	16	20,2
			3	13,5							
			6	16,5							
742,10	3,90	47	4	15	12/32	19,464	0,108	0,098	7	19	19,6
			6	16							
			6	16							
741,55	4,45	45	3	15	10/30	22,884	0,088	0,078	8	16	19,7
			5	15							
			5	15							
741,00	5,00	45	3	14,5	10/30,5	24,412	0,108	0,098	9	19,5	21,3
			5	15,5							
			5	15							
740,45	5,55	45	4	15,5	12/29,5	26,759	0,088	0,078	10	16	19,6
			6	14							
			6	15,5							
739,90	6,10	47	3	14,5	10/32,5	28,312	0,108	0,098	11	16,5	20,6
			4	14,5							
			6	18							
739,45	6,55	45	3	15	11/30	29,384	0,128	0,118	12	17,5	20,4
			5	15							
			6	15							
738,90	7,10	45	5	15,5	12/29,5	30,912	0,108	0,098	13	14	21,0
			5	14							
			7	15,5							
738,35	7,65	45	4	16,5	10/28,5	34,332	0,088	0,078	14	15	19,4
			4	12,5							
			6	16							

Nota: Curso = avanço total do amostrador; Penet. = penetração do amostrador no furo; Massa = massa da composição amostrador, hastes, luvas e cabeça de bater; Am. = identificação da amostra; Rec. = altura da amostra densa recuperada no amostrador; T<sub>max</sub> = torque máximo; T<sub>res</sub> = residual; 1kgf.m=0,00981kN.m, w=umidade da amostra coletada; Cota da boca do furo = 745,960 m; Cota de referência = 746,000 m.