

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO - ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS – GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE
MATERIAL ASSOREADO EM CAVA EXAURIDA DE
MINERAÇÃO ATRAVÉS DE ENSAIOS
PRESSIOMÉTRICOS**

AUTOR: CLÁUDIO HORTA REZENDE

ORIENTADOR: Prof. Dr. Romero César Gomes

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Geotecnia.

Ouro Preto, março de 2000.

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

R467e
2000

Rezende, Cláudio Horta

Estudo do Comportamento Geotécnico de Material Assoreado em Cava Exaurida de Mineração através de Ensaio Pressiométricos. -- Ouro Preto. UFOP/EM/DECIV, 2000.

141p.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais/Escola de Minas/Departamento de Engenharia Civil

1. Investigação de Campo – Ensaio Pressiométrico em Mineração I. UFOP/EM/DECIV II. Título

CDU: 624:13

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE MATERIAL
ASSOREADO EM CAVA EXAURIDA DE MINERAÇÃO ATRAVÉS
DE ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS**

AUTOR: CLÁUDIO HORTA REZENDE

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública em 10 de Abril de 2000,
para a Banca Examinadora composta pelos seguintes membros:

Prof. Dr. Romero César Gomes
Orientador / Escola de Minas/ UFOP-MG

Prof. Dr. Luiz Gonzaga de Araújo
Escola de Minas / UFOP-MG

Prof. Dr. Luiz Carlos Goulart Árabe
UFU-MG

Prof. M.Sc. Riad Chammas
GEOLABOR

DEDICATÓRIA

Ao Divino Espírito Santo, que me deu forças para a realização desta pesquisa.

À minha família, especialmente aos meus pais Carlos Humberto e Mathilde, à minha noiva Luciana e família, à minha irmã Cintia, ao Camilo, à Vó Mila e meu afilhado Victor: pela compreensão, estímulo e apoio.

Ao meu Orientador e Professor Romero: pela paciência, incentivo e apoio para a realização deste trabalho.

AGRADECIMENTOS

Concluindo este trabalho de Pesquisa, gostaria de agradecer:

Ao Professor e Orientador Romero César Gomes, pelas oportunas sugestões, apoio e compreensão para a organização e o desenvolvimento desta dissertação.

À toda equipe da Empresa de Geotecnia GEOLABOR, de modo especial ao Engenheiro Riad Chammas, pelo empréstimo do pressiómetro e apoio durante os trabalhos de campo; juntamente com o Técnico de Laboratório de Solos Antônio de Lima, que muito me ajudou e estimulou na execução dos ensaios e também ao Engenheiro Naim.

À Empresa SAMARCO MINERAÇÃO S.A., que permitiu a realização dos ensaios na Cava do Germano, especialmente aos funcionários Eng. Manoel Juliá, Eng. Domingos e Téc. Alderico, que não mediram esforços e me apoiaram integralmente durante a permanência na SAMARCO.

À Coordenação do Mestrado em Geotecnia da UFOP, representada pelo Prof. Luiz Gonzaga de Araújo; aos professores do Mestrado: Teresinha, Saulo, Christianne e Frederico e demais colegas do Mestrado.

Às secretárias do DECIV/UFOP: Rosa, Róvia e especialmente Silvana.

À Doutoranda em Geotecnia Paola Vecchi e equipe de solos da Universidade Federal de Brasília (UnB), que a pedido do Prof. Renato Cunha, me deram todo o apoio inicial necessário e orientação quanto à manipulação e interpretação do ensaio com o Pressiómetro de Ménard.

Ao Prof. Luís Fernando Martins (UFOP e Doutorando em Geotecnia pela UnB) pela colaboração na minha hospedagem e apoio durante o treinamento com o pressiómetro na UnB.

Ao Prof. Waldyr Lopes de Oliveira Filho (UFOP) e ao aluno de graduação em Engenharia Civil da UFOP, Luiz Heleno Albuquerque Filho, pela colaboração na parte gráfica da tese.

Ao Eng. João Rezende, Geól. Carlos Flores e Olavo, pelo apoio na revisão da Tese.

RESUMO

Durante os últimos 18 anos, a extração de itabirito (minério de ferro) da Mina do Germano (hoje exaurida) criou uma grande cava (1,3km de extensão, 800m de largura e 220m de altura). O complexo litológico desta área é representada por itabiritos e filitos, com intercalações locais de quartzito e canga.

Com o final da extração de minério, ocorreu um intenso processo de degradação dos filitos e erosão dos itabiritos. Como consequência, houve uma completa instabilização dos taludes, o desenvolvimento de ravinas e a perda do confinamento dos filitos alterados.

A consequência foi o gradual enchimento do fundo da cava por sedimentos erodidos dos taludes, resultando em um depósito de 10m de espessura. Sobre este depósito de sedimentos, será implementado um sistema de disposição de rejeitos pelo método de construção de montante, até cerca de 160m de altura.

Neste contexto, é muito importante analisar as feições geológicas e geotécnicas deste material, como potencial estrutura de suporte para a futura pilha de rejeitos. Este trabalho apresenta estas análises em termos de ensaios de laboratório e ensaios de campo utilizando ensaios SPT e o Pressiômetro de Ménard.

Os resultados demonstram uma excelente resposta do pressiômetro, melhorando significativamente a compreensão do comportamento e dos fenômenos associados com a disposição do material erodido. Adicionalmente, este estudo comprovou o grande potencial desta metodologia de investigação na Área de Mineração, ainda incipiente no Brasil.

ABSTRACT

During the last 18 years, the extraction of itabirite (iron ore) from Germano mine (today exhausted) created a pit of great dimensions (1,3km long, 800m wide and 220m high). The lithologic complex of the area comprises sequences of itabirites and phyllites, with local intercalations of quartzite and canga.

After the ending of the ore extraction, an intense process of degradation of the phyllites and erosion of the itabirites were installed. As consequence, there has been a complete instabilization of slopes, development of ravines and loss of confinement of the weathered phyllites.

The consequences were the gradual filling of the pit bottom by the sediments dragged from the pit slopes, resulting in a 10m thick deposit. Over the deposit sediments, a tailings disposal system will be implemented by upstream construction method to reach up to 160m high.

In this context, it is very important the analyses related to geological and geotechnical features of this material, like potencial foundation of the future structure. This work presents these analysis in terms of laboratory tests and field tests using SPT and Ménard Pressuremeter.

The results demonstrated an excellent performance of the pressuremeter improving substantially the understanding of the behavior and the phenomenons associated with the dragged deposit. Additionally, this study comproved the great potential of this investigation methodology in mining impoudments, incipient in Brazil yet.

SUMÁRIO

	Página
Resumo	ii
Abstract	iii
Lista de Figuras	vii
Lista de Tabelas	x
Lista de Símbolos	xii
Listas de Fotos	xv
CAPÍTULO 1	–
INTRODUÇÃO	1
1.1 – Condicionantes Gerais	e
Objetivos	1
1.2 – Programa das Atividades Desenvolvidas	3
1.3 – Estruturação do Trabalho	4
CAPÍTULO 2 - INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO	5
2.1 - Ensaios de Campo	5
2.2 - Ensaio Pressiométrico	8
2.3 - Aplicabilidades dos ensaios “in situ”	11
CAPÍTULO 3 - ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS: PRINCÍPIOS, INTERPRETAÇÃO, ANÁLISE E CORRELAÇÃO DOS RESULTADOS	13
3.1 – Histórico	13

3.2	-	Tipos	de	
Pressiômetros				15
3.2.a	-	Pressiômetros para ensaios em furos previamente escavados (PMT)		17
3.2.b	-	Pressiômetro auto-perfurante (PAF ou SBP)		17
3.2.c	-	Pressiômetro cravado (PIP)		18
3.3	-	Teoria da Expansão de Cavidade		18
3.4	-	Padronização e Normalização		31
3.5	-	Procedimentos de Calibração		32
3.6	-	Execução do furo		34
3.7	-	Parâmetros obtidos no Ensaio Pressiométrico		35
3.7.1	-	Curvas Pressiométricas		35
3.7.1.1	-	Módulo Pressiométrico Inicial (E_M)		37
3.7.1.2	-	Módulo Pressiométrico Cíclico (E_r)		39
3.7.2	-	Parâmetros determinados através do pressiômetro		40
3.7.2.1	-	Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})		40
3.7.2.2	-	Coefficiente de Empuxo em Repouso (K_o)		41
3.7.2.3	-	Pressão Limite (P_L)		42
3.7.2.4	-	Pressão Limite Efetiva (P_L^*)		46
3.7.2.5	-	Pressão de Fluência (P_F)		48
3.7.2.6	-	Parâmetros de Resistência		49
3.7.2.7	-	Parâmetros de Adensamento		51
3.8	-	Estudos e Pesquisas Recentes		51
 CAPÍTULO 4 - ENSAIOS DE LABORATÓRIO E INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA PRELIMINAR DA ÁREA DA CAVA DO GERMANO				55

4.1 – Introdução.....	55
4.2 -Coleta de Amostras Indeformadas.....	55
4.3 - Ensaio de Caracterização.....	57
4.4 - Ensaio de Adensamento.....	59
4.5 - Ensaio de Cisalhamento Direto.....	63
4.6 - Ensaio de Compressão Triaxial.....	65
4.7 - Sondagens a percussão com medidas de SPT.....	71
4.8 - Instalação de Piezômetros Pneumáticos.....	73
CAPÍTULO 5 - ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS NA ÁREA DA CAVA DO GERMANO.....	75
5.1 - Locação e Especificações Preliminares para o Ensaio.....	75
5.2 - Equipamentos utilizados.....	77
5.3 - Metodologia do Ensaio.....	79
CAPÍTULO 6 - ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DO RESULTADOS.....	87
6.1 – Introdução.....	87
6.2 - Módulos Pressiométricos e Pressões Limites.....	87
6.3 - Tensões horizontais e coeficientes de Empuxo no Repouso.....	93
6.4 – Pressões de Fluência.....	96
6.5 – Parâmetros de Resistência.....	97
6.6 - Correlações com ensaios SPT.....	101
6.7 – Correlações com ensaios de Laboratório.....	104

CAPÍTULO 7 – COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO MATERIAL ASSOREADO NA CAVA DO GERMANO: SÍNTESE GLOBAL.....105

CAPÍTULO 8 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....108

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....110

ANEXOS.....118

LISTA DE FIGURAS

Figuras	Página
Figura 2.1 – Representação esquemática do Pressiômetro de Ménard (modelo GA).....	10
Figura 3.1 – Representação esquemática da primeira sonda pressiométrica, desenvolvida por Kögler em 1930 (Baguelin et al., 1978).....	13
Figura 3.2 – Esquema do pressiômetro desenvolvido por Ménard em 1957 (Baguelin et al., 1978).....	14
Figura 3.3 – Esquema da expansão da cavidade cilíndrica (Baguelin et al., 1978)... ..	18
Figura 3.4 – Elemento de solo em simetria cilíndrica (Baguelin et al., 1978).....	19
Figura 3.5 – Esboço das curvas de calibração do aparato pressiométrico (ASTM D-4719, 1987).....	32
Figura 3.6 – Influência das condições do furo na curva pressiométrica (Briaud, 1992).....	35
Figura 3.7 – Esboço da curva pressiométrica corrigida típica.....	37
Figura 3.8 – Curva pressiométrica para um estágio de carregamento-descarregamento.....	39
Figura 3.9 – Método gráfico para determinar σ_{ho} (Brandt, 1978).....	41
Figura 3.10 – Procedimento gráfico para determinação do valor de P_L	43
Figura 3.11 – Diagrama de fluência do ensaio pressiométrico.....	48
Figura 3.12 – Gráfico de Calhoon (1970) para determinação do valor de ϕ	50
Figura 4.1 – Curva granulométrica para a amostra indeformada	57
Figura 4.2 - Curva granulométrica para a amostra reconstituída	58
Figura 4.3 – Curva pressão versus índice de vazios para a amostra indeformada.....	60

Figura 4.4 – Curva recalques versus $\sqrt{\text{tempos}}$ para a amostra indeformada e reconstituída.....	61
Figura 4.5 – Curva pressão versus índice de vazios para a amostra reconstituída.....	62
Figura 4.6 – Curvas tensão versus deformação para a amostra reconstituída.....	64
Figura 4.7 – Curvas de deformações para a amostra reconstituída.....	64
Figura 4.8 – Diagrama tensão normal versus cisalhamento para a amostra reconstituída.....	65
Figura 4.9 – Curvas tensão-deformação para a amostra indeformada.....	66
Figura 4.10 – Envoltória de resistências obtidas para a amostra indeformada.....	67
Figura 4.11 – Envoltória de resistências obtidas para a amostra indeformada.....	67
Figura 4.12 – Curvas tensão-deformação para a amostra reconstituída.....	68
Figura 4.13 – Envoltória de resistência obtidas para a amostra reconstituída (tensões totais).....	69
Figura 4.14 – Envoltória de resistência obtidas para a amostra reconstituída (tensões efetivas).....	69
Figura 4.15 – Relação entre o parâmetro A_r das poropressões e tensões confinantes nos ensaios triaxiais realizados.....	70
Figura 4.16 – Resultados das sondagens à percussão na Primeira Campanha de ensaios na fundação da cava.....	71
Figura 4.17 – Arranjo geral e locação das sondagens à percussão na Cava do Germano.....	72
Figura 4.18 – Detalhe da instalação do piezômetro pneumático próximo ao furo SM-05.....	74
Figura 5.1 – Locação dos ensaios pressiométricos na Cava do Germano (final de lavra).....	75

Figura 5.2 – Resultado típico de uma calibração ao ar da sonda, durante um ensaio.....	79
Figura 5.3 – Gráfico Pressão versus Volume, durante um ensaio pressiométrico.....	82
Figura 6.1 – Valores do módulo E_M em função da profundidade.....	89
Figura 6.2 – Valores da pressão limite P_L em função da profundidade.....	90
Figura 6.3 – Valores da pressão limite efetiva P_L^* em função da profundidade.....	91
Figura 6.4 – Valores médios de E_M com a profundidade para o material assoreado.....	92
Figura 6.5 – Valores médios de P_L com a profundidade para o material assoreado.....	92
Figura 6.6 – Valores médios da relação E_M / P_L^* com a profundidade para o material assoreado.....	93
Figura 6.7 – Gráfico do valor de σ_{ho} em função da profundidade.....	94
Figura 6.8 – Valores de K_o em função da profundidade.....	95
Figura 6.9 – Valores da pressão de fluência (P_F) em função da profundidade.....	97
Figura 6.10 – Gráfico do valor de S_u em função da profundidade para o Furo 5A.....	99
Figura 6.11 - Gráfico do valor de S_u em função da profundidade para o Furo 6A.....	100
Figura 6.12 - Gráfico do valor de S_u em função da profundidade para o Furo 9A.....	100
Figura 6.13 – Variação de ϕ_M em função da profundidade.....	101
Figura 6.14 – Valores de E_M versus N_{SPT} para os ensaios realizados.....	102
Figura 6.15 - Valores de P_L versus N_{SPT} para os ensaios realizados.....	103

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Aplicabilidade dos ensaios geotécnicos de campo (Wroth, 1984).....	11
Tabela 3.1 - Evolução histórica dos pressiômetros (Briaud, 1992).....	16
Tabela 3.2 - Valores do fator reológico α (Ménard, 1975).....	38
Tabela 3.3 - Valores da pressão limite e correlação com outros parâmetros geotécnicos (Briaud,1992).....	45
Tabela 3.4 - Valores típicos de E_M e P_L e E_M/P_L para vários tipos de solos (Ménard, 1975).....	45
Tabela 3.5 - Valores típicos de E_M e P_L para vários tipos de solos (Clarke, 1995).....	46
Tabela 3.6 - Correlações entre valores de P_L^* , E_M e o tipo de solo (Briaud, 1992).....	47
Tabela 4.1 – Resumo dos índices físicos dos corpos de prova / ensaios de adensamento. .i: valor inicial do ensaio; f: valor final do ensaio.....	59
Tabela 4.2 – Parâmetros de compressibilidade dos ensaios de adensamento com amostras indeformadas e reconstituídas.....	62
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios \bar{R}_{SAT} para a amostra indeformada.....	68
Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios \bar{R}_{SAT} para a amostra reconstituída.....	69
Tabela 5.1 – Valores de pressão versus volume obtidas durante um ensaio pressiométrico típico.....	86
Tabela 5.2 – Valores obtidos no ensaio pressiométrico durante a calibração ao ar.....	86
Tabela 6.1 – Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos para o Furo 5A.....	88
Tabela 6.2 – Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos para o Furo 6A.....	88
Tabela 6.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos para o Furo 9A.....	89
Tabela 6.4 – Valores de K_o em função da profundidade para os ensaios realizados.....	94

Tabela 6.5 – Valores estimados para ângulos de atrito e resistências não-drenadas para o Furo	
5A.....	98
Tabela 6.6 – Valores estimados para ângulos de atrito e resistências não-drenadas para o Furo	
6A.....	98
Tabela 6.7 – Valores estimados para ângulos de atrito e resistências não-drenadas para o Furo	
9A.....	99
Tabela 6.8 – Valores médios de N_{SPT} em função da profundidade para a fundação da Cava do Germano.....	102

LISTA DE FOTOS

Fotos	Página
Foto 1.1 - Vista geral da Cava do Germano.....	1
Foto 1.2 – Detalhe dos taludes erodidos de filito/itabirito da Cava do Germano.....	3
Foto 4.1 – Amostragem de bloco indeformado no fundo da Cava do Germano.....	56
Foto 4.2 – Detalhe do bloco indeformado no fundo da Cava do Germano.....	56
Foto 5.1 – Execução de ensaio pressiométrico na Cava do Germano.....	78
Foto 5.2 – Vista do equipamento de sondagem mista e preparo da lama bentonítica para o ensaio pressiométrico (furo 9A).....	78
Foto 5.3 – Calibração da sonda pressiométrica ao ar (pressão aplicada até 150kPa).....	80
Foto 5.4 – Utilização do trado manual para perfurar 1,5m para o primeiro ensaio com o pressiômetro.....	81
Foto 5.5 – Colocação da sonda pressiométrica no furo já executado.....	83
Foto 5.6 – Preparação da bentonita em tanque para aplicação no furo de sondagem	84
Foto 5.7 – Injeção da bentonita no furo de sondagem para a execução do Ensaio Pressiométrico.....	84
Foto 5.8 – Preparação do corte com lâmina wídia para aplicar o revestimento tipo HW...	85
Foto 5.9 – Conexão do suporte para instalar o revestimento tipo HW em profundidade, de forma a evitar acidentes com a sonda pressiométrica.....	85

LISTAGEM DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ν - Coeficiente de Poisson;

ε - Deformação específica circunferencial;

α - Fator reológico;

γ - Peso específico;

ϕ - Ângulo de Atrito do solo;

ϕ_M - Ângulo de Atrito Equivalente de Ménard;

σ_{ho} - Tensão horizontal total no repouso;

σ_{vo} - Tensão vertical total do solo;

σ_c - Pressão de pré-adensamento dos solos;

ΔP - Aumento de pressão na sonda pressiométrica;

ΔV - Variação volumétrica na sonda pressiométrica;

$\Delta V/V$ - Variação volumétrica específica;

a - Coeficiente de compressibilidade do pressiômetro;

E - Módulo de deformabilidade de Young;

$E_{1\%}$ - Módulo de deformabilidade do Ensaio Triaxial;

E_M - Módulo de deformabilidade de Ménard;

E_r - Módulo de deformabilidade pressiométrico no recarregamento;

G - Módulo cisalhante;

G_M - Módulo cisalhante pressiométrico de Ménard;

K - Coeficiente de permeabilidade do solo;

N_{SPT} - Índice do Ensaio tipo SPT;

P - Pressão aplicada à sonda;

P_1 - Pressão no início da fase pseudo-elástica da curva;

P_2 - Pressão no final da fase pseudo-elástica da curva;

P_e - Pressão de calibração da sonda ao ar;

P_{lida} - Pressão lida diretamente no ensaio;

P_{corr} - Pressão corrigida no ensaio;

P_h - Pressão hidráulica do sistema;

PAF - Pressiômetro Auto-Perfurante na França;

SBP - Pressiômetro Auto-Perfurante na Inglaterra;

PMT ou MPM - Pressiômetro de Ménard;

PIP - Pressiômetro Cravado;

SPT - “Standart Penetration Test”;

CPT - “Cone Penetration Test”;

DMT - Ensaio Dilatométrico de Marchetti;

PLT - “Loading Test”;

VT - “Vane Test”;

P_L - Pressão Limite Pressiométrica;

P_L^* - Pressão Limite Efetiva Pressiométrica;

S_u - Resistência ao cisalhamento não-drenada;

u - Poropressão;

V - Volume expandido;

V_1 - Volume no início do ensaio da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica;

V_2 - Volume no final do ensaio da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica;

V_{lido} - Volume lido diretamente no ensaio;

V_{corr} - Volume corrigido no ensaio;

V_c' - Volume expandido para a sonda entrar em contato com as paredes do tubo de aço;

V_s - Volume constante da célula central de medida da sonda;

Z - Profundidade;

K_o - Coeficiente de Empuxo no repouso;

m_v - Módulo volumétrico;

OCR - pressão de pré-adensamento;

C_u - Coeficiente de não uniformidade dos solos;

C_c - Índice de compressibilidade ou compressão;

C_v - Coeficiente de adensamento.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - Condicionantes Gerais e Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo a investigação geotécnica do material de fundação da pilha de rejeitos a ser instalada na Cava do Germano-SAMARCO Mineração, através da pesquisa com o Pressiômetro de Ménard (PMT), correlacionando os valores obtidos com resultados de ensaios SPT e ensaios de laboratório, obtidos a partir de amostras dos materiais de fundação.

A SAMARCO Mineração S.A. tem a sua unidade de lavra e beneficiamento do minério de ferro (Mina de Germano), situada na região conhecida como Quadrilátero Ferrífero, no município de Mariana/MG. A exploração do minério de ferro a céu aberto na região, a partir da lavra dos itabiritos da Formação Cauê, resultou em uma grande cava (dimensões 1,3km de comprimento, 800m de largura e 220m de altura), explorada por um período de 18 anos, delimitada por taludes de itabirito/filito, hoje em franco processo erosivo (foto 1.1).



Foto 1.1 - Vista geral da Cava do Germano.

Assim, o material estudado constitui-se de uma formação recente resultante de um processo de assoreamento de uma cava exaurida de mineração e constituída por um depósito de grande extensão e com cerca de 10,0m de espessura média.

Um detalhe de fundamental importância no projeto é a geometria e localização da correia transportadora do minério bruto da Mina de Alegria, que acompanha o contorno leste da base da cava, por uma extensão aproximada de 1,5km. Os custos envolvidos com a realocação desta linha de alimentação torna proibitiva a sua remoção imediata.

Os taludes da cava são compostos por itabiritos nas cotas inferiores dos mesmos e algumas feições remanescentes foram mantidas com o objetivo de atuar como contrafortes para os filitos superiores. Também há a presença, em pequena proporção, de solos lateríticos nas camadas de topo dos taludes.

Devido às intempéries que estes materiais sofreram ao longo dos anos, com destruição total ou parcial das bermas de equilíbrio, houve a formação de ravinas e zonas instáveis em todo o maciço (foto 1.2). Este processo resultou em intenso carreamento de material e assoreamento do fundo da cava, fator essencial em termos da avaliação de sua utilização ou não como camada de suporte da pilha de rejeitos (Gomes et al., 1999a).

De acordo com estudos topográficos da cava, a remoção total do material na zona da fundação da pilha comportaria um volume com cerca de 220.000,00m³, o que resultaria em custos elevados e um intenso programa de operações de terraplenagem (Gomes et al., 1999b).

Para a implantação da pilha, o conhecimento geotécnico do material da fundação da cava constitui um fator essencial no projeto, seja através de ensaios “in situ” como de laboratório, bem como do material a ser utilizado como rejeito de preenchimento da cava, visando uma estrutura estável, controlada, segura e duradoura, e de solução definitiva para este problema de engenharia.

Visando ao projeto executivo para o preenchimento da cava e necessitando de um melhor conhecimento das características de resistência/suporte/drenabilidade da fundação, propôs-se uma investigação de campo por meio de ensaios pressiométricos,

para complementação e melhor definição das características geotécnicas do material de fundação da futura pilha de rejeitos.



Foto 1.2 - Detalhe dos taludes erodidos de filito/itabirito da Cava do Germano.

1.2 - Programa das Atividades Desenvolvidas

Com o objetivo da caracterização do comportamento geotécnico do material assoreado, foram realizados estudos compreendendo análises de resultados de ensaios de campo e de laboratório.

Os ensaios de campo compreenderam ensaios pressiométricos e sondagens mistas e à percussão, com medidas de SPT.

Os ensaios pressiométricos foram executados com o Pressiômetro de Ménard, num total de 24 ensaios, sendo determinado o comportamento tensão-deformação-resistência do solo “in situ”.

Sondagens mistas e à percussão foram realizadas visando o conhecimento do perfil estratigráfico e a resistência (índice N_{SPT}) desta fundação.

Ensaio de laboratório foram executados com o material assoreado para amostras reconstituídas e indeformadas. Ensaio de caracterização, adensamento e triaxiais foram

executados com estas amostras, exceto o de cisalhamento direto, realizado apenas para a amostra reconstituída.

Com o objetivo de se avaliar as condições hidrogeológicas da fundação da cava, foram instalados 2 piezômetros duplos pneumáticos, com células localizadas a 5,0m abaixo e 5,0m acima do topo da camada de itabirito da fundação (inseridas no itabirito e na massa de material assoreado, respectivamente).

1.3 - Estruturação do Trabalho

A organização deste trabalho é apresentada a seguir, sendo o mesmo subdividido em 8 capítulos. Na introdução (capítulo 1) são explicitados a natureza e os objetivos do trabalho.

O segundo capítulo aborda os métodos mais convencionais de investigação geotécnica através de ensaios campo, apresentando as vantagens de cada um, incluindo os princípios gerais do ensaio pressiométrico.

O terceiro capítulo apresenta o desenvolvimento histórico e a evolução dos ensaios pressiométricos, os princípios básicos de sua interpretação e a análise dos resultados obtidos.

O quarto capítulo abrange os resultados dos ensaios de laboratório com o material de assoreamento e a investigação preliminar na área da cava.

O quinto capítulo descreve as etapas do programa experimental com o pressiômetro na cava. Faz-se a descrição do equipamento utilizado, métodos de execução do ensaio e descrição sucinta dos procedimentos de calibração.

No sexto capítulo, são processadas as análises dos resultados, envolvendo a interpretação dos ensaios de laboratório e de campo, bem como as correlações obtidas.

O sétimo capítulo sistematiza o comportamento esperado para a fundação estudada, com base nos estudos implementados e correlações estabelecidas.

Finalmente, no oitavo capítulo são apresentadas as conclusões desta pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CAMPO

2.1- Ensaio de Campo

Em busca de uma melhor caracterização geotécnica das condições do subsolo, novos equipamentos estão sendo desenvolvidos e o aperfeiçoamento de técnicas de investigações “in situ” têm sido, nas últimas décadas, uma tendência em todo o mundo.

A impossibilidade de obtenção de amostras indeformadas de campo (ex. solos arenosos) justifica a utilização de ensaios geotécnicos “in situ” para a estimativa das propriedades de comportamento dos materiais, além de eliminarem ou minimizarem os efeitos da perturbação por amostragem.

Como assinalou Wroth (1984), a medida que avança o conhecimento dos solos, cresce a percepção de que a retirada de amostras, o seu transporte e reconsolidação em laboratório, causam considerável alteração no comportamento tensão-deformação do material. Os ensaios de campo foram desenvolvidos para servir aos seguintes propósitos:

- investigação local, que é parte essencial ao processo de diagnóstico e identificação da estratigrafia do solo;
- medição de propriedades específicas dos solos e rochas “in situ”;
- controle de construção, de fundamental importância na realização de obras;
- monitoramento do desempenho e retroanálises, observando-se deslocamentos, poropressões, problemas de fluxo e possíveis incertezas de projeto.

Os ensaios geotécnicos de campo convencionalmente usados são: Sondagem à Percussão (SPT), Cone/Piezocone (CPT), Dilatômetro de Marchetti (DMT), Pressiômetro de Ménard (PMT), Pressiômetro Auto-Perfurante (SBP), Vane-Test (VT), Ensaio de Placa (PLT) e Sísmica Superficial (SS), que possibilitam a determinação de parâmetros a serem utilizados em projetos geotécnicos, tais como: ângulo de atrito interno do solo ϕ' , a resistência ao cisalhamento não drenada S_u , o módulo cisalhante G , o módulo E de deformabilidade de Young, o coeficiente de empuxo em repouso K_o .

e a razão de pré-adensamento OCR, cujo conhecimento “in situ” otimizará a utilização ou não dos solos como elementos componentes das estruturas civis e minimizará os custos envolvidos nas obras.

Como vantagens dos ensaios de campo podem ser citadas ainda as seguintes (Almeida, 1996):

- o solo é ensaiado em seu ambiente natural;
- as medidas são contínuas com a profundidade;
- é ensaiado um maior volume de solo;
- são geralmente mais rápidos que os ensaios de laboratório.

A escolha do tipo de ensaio mais adequado a cada obra deve ser compatível com as características do subsolo e as propriedades a serem medidas.

Aspectos básicos destas metodologias são expostas resumidamente a seguir, com ênfase maior nos ensaios pressiométricos, tratados no item 2.2.

A sondagem à percussão SPT (“Standart Penetration Test”) constitui a mais conhecida ferramenta de investigação em praticamente todo o mundo. Especialmente no Brasil, sendo um método direto de investigação, é utilizado de forma popular, rotineira e econômica, com as seguintes finalidades:

- estimar recalques de fundações;
- obter informações sobre o perfil do solo e parâmetros de resistência à penetração;
- servir como indicativo da densidade de solos granulares;
- identificar a consistência de solos coesivos, podendo até mesmo ser aplicado em rochas brandas.

Devido à simplicidade do equipamento, robustez, baixo custo e obtenção do valor N_{SPT} , que pode ser correlacionado a parâmetros geotécnicos obtidos em ensaios (de campo ou laboratório), através de propostas empíricas, há uma grande experiência acumulada na engenharia de fundações do Brasil.

Ensaio de cone ou piezocone (“Cone Penetration Test”) constituem-se em uso corrente na solução de problemas geotécnicos na Europa e América do Norte. No Brasil, seu uso é recente e com maior aplicação a problemas de depósitos de argilas moles, conforme Almeida (1996).

O ensaio de penetração de cone elétrico consiste na cravação no solo de um elemento cilíndrico com ponta cônica e medida contínua de resistência de ponta, atrito lateral, e poropressão; medidas estas utilizadas na estimativa de propriedades do solo. Quando o cone elétrico possui um sistema de medição de poropressão (transdutor de pressão e também um elemento poroso), é denominado de piezocone (CPTU). Como importantes aplicações deste ensaio podem ser determinados (Schnaid et al., 1998):

- resistência ao cisalhamento não-drenada S_u ;
- módulos de deformabilidade;
- história de tensões;
- parâmetros de adensamento;
- definição da estratigrafia do solo local, através da interpretação dos resultados contínuos de poropressão e de resistência de ponta.

O Dilatômetro (DMT) foi desenvolvido na Itália por S.Marchetti, em 1986, e tem sido genericamente aplicado a depósitos de solo no mundo. Este ensaio vem sendo utilizado no Brasil em argilas moles com excelente repetibilidade de resultados.

O ensaio consiste na aplicação de pressões para deformações pré-definidas em uma lâmina de aço, com uma membrana circular expandível montada em uma das faces. As pressões correspondem à deslocamentos e ao fechamento da membrana. A lâmina é conectada, através de um tubo eletro-pneumático, à unidade de controle na superfície. Pode-se obter índices para a estimativa dos seguintes parâmetros de solos, segundo Marchetti (1998):

- módulo dilatométrico;
- resistência não-drenada S_u (argilas);
- estratigrafia dos solos;
- cálculo de recalques;
- controle da compactação;
- curva P-y para estacas carregadas lateralmente;
- superfícies potenciais de ruptura em taludes;
- OCR e K_o em argilas;
- potencial de liquefação em areias;

- coeficiente de consolidação e permeabilidade (argilas);
- ângulo de atrito em areias.

O Ensaio de Palheta ou “Vane Test” (VT) é tradicionalmente utilizado na determinação da resistência de depósitos de argilas moles (Wroth, 1984). O ensaio utiliza uma palheta de seção cruciforme que, quando cravada em argilas moles saturadas, é submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação, em condições não-drenadas. O ensaio apresenta dois modelos: o elétrico (EVT-2000) e o mecânico (Nilcon). Os seguintes parâmetros podem ser avaliados mediante esta sistemática de ensaio (Schnaid et al., 1998):

- valor da resistência ao cisalhamento não-drenada S_u em depósitos de argila mole;
- sensibilidade das argilas;
- história de tensões do solo, indicada pelo perfil de OCR.

O ensaio de placa (PLT), também chamado de prova de carga em placa, constitui-se em uma das melhores maneiras para se determinar as características de deformação dos solos. O ensaio é realizado aplicando-se cargas da ordem de 5 a 10% da carga de ruptura prevista. Os recalques são lidos em função do tempo. No Brasil, é comum a utilização de placas circulares rígidas como elementos de transferência das cargas ao terreno analisado.

A sísmica superficial (SS), com aplicação muito restrita no Brasil, mas de notável aceitação no meio geotécnico internacional, viabiliza a caracterização do subsolo através de métodos geofísicos, possibilitando a determinação de propriedades de deformabilidade dos materiais estudados. É um ensaio realizado em uma grande escala e alta velocidade de execução, permitindo mapeamentos de áreas abrangentes, sendo ideal quando conjugado com outros métodos de campo.

2.2- Ensaio Pressiométrico

O ensaio pressiométrico surgiu na França, em 1955, fruto da inspiração e tenacidade do Engenheiro francês Louis Ménard e consiste basicamente em um processo de dilatação radial de uma sonda cilíndrica no interior do solo, obtendo-se a relação

entre a pressão aplicada, segundo um programa de carregamento, e o deslocamento da parede do furo pela expansão desta sonda.

No Brasil, os ensaios pressiométricos foram introduzidos quase que simultaneamente pela PUC-Rio (PMT) e IPT (PMT e SBP), no final da década de 70. Sua utilização é ainda bastante restrita e poucos institutos de pesquisa e universidades detêm a tecnologia adequada à sua execução e interpretação (PUC-Rio, IPT, UnB, UFRGS, UFPB, COPPE, UFV e UFOP).

As principais vantagens do ensaio pressiométrico podem ser sintetizadas nas seguintes:

- utilização de um dispositivo simples, de fácil operação, calibração e transporte;
- eliminação de problemas localizados de fissuras e heterogeneidade, pois envolve um volume de solo considerável durante o ensaio;
- utilização direta dos resultados na previsão do desempenho de fundações;
- realização do ensaio em quase todos os tipos de solos e também em rochas brandas;
- comparações diretas de resultados e experiências, por ser um ensaio padronizado;
- possibilidade de determinação confiável de parâmetros dos solos, tais como: o módulo de elasticidade de Ménard (E_M), a pressão limite ou de ruptura (P_L), o estado de tensão em repouso do solo (σ_{ho}), a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u , o ângulo de atrito equivalente de Ménard (ϕ_M).

O equipamento, mostrado esquematicamente na Figura 2.1, é constituído basicamente por 4 componentes:

- uma unidade de controle de pressão-volume (CPV) que permanece na superfície. Esta unidade apresenta os componentes necessários à pressurização incremental da sonda e ao monitoramento das pressões (medidos nos manômetros) e deformações subseqüentes da parede da cavidade por meio de um volumímetro. As suas dimensões padrão são 86cm x 34cm x 18cm;
- uma garrafa de gás Nitrogênio para transmissão das pressões ao controle de pressão-volume (CPV) durante o ensaio;
- uma sonda constituída por um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes formadas por duas membranas de borracha superpostas. A interna, que limita a

célula central de medição é chamada simplesmente de membrana; enquanto que a externa que também cobre as células de guarda é chamada de bainha. As células podem expandir-se radialmente, aplicar pressões nas paredes da cavidade e acompanhar o deslocamento dessas paredes para fora. A célula central é preenchida com água destilada procedente do volumímetro incluído na CPV. As células de guarda são preenchidas com gás comprimido;

- uma tubulação coaxial, com diâmetro externo de 11mm que liga a sonda à CPV.

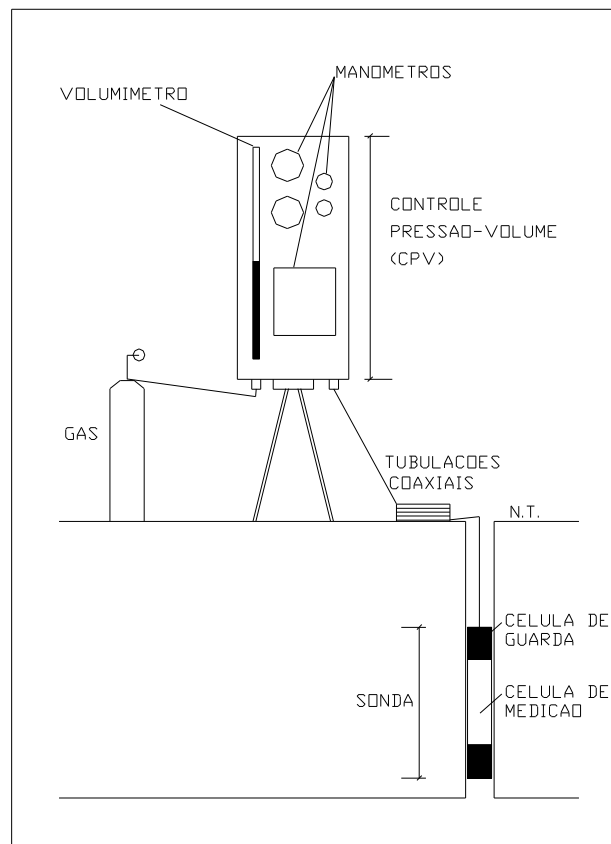


Figura 2.1 - Representação esquemática do Pressiômetro de Ménard (modelo GA).

O ensaio pressiométrico constitui-se de uma ferramenta eficaz para a determinação de parâmetros constitutivos tanto em solos residuais (Bosch, 1996) como em depósitos de argilas moles (Cavalcante, 1997).

2.3- Aplicabilidades dos ensaios “in situ”

A necessidade de implementação de projetos de grande porte e com especificidades geotécnicas cada vez mais complexas, tem exigido investigações de campo bastante detalhadas e abrangentes. Neste contexto, a integração entre diferentes técnicas de ensaios “in situ” tem sido buscada em diversos projetos (item 3.8).

A partir destes conjuntos de dados de origens diferenciadas, a obtenção dos parâmetros geotécnicos de projeto tem sido estabelecida com base em inúmeras correlações. Neste sentido, é importante o conhecimento prévio sobre as eventuais limitações e campos de aplicabilidade das diferentes metodologias disponíveis.

Os potenciais de aplicabilidade dos métodos de investigação geotécnica “in situ” mais usuais estão resumidos na tabela 2.1 (Wroth, 1984), sendo A: alta aplicabilidade; B: moderada aplicabilidade e C: limitada aplicabilidade.

Ensaio De Campo	Natureza do Solo	Perfil do solo	Ângulo de atrito (ϕ)	Resist. não drenada (S_u)	Poro- pressão (u)	OCR	Módulo Elástico (E)	Permeabi- lidade K
Sondagem à percussão (SPT)	B	B	C	C	-	-	-	-
Cone (CPT)	B	A	C	B	-	C	B	-
Dilatômetro (DMT)	B	A	C	B	-	B	B	-
Pressiômetro Ménard (PMT)	B	B	B	B	-	C	B	-
Pressiômetro Auto- perfurante (SBP)	B	B	A	A	A	A	A	B
Ensaio de Palheta (VT)	B	C	-	A	-	B	-	-
Ensaio de Placa (PLT)	C	C	B	C	-	B	A	C
Sísmica superficial. (SS)	C	C	-	-	-	-	A	-

Tabela 2.1 – Aplicabilidade dos ensaios geotécnicos de campo (Wroth, 1984).

Em termos deste potencial, o ensaio de campo mais completo e de maior aplicabilidade seria os ensaios com pressiômetros auto-perfurantes (SBP).

O ideal é que correlações entre os ensaios de campo sejam determinadas, visando o melhor conhecimento dos solos estudados e possibilitando o uso de parâmetros mais realistas nos projetos geotécnicos.

CAPÍTULO 3

ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS: PRINCÍPIOS, INTERPRETAÇÃO, ANÁLISE E CORRELAÇÃO DOS RESULTADOS

3.1- Histórico

Em 1933, um Engenheiro alemão chamado Kögler descreveu um equipamento por ele inventado no ano de 1930, que media as propriedades de deformação do solo “in situ”, através da aplicação de pressões radiais numa cavidade cilíndrica, conforme Baguelin et al. (1978). Este instrumento era composto de uma sonda cilíndrica de 125cm de comprimento por 10cm de diâmetro, cujas extremidades eram fixadas por um disco metálico (figura 3.1). A sonda era inflada em um furo de sondagem, injetando-se gás sob pressão. A distribuição de tensões no solo pela sonda era muito simples e insuficiente para obter-se o equilíbrio destas tensões, logo, tornou-se impossível a interpretação dos seus resultados.

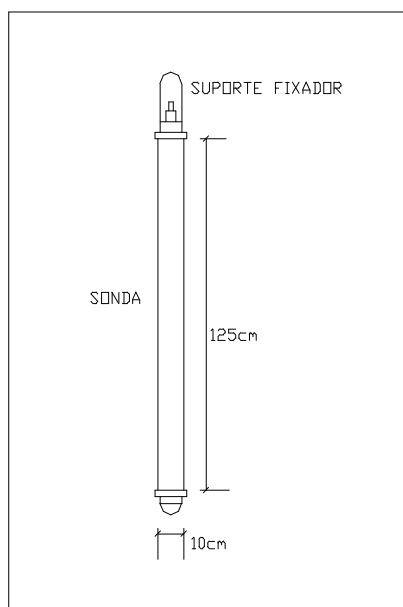


Figura 3.1 - Representação esquemática da primeira sonda pressiométrica, desenvolvida por Kögler em 1930 (Baguelin et al., 1978).

Em 1955, um Engenheiro Francês chamado Jean-Louis Ménard desenvolveu o primeiro protótipo do equipamento denominado de pressiômetro. Este instrumento se diferenciava do idealizado por Kögler, uma vez que a sonda era composta por três câmaras independentes uma da outra, as quais aplicavam a mesma pressão ao solo, em vez de uma câmara central única.

Logo, a condição de deformação plana era satisfeita, pois as câmaras das extremidades protegiam a central dos efeitos de ponta ou extremidade, causados pelo comprimento finito do instrumento, sendo conhecidas como “células de guarda”. O aparelho foi produzido pela firma do próprio Ménard e já por volta de 1957 era comercializado e posto em uso na França (figura 3.2).

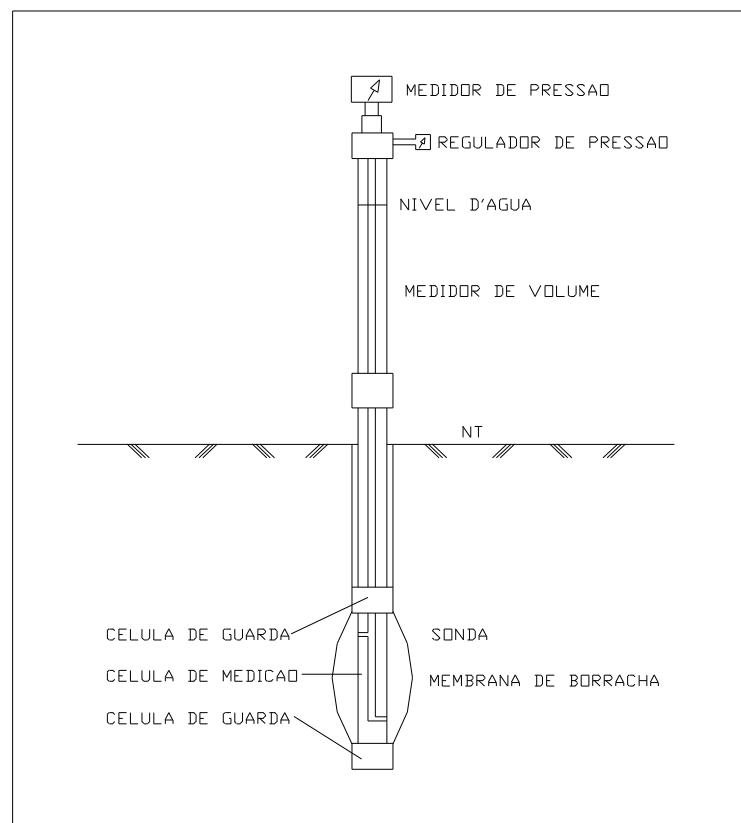


Figura 3.2 - Esquema do pressiômetro desenvolvido por Ménard em 1957 (Baguelin et al., 1978).

A célula de medição era preenchida com água, de forma que o aumento de volume pudesse ser determinado medindo-se o volume de água injetado na sonda. Sendo o núcleo da sonda de aço, qualquer variação volumétrica correspondia a uma variação no diâmetro da célula de medição. Como não interessava medir variações volumétricas nas células de guarda, estas eram preenchidas com gás para simplificar a metodologia do ensaio.

O estado plano de deformações induzido pela célula de medição possibilita a interpretação racional do ensaio pressiométrico, utilizando-se a Teoria de Expansão da Cavidade de Lamé (1852) no cálculo do módulo elástico.

De 1957 até hoje, muitas modificações foram introduzidas no equipamento e outras versões foram aprimoradas e aperfeiçoadas.

Embora os pressiômetros partam do mesmo princípio teórico para a interpretação dos resultados, eles diferem basicamente quanto à forma da sonda (sonda unicelular ou tricelular) e do seu processo de instalação no solo (pré-furo, auto-perfurante ou inseridos diretamente), além do modo de execução do ensaio (ensaio de deformação ou tensão controlada).

3.2- Tipos de Pressiômetros

Segundo a maneira pela qual os pressiômetros são inseridos no terreno, eles são agrupados em três categorias (Wood e Mair, 1987):

- PMT (Pressiômetros Ménard): para ensaios em furos previamente escavados;
- SBP (“Selfboring Pressuremeter”) ou PAF (“Pressiomètre Autoforeur”) : pressiômetros auto-perfurantes;
- PIP (“Push in Pressuremeters”): pressiômetros cravados.

Segundo Ortigão et al. (1996), dois tipos de pressiômetros são mais utilizados internacionalmente: o Pressiômetro de Ménard (PMT) e o Pressiômetro Auto-Perfurante (PAF, na França ou SBP, na Inglaterra), desenvolvidos por volta de 1956 e 1970, respectivamente. Para pavimentação, destaca-se o Pressiômetro de Briaud (fabricado

pela ROCTEST), nos Estados Unidos com o nome de Pressiômetro Pencil, e também por outras firmas francesas. Pressiômetros cravados (PIP) são pouco utilizados.

Os ensaios realizados com pressiômetros auto-perfurantes, tipo PAF ou SBP são mais vantajosos que os PMT pelo fato de perturbarem menos o terreno. Entretanto o pressiômetro auto-perfurante é um equipamento caro, de operação complexa e só perfura materiais desagregáveis. Estes tipos são descritos a seguir e a síntese da evolução histórica destes dispositivos é indicada na tabela 3.1.

ANO	PAÍS	PRESSIÔMETRO DESENVOLVIDO
1933	Alemanha	- Kögler: Sonda Unicelular
1957	França	- Ménard: Sonda Tricelular - PMT: 1 MPa e até 12,0m de prof.
1959	França	- PMT: tubo aberto e condutor coaxial
1960 1970	França	- Auto-perfurante - PMT-G: 5/10 MPa, prof. ilimitada
1971	Japão Inglaterra	- ELASTMETER 100: 10 MPa e LVDT - CAMKOMETER (SBP): Cambridge
1975	Inglaterra	- Inserção Direta (PIP)
1977	Inglaterra	- STRESSPROBE/BRE: Trabalhos “offshore”
1978	Canadá Brasil França	- PENCELL: pavimentação - PUC/RJ: nova versão PMT - LCPC (PIP): trabalhos “offshore”
1980	Inglaterra	- ELASTMETER 200: 20 MPa, Cambridge
1982	França	-TEXAM: auto-perfurante - LCPC: presso-penetrômetro

Tabela 3.1 - Evolução histórica dos pressiômetros (Briaud, 1992).

3.2.a - Pressiômetros para ensaios em furos previamente escavados (PMT):

Estes pressiômetros são inseridos num furo escavado antes da realização do ensaio. São aplicados a quaisquer solos e a rochas brandas, desde que os métodos de preparação não perturbem muito a execução do furo.

Podem ser separados em dois subgrupos, conforme o modo de medição do deslocamento radial da sonda (Wood e Mair, 1987):

- Subgrupo 1: são os pressiômetros que utilizam sistemas de medição volumétrica para determinar o deslocamento da membrana por efeito da pressão aplicada. Esta categoria engloba o Pressiômetro de Ménard (PMT), o pressiômetro desenvolvido no Japão (LLT) e o Pressiômetro de Briaud (ensaio de pavimentos);
- Subgrupo 2: são pressiômetros cujas sondas permitem a medição direta de deslocamentos. A primeira sonda deste tipo foi desenvolvida no Japão, em 1971. Nos anos 80 a Inglaterra desenvolveu um sistema de regime de tensão controlada.

3.2.b - Pressiômetro Auto-perfurante (PAF e SBP):

Foi desenvolvido na França nos anos 60, com o objetivo de minimizar os efeitos de perturbação provocados ao solo durante a escavação do furo, cuja importância era fundamental em ensaios de campo. Nos anos 70, a Inglaterra aperfeiçoou este modelo de pressiômetro. A sonda foi munida de um medidor de poropressão, o qual permite a avaliação destas características no solo investigado.

Na conceituação de Wood e Mair (1987), os pressiômetros auto-perfurantes são em essência máquinas em miniatura para escavação de túneis, que são continuamente “macaqueadas” para o interior do solo. O solo deslocado pelo dispositivo entra em uma sapata cortante giratória, onde é fragmentado em pequenos pedaços e depois conduzido por um fluxo de água à superfície.

Nas últimas décadas, os pressiômetros auto-perfurantes têm evoluído até se tornarem uma ferramenta fundamental para determinação “in situ” da pressão lateral total, da resistência ao cisalhamento e das características de adensamento de solos e rochas brandas (Schnaid et al., 1994).

3.2.c - Pressiômetro Cravado (PIP):

Estes pressiômetros são inseridos no terreno de forma forçada, antes da realização do ensaio de expansão, sem qualquer pré-escavação (Schnaid et al., 1994).

O objetivo deste tipo de pressiômetro é a recuperação (cilindro oco) de uma elevada porcentagem da massa de solo dentro da qual é empurrado, reduzindo a perturbação no solo circundante. São muito utilizados para trabalhos do tipo “offshore”.

3.3- Teoria da Expansão de Cavidade

A Teoria da Expansão de Cavidade Cilíndrica (figura 3.3) na massa de solo faz parte da interpretação teórica do ensaio pressiométrico, através do uso adequado de conceitos fundamentais das Teorias da Elasticidade (Lamé, 1852) e da Plasticidade (Bishop et al., 1945), citados por Baguelin et al. (1978), e utilizada na determinação de parâmetros de deformabilidade, resistência e até fluxo.

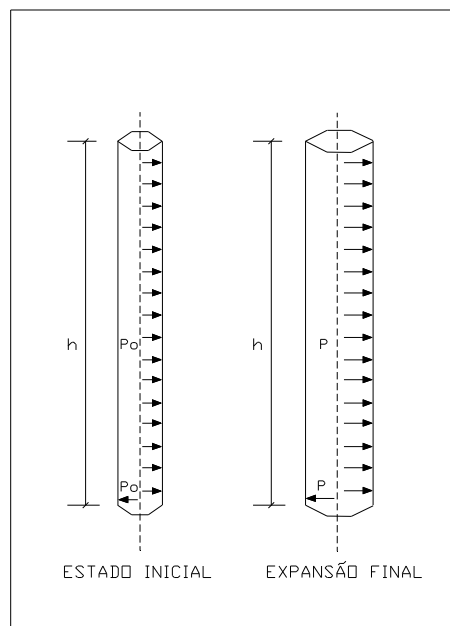


Figura 3.3 - Esquema da expansão da cavidade cilíndrica (Baguelin et al., 1978).

A expressão da Lei de Hooke expressa em coordenadas polares, é dada por (figura 3.4), supondo o solo isótopo e homogêneo, sendo ν o coeficiente de Poisson (valor a ser estimado, sendo de pequena influência no valor do módulo pressiométrico) e V_o o volume inicial da célula da sonda de medição, quando esta atinge aproximadamente o estado de tensões iniciais, antes da abertura do furo de sondagem.

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} [\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)] \quad (3.1.a)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} [\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)] \quad (3.1.b)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)] \quad (3.1.c)$$

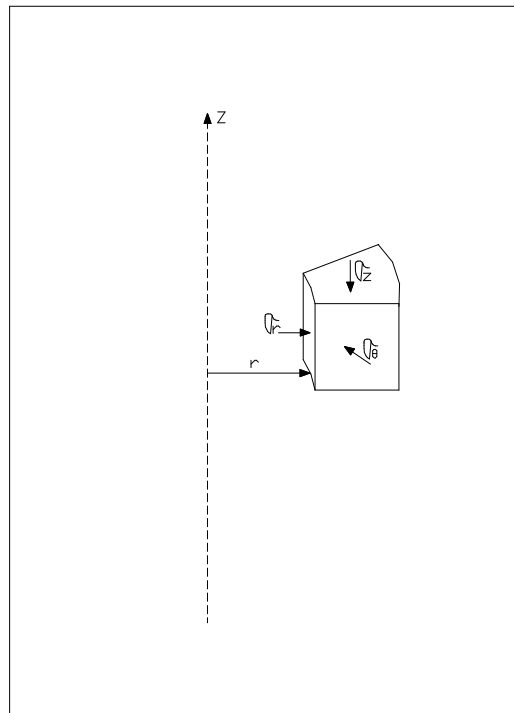


Figura 3.4 - Elemento de solo em simetria cilíndrica (Baguelin et al., 1978).

Supondo-se que nas imediações do ensaio pressiométrico reine condições de deformação plana, resulta que:

$$\varepsilon_z = 0$$

e, portanto, de (3.1.c), vem:

$$\sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (3.2)$$

Usando (3.2) junto as equações (3.1.a) e (3.1.b), e eliminando σ_z , vem:

$$E\varepsilon_r = \{[\sigma_r - \nu[\sigma_\theta + \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)]]\}$$

\therefore

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} \{ \sigma_r - \nu\sigma_\theta - \nu^2\sigma_r - \nu^2\sigma_\theta \}$$

ou

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} \{ (1 - \nu^2)\sigma_r - \nu(1 + \nu)\sigma_\theta \} \quad (3.3.a)$$

similarmente, tem-se:

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} \{ (1 - \nu^2)\sigma_\theta - \nu(1 + \nu)\sigma_r \} \quad (3.3.b)$$

As componentes da deformação específica em coordenadas polares são dadas a seguir, sendo que r é a distância radial do ponto e u é a distância que a ponto se moveu:

$$\varepsilon_r = -\frac{d_u}{d_r} \quad (3.4.a)$$

$$\varepsilon_{\theta} = -\frac{u}{r} \quad (3.4.b)$$

Das equações (3.3) e (3.4), tem-se que:

$$\frac{1}{E} \left\{ (1-\nu^2)\sigma_r - \nu(1+\nu)\sigma_{\theta} \right\} = -\frac{d_u}{d_r} \quad (3.5.a)$$

$$\frac{1}{E} \left\{ (1-\nu^2)\sigma_{\theta} - \nu(1+\nu)\sigma_r \right\} = -\frac{u}{r} \quad (3.5.b)$$

Das equações (3.5.a) e (3.5.b), σ_r pode ser expressa por:

$$\sigma_r = \frac{1}{(1-\nu^2)} \left[-E \frac{d_u}{d_r} + \nu(1+\nu)\sigma_{\theta} \right] \quad (3.6.a)$$

ou

$$\sigma_r = \frac{-1}{\nu(1+\nu)} \left[-E \frac{u}{r} - (1-\nu^2)\sigma_{\theta} \right] \quad (3.6.b)$$

Igualando as equações (3.6.a) e (3.6.b):

$$\frac{1}{(1-\nu^2)} \left[-E \frac{d_u}{d_r} + \nu(1+\nu)\sigma_{\theta} \right] = \frac{-1}{\nu(1+\nu)} \left[-E \frac{u}{r} - (1-\nu^2)\sigma_{\theta} \right]$$

Desenvolvendo a relação acima, tem-se que:

$$\frac{\nu(1+\nu)}{(1-\nu^2)} \sigma_{\theta} - \frac{1-\nu^2}{\nu(1+\nu)} \sigma_{\theta} = E \frac{d_u}{d_r} \frac{1}{(1-\nu^2)} + \frac{1}{\nu(1+\nu)} E \frac{u}{r}$$

$$\frac{\nu(1+\nu)\nu(1+\nu) - (1-\nu^2)(1-\nu^2)}{(1-\nu^2)\nu(1+\nu)} \sigma_\theta = E \left[\frac{d_u}{d_r} \frac{1}{(1-\nu^2)} + \frac{u}{r} \frac{1}{\nu(1+\nu)} \right]$$

então:

$$\sigma_\theta = E \left[\frac{d_u}{d_r} \nu(1+\nu) + \frac{u}{r} (1-\nu^2) \right] / \left[\nu(1+\nu)\nu(1+\nu) - (1-\nu^2)(1-\nu^2) \right]$$

ou

$$\sigma_\theta = E \left[\frac{d_u}{d_r} \nu + \frac{u}{r} (1-\nu) \right] / \left[\nu^2(1+\nu) - (1-\nu^2)(1-\nu) \right]$$

Separando os termos e desenvolvendo, vem:

$$\sigma_\theta = \frac{\nu E d_u / d_r}{\nu^2(1+\nu) - (1-\nu^2)(1-\nu)} + \frac{E(1-\nu)u/r}{\nu^2(1+\nu) - (1-\nu^2)(1-\nu)}$$

$$\sigma_\theta = \frac{\nu E d_u / d_r}{\nu^2 + \nu^3 - (1-\nu^2 - \nu + \nu^3)} + \frac{E(1-\nu)u/r}{\nu^2 + \nu^3 - (1-\nu^2 - \nu + \nu^3)}$$

∴

$$\sigma_\theta = \frac{\nu E d_u / d_r}{-1 + 2\nu^2 + \nu} + \frac{E(1-\nu)u/r}{-1 + \nu + 2\nu^2}$$

∴

$$\sigma_{\theta} = \frac{vE \frac{d_u}{d_r}}{-(1+v)(1-2v)} + \frac{E(1-v) \frac{u}{r}}{-(1+v)(1-2v)}$$

∴

e, finalmente, encontramos a seguinte relação:

$$\sigma_{\theta} = \frac{-E}{(1+v)(1-2v)} \left[v \frac{d_u}{d_r} + \frac{u}{r} (1-v) \right] \quad (3.7.a)$$

substituindo o valor de σ_{θ} encontrado em (3.7.a), na equação (3.6.a), vem:

$$\sigma_r = \frac{1}{(1-v^2)} \left\{ -E \frac{d_u}{d_r} + v(1+v) \left[\frac{-E}{(1+v)(1-2v)} \left(v \frac{d_u}{d_r} + \frac{u}{r} (1-v) \right) \right] \right\}$$

$$\sigma_r = \frac{-E}{(1-v^2)} \frac{d_u}{d_r} + \frac{v}{(1-v^2)} \left[\frac{-E}{(1-2v)} \left(v \frac{d_u}{d_r} + (1-v) \frac{u}{r} \right) \right]$$

$$\sigma_r = \frac{-E}{(1-v^2)} \frac{d_u}{d_r} - \frac{Ev}{(1-v^2)(1-2v)} \left[v \frac{d_u}{d_r} + (1-v) \frac{u}{r} \right]$$

∴

$$\sigma_r = \frac{-E}{(1-v^2)} \left[\frac{d_u}{d_r} + \frac{v}{(1-2v)} \frac{d_u}{d_r} + \frac{u}{r} \frac{v(1-v)}{(1-2v)} \right]$$

∴

$$\sigma_r = \frac{-(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-\nu)} \left[\frac{(1-\nu)}{(1-2\nu)} \frac{d_u}{d_r} + \frac{u}{r} \frac{\nu}{(1-2\nu)} \right]$$

então, finalmente, obtêm-se:

$$\sigma_r = \frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu) \frac{d_u}{d_r} + \nu \frac{u}{r} \right] \quad (3.7.b)$$

A equação geral e clássica de equilíbrio em coordenadas polares é:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} + R = 0 \quad (3.8)$$

Como se trata de um problema de deformação de um cilindro e considerando-se que a hipótese de deformação plana, a equação se transforma em:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3.9)$$

Substituindo as equações (3.7) na equação de equilíbrio dada por (3.9), vem:

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial r} \frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu) \frac{d_u}{d_r} + \nu \frac{u}{r} \right] + \\ & + \left[\frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu) \frac{d_u}{d_r} + \nu \frac{u}{r} \right] \right] / r - \end{aligned}$$

$$-\left[\frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[\nu \frac{d_u}{d_r} + (1-\nu) \frac{u}{r} \right] \right] / r = 0$$

ou

$$\begin{aligned} & \frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} (1-\nu) \frac{d_u^2}{dr^2} + \left[\frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \nu \left[\frac{u}{r^2} + \frac{1}{r} \frac{d_u}{d_r} \right] \right] + \\ & + \frac{1}{r} \frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu) \frac{d_u}{d_r} + \frac{u}{r} \nu \right] - \\ & - \frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[\nu \frac{d_u}{d_r} + (1-\nu) \frac{u}{r} \right] = 0 \end{aligned}$$

Rearranjando os termos, resulta que:

$$(1-\nu) \frac{d_u^2}{d_r^2} - \frac{\nu u}{r^2} + \frac{\nu}{r} \frac{d_u}{d_r} + \frac{(1-\nu)}{r} \frac{d_u}{d_r} + \frac{u}{r^2} \nu - \frac{\nu}{r} \frac{d_u}{d_r} - (1-\nu) \frac{u}{r^2} = 0$$

\therefore

$$\frac{d_u^2}{d_r^2} + \frac{1}{r} \frac{d_u}{d_r} - \frac{u}{r^2} = 0$$

ou, finalmente:

$$r^2 \frac{d_u^2}{d_r^2} + r \frac{d_u}{d_r} - u = 0 \tag{3.10}$$

Na solução da equação diferencial, por mudanças de variáveis: $r = e^t$

$$d_r = e^t \cdot d_t$$

\therefore

$$d_r^2 = e^{2t} \cdot d_t^2$$

Substituindo as expressões acima, na equação (3.10), dará:

$$\frac{e^{2t} \cdot d_u^2}{e^{2t} \cdot d_t^2} + e^t \cdot \frac{d_u}{e^t \cdot d_t} - u = 0$$

ou

$$\frac{d_u^2}{d_t^2} + \frac{d_u}{d_t} - u = 0 \tag{3.11}$$

A solução desta nova equação diferencial, obtida por substituição de variáveis, é direta e dada por:

$$u = C_1 \cdot e^{-mt} + C_2 \cdot e^{-m2t}$$

mas,

$t = \log r$, logo:

$$u = A \cdot e^{-t} + B \cdot e^{+t}$$

∴

$$u = \frac{A}{r} + B.r \quad (3.12)$$

que é a solução da equação transformada.

As condições de contorno são dadas por:

$u = 0$ quando $r = \infty$, então $B = 0$.

$u = u_0$ quando $r = R$, então $A = u_0 \cdot R$

Sendo $B = 0$, tem-se que:

$$u = \frac{A}{r} e \frac{d_u}{d_r} = -\frac{A}{r^2} \quad (3.13.a)$$

Pelas equações (3.13) e (3.7.b), chega-se a:

$$\sigma_r = \frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-\nu) - \frac{A}{r^2} + \frac{A}{r^2} \nu \right]$$

∴

$$\sigma_r = \frac{-E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[-\frac{A}{r^2} + \frac{A}{r^2} \nu + \frac{A}{r^2} \nu \right]$$

ou

$$\sigma_r = \frac{+E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[(1-2\nu) \frac{A}{r^2} \right]$$

ou finalmente:

$$\sigma_r = \frac{E}{(1+\nu)} \frac{A}{r^2} \quad (3.13.b)$$

então:

$$A = \frac{\sigma_r r^2}{E} (1+\nu) \quad (3.14)$$

Substituindo a equação (3.14) na relação $u = \frac{A}{r}$ (relação 3.12 com B = 0) vem:

$$u = \frac{\sigma_r r}{E} (1+\nu) \quad (3.15)$$

Na parede do furo, onde $r = R$, tem-se que:

$$u_r = \frac{\sigma_r R}{E} (1+\nu) \quad (3.16)$$

Durante o ensaio pressiométrico, há um acréscimo de pressão na célula de medição ($\Delta\sigma_r$) correspondente à um alargamento das paredes do furo (Δu_r), portanto:

$$\Delta u_r = \frac{\Delta\sigma_r R}{E} (1+\nu) \quad (3.17)$$

∴

$$E = \frac{\Delta\sigma_r R}{\Delta u_r} (1+\nu) \quad (3.18)$$

O volume inicial da célula de medição é:

$$V_o = \pi.R^2.h \quad (3.19)$$

Após a aplicação de um acréscimo de pressão, a variação de volume será dada por:

$$\Delta V = V_f - V_i = \pi(R + \Delta u_r)^2 h - \pi R^2 h$$

ou

$$\Delta V = 2\pi R \Delta u_r h + \pi \Delta u^2 h$$

Sendo Δu um infinitesimal, seu valor elevado ao quadrado será um infinitesimal de segunda ordem, podendo, portanto, ser o termo desprezado na expressão de ΔV .

Então:

$$\Delta V = 2\pi R \Delta u_r h \quad (3.20)$$

Reescrevendo-se a relação (3.18), multiplicando-se e dividindo-se a relação por $2\pi R \Delta u_r h$, vem:

$$E = \frac{\Delta \sigma_r 2\pi R h}{\Delta u_r 2\pi R h} R(1 + \nu) \quad (3.21)$$

Substituindo as relações (3.19) e (3.20) em (3.21), resulta que:

$$E = \frac{\Delta \sigma_r 2V_o}{\Delta V} (1 + \nu)$$

ou

$$E = 2(1 + \nu)V_o \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta V} \quad (3.22)$$

que é a expressão usada por para o cálculo do Módulo Pressiométrico, de acordo com Gibson e Anderson (1961).

A relação $\frac{\Delta\sigma_r}{\Delta V}$ representa o coeficiente angular do trecho linear elástico da curva pressão-volume do ensaio.

Em 1852, Lamé estabeleceu uma relação entre o módulo cisalhante G e a variação volumétrica específica $\Delta V/V$, em regime de pequenas deformações, tal que:

$$G = \frac{\Delta P}{\Delta V/V} = \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta V/V} \quad (3.23)$$

sendo ΔV a variação volumétrica da sonda sob um acréscimo de pressão $\Delta P = \Delta\sigma_r$, e V o volume inicial da sonda acrescido do volume médio expandido.

Uma vez que o volume da cavidade se modifica ao longo do trecho linear-elástico, adota-se o seu valor médio (ponto médio do segmento AB da figura 3.7). Neste caso, obtém-se o chamado módulo cisalhante pressiométrico dado por:

$$G_M = V_m \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta V} \quad (3.24)$$

E, analogamente, o módulo pressiométrico de Ménard (E_M) pode ser obtido em função de G_M , tomando-se $V_o = V_m$ na relação (3.22), tal que:

$$E_M = 2(1 + \nu)V_m \frac{\Delta\sigma_r}{\Delta V} = 2(1 + \nu)G_M \quad (3.25)$$

Para um valor médio de $\nu=0,33$; resulta:

$$E_M = 2,66.G_M \quad (3.26)$$

Os valores do módulo de Ménard tendem a ser geralmente baixos se comparados com os obtidos através de outros ensaios de campo (Wroth, 1984). Este fato está relacionado ao elevado nível de deformações cisalhantes observadas durante o ensaio pressiométrico.

3.4- Padronização e Normalização

A ASTM (American Society for Testing and Materials) vem desenvolvendo uma proposta de padronização dos ensaios pressiométricos. Em setembro de 1987, a ASTM publicou a edição corrente de normalização do método, sob a designação D 4719-87. A publicação refere-se somente para pressiômetros do tipo Ménard.

Esta norma inclui procedimentos de abertura do furo de sondagem, inserção da sonda e realização de ensaios pressiométricos tanto em solos granulares como coesivos, mas não inclui ensaios a alta pressão em rocha.

Em dezembro de 1989, foi homologada a Norma Francesa (NF P94-110-6) para ensaios pressiométricos a serem realizados com sondas tricelulares e de pressão controlada. A norma define os termos empregados, fixa o modo de execução dos ensaios e fornece o método de cálculo dos diferentes parâmetros envolvidos neste ensaio.

3.5- Procedimentos de Calibração

Antes da realização do ensaio, o pressiômetro de Ménard deve ser calibrado de modo a compensar possíveis perdas de pressão e volume do sistema, conforme as especificações da ASTM (1987) e NF (1989).

As perdas de pressão ocorrem devido a rigidez da sonda. Nas leituras obtidas durante os ensaios, estão incluídas também as pressões necessárias para expandir o material da sonda (membrana e bainha), as quais devem ser reduzidas para obter-se a pressão real aplicada no solo.

De forma a compensar este efeito, procede-se a um ensaio de expansão com a sonda na posição vertical e na pressão atmosférica, fazendo coincidir a cota do centro da célula de medição com a cota do manômetro do pressiômetro.

Aplicam-se incrementos iguais de pressões, fazendo-se as leituras de volume a 60 segundos após cada carregamento. Traça-se, a seguir, a curva de calibração, expressa em termos de pressão versus volume (figura 3.5).

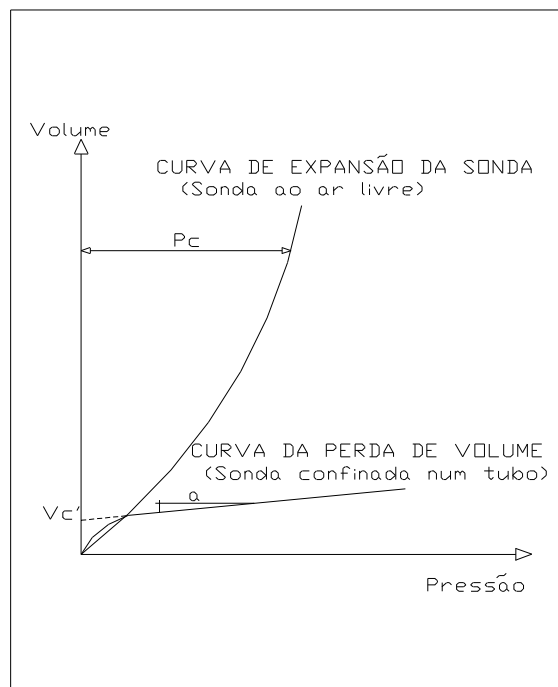


Figura 3.5 - Esboço das curvas de calibração do aparato pressiométrico (ASTM D-4719,1987).

As perdas volumétricas são causadas pela expansão da tubulação e pela compressibilidade da membrana de borracha da sonda.

As calibrações são feitas pela pressurização da sonda dentro de um tubo de aço e pelos registros das variações volumétricas dos vários incrementos de carga. O volume corrigido (que é a perda de volume) deve ser deduzido a partir dos volumes medidos durante o teste.

Recomenda-se realizar calibrações de perdas de pressão e de volume do aparelho sempre que se utilizar uma sonda pela primeira vez, ou pelo menos, a cada 5 ensaios consecutivos (Briaud, 1992).

De acordo com a Norma Francesa (1989), a calibração é feita pressurizando-se a sonda em incrementos de 250kPa (2,5 bars), até alcançar um valor próximo de 2500kPa (25 bars). Após o tempo de pressurização de 60 segundos, é traçada uma curva (expansão da sonda), definida por dois trechos de declividades diferentes.

No primeiro trecho, a sonda se expande até encostar nas paredes do tubo. O coeficiente angular do segundo trecho é o coeficiente de expansão das tubulações e do aparelho, chamado de “a”. A interseção do prolongamento deste trecho com o eixo vertical é o volume de líquido injetado para que a membrana entre em contato com o tubo de calibração, V_c' .

O volume da célula central de medição da sonda, V_s , é calculado pela equação:

$$V_s = \frac{\pi d_i^2 l_o}{4} - V_c' \quad (3.27)$$

sendo:

l_o - é o comprimento da célula central;

d_i - é o diâmetro interno do tubo de calibração.

O pressiómetro de Ménard utilizado nesta pesquisa possui um volume da célula central de medição estimado pelo fabricante em $V_s = 535\text{cm}^3$.

3.6- Execução do furo

O preparo de um bom furo e a qualidade deste são os mais importantes fatores responsáveis para o sucesso de um ensaio pressiométrico (Briaud, 1992).

Para se executar um furo de boa qualidade, dois requisitos são indispensáveis: o equipamento e o método utilizado para a perfuração, bem como a observância às tolerâncias ao diâmetro do furo.

A perfuração inevitavelmente causa perturbação no solo, podendo ser assim mesmo minimizada com o uso de uma técnica correta.

No caso de uma sonda instalada em um pré-furo (Briaud, 1992), sugere-se o uso do equipamento de perfuração em função do tipo do solo.

É recomendado para execução de furos, em solos argilosos moles e em solos arenosos submersos, o uso de um trado manual com adição de lama bentonítica. Também é aceitável o uso de um tubo amostrador, tipo “shelby”, por exemplo.

É também sugerido que o diâmetro do furo deva ficar entre 3 e 10% acima do diâmetro da sonda. O diâmetro do furo (figura 3.6) têm uma vital influência no comportamento da curva pressiométrica.

Um furo muito apertado (curva a) tende a apresentar valores altos da pressão sem o correspondente aumento de volume; em um furo muito largo (curva b), serão consumidos grandes quantidades de líquido inicialmente pela sonda até que se atinja as paredes da cavidade, tornando-se impossível atingir a pressão limite; em furos excessivamente perturbados (curva c), não se pode obter quaisquer informações deste ensaio; um ensaio ideal, ou seja, executado com um bom preparo do furo (curva d) fornece uma curva padrão, permitindo a aferição de todos os parâmetros do ensaio pressiométrico.

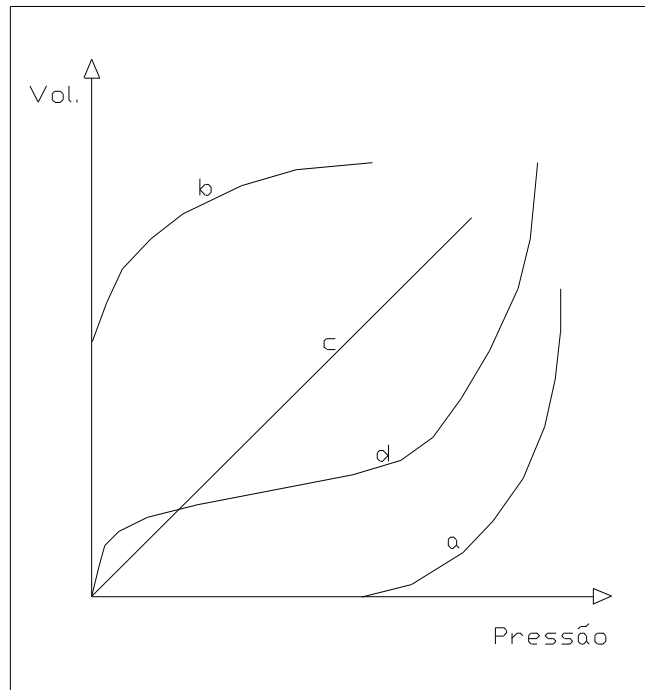


Figura 3.6 - Influência das condições do furo na curva pressiométrica (Briaud, 1992).

3.7- Parâmetros Obtidos no Ensaio Pressiométrico

3.7.1- Curvas Pressiométricas

O ensaio pressiométrico com o pressiômetro de Ménard é um processo de tensões controladas. Ao longo do ensaio, são aplicados incrementos de pressão e determinados os valores de volumes correspondentes à variação do nível d'água do equipamento.

Estes dados obtidos em campo, em termos de valores de pressão e volume, devem ser corrigidos segundo a Norma ASTM, de acordo com os seguintes critérios:

$$P_{corr} = P_{lida} + P_h - P_e$$

sendo:

P_e - correção devido à resistência da sonda (membrana e da bainha) para o volume de líquido injetado, obtida da curva de calibração prévia;

P_h - pressão correspondente à carga hidráulica no circuito.

$$V_{corr} = V_{lido} - a.P_{lida}$$

sendo:

a - coeficiente de expansão das tubulações e do aparelho, obtido de uma curva de expansão da sonda.

Com os valores corrigidos de pressão e de volume, traça-se uma curva pressões x volumes, chamada curva pressiométrica. A curva assim obtida apresenta três partes características (figura 3.7):

-
- Fase de recompressão: é a parte inicial da curva, na qual a sonda se expande até a recompressão das paredes do furo. Para $V = V_1$, as condições de repouso se presumem restabelecidas, sendo a pressão correspondente denominada P_1 ;
- Fase pseudo-elástica: é a parte retilínea entre os pontos A e B, onde P_2 é a pressão chamada de escoamento ou fluência (“creep pressure”), a partir da qual o solo sofre deformações plásticas consideráveis;
- Fase plástica: inicia-se nas coordenadas (P_2, V_2) e se torna assintótica a uma direção vertical para grandes deformações da cavidade. A pressão limite P_L é calculada extrapolando-se no mínimo três pontos desta fase.

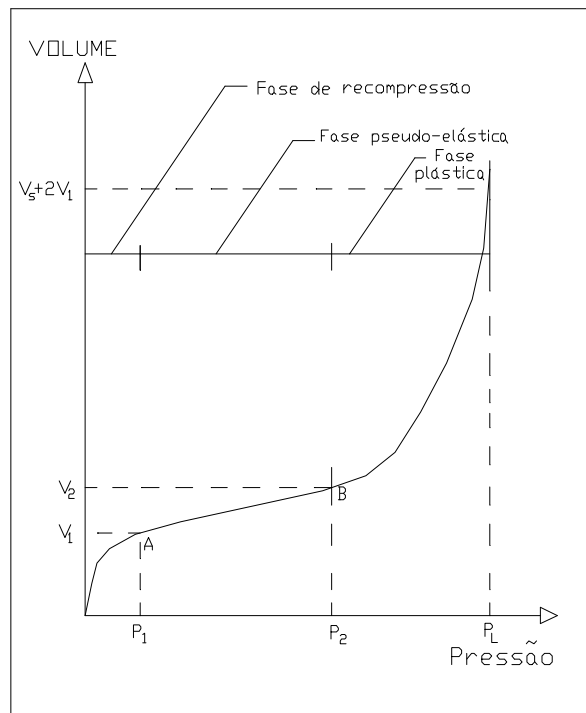


Figura 3.7 - Esboço da curva pressiométrica corrigida típica.

3.7.1.1- Módulo Pressiométrico Inicial (E_M)

O módulo inicial de carregamento, também conhecido como módulo pressiométrico de Ménard (E_M), é obtido a partir da declividade do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, a partir da seguinte expressão:

$$E_M = 2(1 + \nu)V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (3.28a)$$

onde V_m é o volume médio da cavidade, dado por $V_m = V_s + \frac{V_1 + V_2}{2}$; $\Delta P = P_2 - P_1$ é a variação de pressões e $\Delta V = V_2 - V_1$ é a correspondente variação de volumes (figura

3.7). Assim, $\frac{\Delta P}{\Delta V}$ corresponde à inclinação do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica.

Para um valor médio de $\nu=0,33$, a equação anterior resulta:

$$E_M = 2,66V_m \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (3.28b)$$

Ménard (1975) também relaciona o módulo pressiométrico E_M com o módulo de deformabilidade E do solo através da seguinte relação:

$$E = \frac{E_M}{\alpha} \quad (3.29)$$

sendo

α um fator reológico (tabela 3.2), função da natureza e do grau de adensamento do solo.

TIPO DE SOLO	Argila	Silte	Areia	Areia + Pedregulho
Pré-adensado	1,00	0,67	0,50	0,33
Normalmente adensado	0,67	0,50	0,33	0,25

Tabela 3.2 - Valores do fator reológico α (Ménard, 1975).

Entretanto, tratando-se de solos residuais, o uso de valores tabelados para α é bastante questionável. Martin (1977), ao correlacionar recalques estimados através do método de Ménard com valores medidos “in situ”, concluiu que, para solos residuais de rochas ígneas e metamórficas, o módulo de Ménard foi muito próximo ao módulo de deformabilidade de Young, ou seja, $\alpha=1$.

3.7.1.2- Módulo Pressiométrico Cíclico (E_r)

Um procedimento adicional para o cálculo do módulo pressiométrico consiste na aplicação de sucessivos estágios de carregamento-descarregamento na curva pressão-volume (figura 3.8), obtendo-se então o chamado módulo cíclico E_r do solo.

O processo de perfuração altera o estado de tensões nas proximidades das paredes do furo, devido ao alívio natural da retirada do material e pelo amolgamento inevitável induzido pela perfuração.

O módulo pressiométrico cíclico E_r visa eliminar ou, pelo menos, minimizar os efeitos da perfuração, pelo fato de ser determinado numa zona teoricamente livre dos efeitos da execução do pré-furo e da instalação da sonda. É igualmente importante no projeto de estruturas submetidas a carregamentos repetitivos.

O cálculo do módulo cíclico E_r é similar ao de E_M , sendo dado por:

$$E_r = 2,66.V_m \cdot \frac{(P_2 - P_1)}{(V_2 - V_1)} \quad (3.30)$$

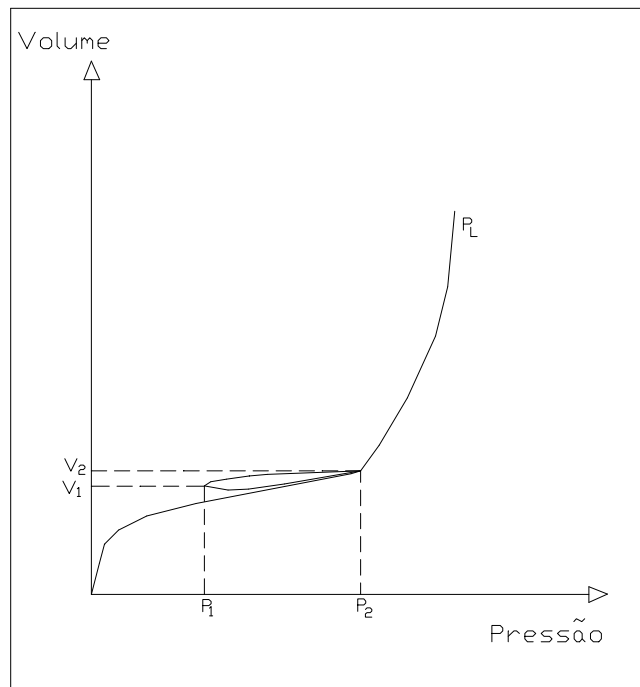


Figura 3.8 - Curva pressiométrica para um estágio de carregamento-d Descarregamento.

A relação de $\frac{E_r}{E_M}$ também poderá fornecer uma indicação do tipo de solo, de acordo com Briaud (1992):

$$1,5 \leq \frac{E_r}{E_M} \leq 5,0 \text{ para argilas;} \tag{3.31}$$

$$3,0 \leq \frac{E_r}{E_M} \leq 10,0 \text{ para areias.}$$

3.7.2- Parâmetros determinados através do pressiômetro

3.7.2.1- Tensão Horizontal no Repouso (σ_{ho})

A tensão horizontal no repouso correspondente teoricamente à condição em que a sonda tocara pela primeira vez as paredes do furo, ou seja, uma expansão igual ao raio inicial da cavidade.

Entretanto, a identificação desta posição é muito subjetiva, pois, ao se fazer a perfuração, as paredes do furo são descarregadas e a magnitude do alívio das tensões é desconhecido. Assim, se as paredes do furo são excessivamente perturbadas, a obtenção deste parâmetro torna-se difícil e até mesmo impossível.

Mesmo em sondas auto-perfurantes, fatores como procedimentos de calibração, características da sonda, rigidez do solo, etc, condicionam a subjetividade desta determinação.

Diferentes métodos gráficos têm sido propostos para a estimativa da tensão horizontal no repouso (σ_{ho}) a partir de curvas pressiométricas. No caso de utilização do pressiômetro de Ménard, é usual a aplicação do método de Brandt (1978).

O método consiste em traçar uma reta passando pelo trecho de recompressão, tangenciando o ponto de máxima curvatura e outra pela fase pseudo-elástica. O ponto de intercessão das duas retas tem por abcissa a tensão σ_{ho} (figura 3.9).

Em face do caráter subjetivo da determinação deste parâmetro, quaisquer correlações ou procedimentos gráficos propostos devem ser analisados com reservas e com os devidos questionamentos.

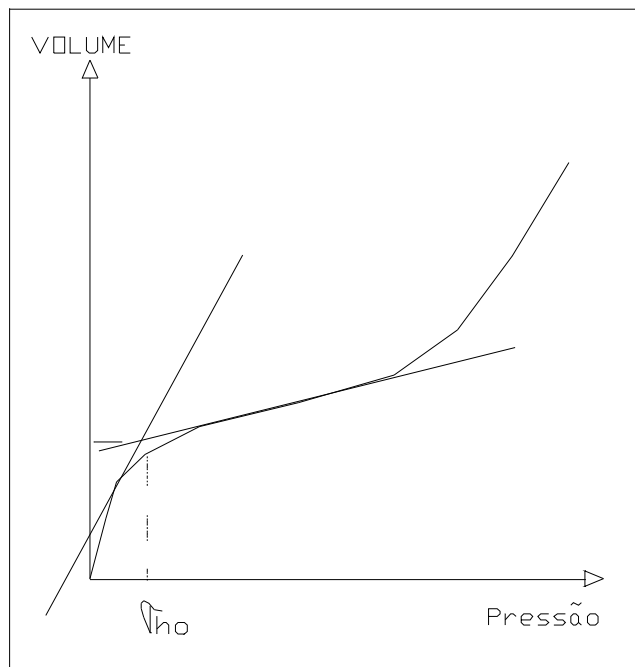


Figura 3.9 - Método gráfico para determinar σ_{ho} (Brandt, 1978).

3.7.2.2- Coeficiente de Empuxo no Repouso (K_o)

O coeficiente de empuxo no repouso K_o está diretamente relacionado à tensão horizontal “in situ”, a qual, conforme citado anteriormente, é muito sensível à qualidade do furo e perturbações durante a perfuração.

Em termos gerais, é bastante questionável a determinação de valores de K_o a partir de ensaios pressiométricos de Ménard.

Clarke (1995) questiona a estimativa de valores de K_o mesmo para sondas auto-perfurantes, pelos efeitos do fluxo d'água durante a perfuração, com consequente redução das tensões horizontais e, portanto, dos valores de K_o .

Assim, ao se estabelecer a estimativa deste parâmetro por meio de ensaios pressiométricos, deve-se atentar criteriosamente para estes aspectos ao se estabelecer correlações com resultados de outros ensaios.

3.7.2.3- Pressão Limite (P_L)

A pressão limite, P_L é definida com sendo a máxima pressão resistida pelo solo à expansão da sonda pressiométrica, analisada como um cilindro infinitamente longo. Na prática, é impossível alcançar esta pressão independentemente da técnica de instalação, pois a expansão da sonda é limitada no ensaio pressiométrico.

A norma americana ASTM D-4719 (1987) considera a pressão limite como aquela pressão suficiente para duplicar o volume inicial da célula central de medida, ou seja, quando se obtiver um volume da célula:

$$V = V_s + 2V_o$$

sendo:

V_s - é o volume inicial da sonda;

V_o - é o volume inicial da sonda no início da fase pseudo-elástica .

Devido a problemas de expansão da sonda ou valores muito elevados das pressões, o valor da pressão limite é obtido pela norma ASTM, por procedimento gráfico, correlacionando valores das pressões de ensaio (eixo das abcissas e escala aritmética) e valores medidos na fase plástica do ensaio (eixo das ordenadas e escala logarítmica).

São determinados no mínimo três pares de pontos, obtendo-se a melhor reta entre eles que, com a ordenada relativa a $(V_s + 2V_o)$, define o melhor valor de P_L com a abcissa correspondente (figura 3.10).

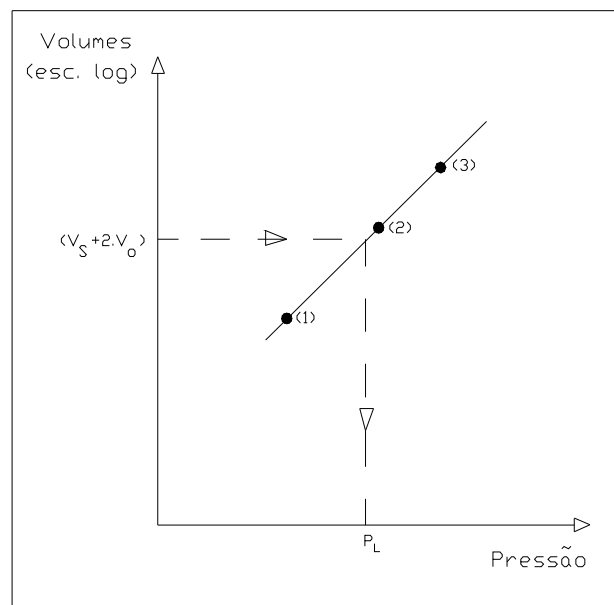


Figura 3.10 – Procedimento gráfico para determinação do valor de P_L .

Esta extrapolação é feita analiticamente pela Norma Francesa, através das seguintes relações:

- (a) para um número de incrementos de pressão pós-pressão de fluência menor ou igual a 2, P_L é calculado por:

$$P_L = 1,7.P_F - 0,7.P_{om} \quad (3.32)$$

onde:

P_F é a pressão de fluência

P_{om} a pressão do ponto inicial do trecho pseudo-elástico (figura 3.11).

(b) para um número de incrementos de pressão pós-pressão de fluência maior que 2, P_L é calculada por:

$$P_L = -\frac{B}{A} + \frac{1}{A(V_s + 2.V_0)} \quad (3.33)$$

onde:

A e B são o coeficiente angular e a ordenada na origem, respectivamente, da reta obtida por regressão estatística dos pares de dados representados pelas pressões corrigidas de ensaio e o inverso dos volumes medidos (V^{-1}), ou seja:

$$Y = A.p + B \quad (3.34)$$

sendo:

$$Y = V^{-1}$$

Outros processos gráficos têm sido propostos para a estimativa do valor de P_L , mas os critérios anteriormente descritos têm sido internacionalmente adotados como padrão.

Em contraposição, em relação a medida do módulo de deformação, a magnitude da pressão limite é bem menos susceptível aos efeitos do amolgamento do solo durante a perfuração. Assim, a quantificação da relação módulos/pressões limites constitui um parâmetro bastante representativo da qualidade do furo realizado e, assim, a obtenção de valores muito inferiores àqueles descritos anteriormente (item 3.7.1.1) caracteriza furos excessivamente perturbados.

A relação comprimento-diâmetro (L/D) da sonda, entretanto, é mais crítica na avaliação das pressões limites do ensaio. Um valor mínimo de 6,5 é recomendado na literatura (Briaud, 1992), sendo adotada uma relação L/D em torno de 7,5 para os pressiômetros de Ménard.

Valores de P_L são correlacionados com outros parâmetros geotécnicos, para caracterização da natureza dos solos (tabela 3.3).

SOLOS	P_L (kPa)	$N_{SPT}/30$ cm	S_u (kPa)
Areia fofa	0 - 500	0 - 10	-
Areia pouco compacta	500 - 1500	10 - 30	-
Areia compacta	1500 - 2500	30 - 50	-
Areia muito compacta	> 2500	> 50	-
Argila mole	0 - 200	-	0 - 25
Argila média	200 - 400	-	25 - 50
Argila rija	400 - 800	-	50 - 100
Argila muito rija	800 - 1600	-	100 - 200
Argila dura	> 1600	-	> 200

Tabela 3.3 - Valores da pressão limite e correlação com outros parâmetros geotécnicos (Briaud, 1992).

Ménard (1975) utiliza faixas de valores dos parâmetros pressiométricos para a identificação dos tipos de solo, recomendando também o exame visual das amostras de solo no momento da perfuração (tabela 3.4).

TIPO DE SOLO	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M/P_L
lama/turfa	200 - 1500	20 - 150	10
argila mole	500 - 3000	50 - 300	10
argila média	3000 - 8000	300 - 800	10
argila rija	8000 - 40000	600 - 2000	13 - 20
argila muito rija	5000 - 60000	600 - 4000	8 - 15
areia siltosa fofa	500 - 2000	100 - 500	5 - 4
silte	2000 - 10000	200 - 1500	10 - 6,7
areia e pedregulho	8000 - 40000	1200 - 5000	6,7 - 8
areias sedimentares	7500 - 40000	1000 - 5000	7,5 - 8
aterros jovens	500 - 5000	50 - 300	10 - 16,7
aterros velhos	4000 - 15000	400 - 1000	10 - 15

Tabela 3.4 - Valores típicos de E_M , P_L e $\frac{E_M}{P_L}$ para vários tipos de solos (Ménard, 1975).

Clarke (1995) propõe uma correlação similar, baseada em faixas de valores da relação $\frac{E_M}{P_L}$ (tabela 3.5).

TIPO DE SOLO	$\frac{E_M}{P_L}$
areia muito fofa a fofa	4 – 7
areia medianamente compacta	7 – 10
turfa	8 – 10
argila mole a média	8 – 10
argila rija a muito rija	10 – 20
“loess”	12 – 15
rocha decomposta	8 – 40

Tabela 3.5 - Valores típicos de E_M e P_L para vários tipos de solos (Clarke, 1995).

Segundo Ménard (1975), a forma da curva pressiométrica, juntamente com as características visuais no momento da perfuração e a relação $\frac{E_M}{P_L}$ fornecem uma precisa indicação das camadas investigadas.

Assim, os valores entre 12 e 30 podem caracterizar solos pré-adensados, enquanto valores de 5 a 8 são característicos de solos aluviais. Em argilas, Amar e Jézequel (1972) sugerem uma faixa de valores típicos entre 8 e 12.

3.7.2.4- Pressão Limite Efetiva (P_L^*)

A pressão limite efetiva P_L^* é uma medida de resistência do solo, cujo valor é dado pela pressão limite P_L subtraída do valor da tensão horizontal no repouso, ou seja:

$$P_L^* = P_L - \sigma_{ho} \quad (3.35)$$

Assim, P_L^* representaria uma pressão efetiva do ensaio, eliminando-se os efeitos das tensões iniciais “in situ”. A par do fato de que σ_{ho} é extremamente influenciada pelo amolgamento do solo, P_L^* tem-se mostrado praticamente insensível às perturbações da perfuração (Baguelin et al.,1978).

Analogamente às pressões P_L , faixas de valores de P_L^* e $\frac{E_M}{P_L^*}$ têm sido adotadas para a identificação dos tipos de solos investigados (tabela 3.6).

ARGILA					
TIPO DE SOLO	Mole	Média	Rija	Muito rija	Dura
P_L^* (kPa)	0 - 200	200 - 400	400 - 800	800 - 1600	> 1600
E_M (kPa)	0 - 2500	2500 - 5000	5000 - 12000	12000 - 25000	> 25000
AREIA					
TIPO DE SOLO	Fofa	Compacta	Densa	Muito densa	
P_L^* (kPa)	0 - 500	500 - 1500	1500 - 2500	>2500	
E_M (kPa)	0 - 3500	3500 - 12000	12000 - 22500	>22500	

Tabela 3.6 - Correlações entre valores de P_L^* , E_M e o tipo de solo (Briaud, 1992).

Briaud (1992) e Clarke (1995), com base em relações entre o módulo E_M e a pressão limite efetiva P_L^* , estabeleceram os seguintes valores limites deste parâmetro para a identificação de solos granulares e argilosos:

$$\frac{E_M}{P_L^*} > 12 \text{ para argilas;} \tag{3.36}$$

$$7 < \frac{E_M}{P_L^*} < 12 \text{ para areias.}$$

3.7.2.5- Pressão de Fluência (P_F)

A pressão de fluência (“creep pressure”) é uma pressão característica do ensaio pressiométrico e definida no final da fase pseudo-elástica obtida no chamado diagrama de fluência (figura 3.11).

A curva de fluência apresenta-se como três segmentos de reta, representativos das fases do ensaio e dois pontos característicos de inflexão, quando traçada num gráfico com as pressões em abscissas e as variações de volume $\Delta V = V_{60} - V_{30}$ correspondentes em ordenadas, volumes tomados a 60 e 30 segundos, respectivamente após a aplicação das pressões.

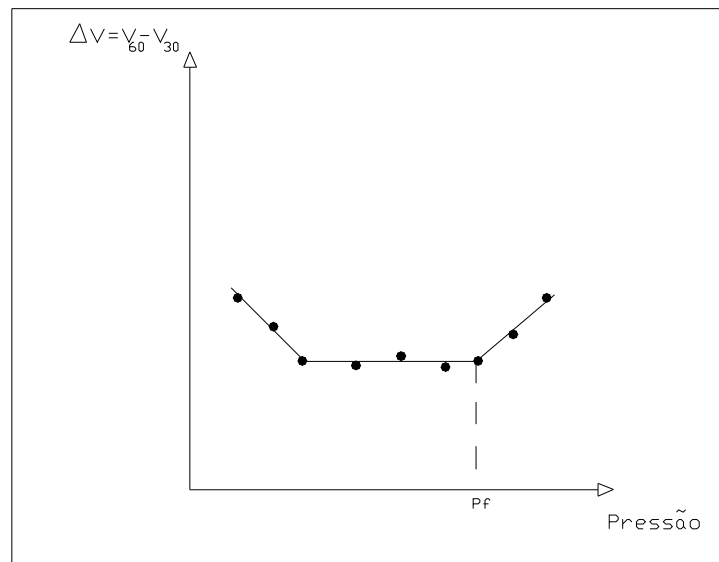


Figura 3.11 – Diagrama de fluência do ensaio pressiométrico.

A pressão de fluência é definida pela abcissa do segundo ponto de inflexão da curva. Este parâmetro é importante na aferição das pressões limites obtidas, bem como na avaliação da qualidade do ensaio.

3.7.2.6- Parâmetros de Resistência

Em solos coesivos, o ensaio pressiométrico é admitido como sendo não-drenado, pela reduzida duração do processo de expansão da sonda (cerca de 15 minutos).

Diversas correlações têm sido propostas para a estimativa da resistência não-drenada (S_u), a partir da obtenção dos parâmetros pressiométricos em solos coesivos, sendo as mais usuais aquelas que se baseiam em valores de pressões limites, sob a

forma genérica $S_u = \frac{P_L^*}{\beta}$ em (kPa):

- Ménard (1970): $S_u = \frac{P_L^*}{5,5}$ (3.37)

- Amar e Jezequel (1972): $S_u = \frac{P_L^*}{6,5}$ ($S_u < 300$ kPa) (3.38)

$$S_u = \frac{P_L^*}{10} + 25 \quad (S_u > 300 \text{ kPa})$$

- Baguelin et al. (1978): $S_u = 0,67.(P_L^*)^{0,75}$ (3.39)

- Briaud et al. (1986): $S_u = \frac{P_L^*}{6,5}$ (3.40)

- Powell (1990): $S_u = \frac{P_L^*}{7,8}$ (argilas rijas) (3.41)

O parâmetro β depende da natureza da argila, da razão de sobreadensamento (OCR) e do equipamento do ensaio. Por exemplo, valores de S_u obtidos a partir de pressiômetros auto-perfurantes tendem a ser sistematicamente maiores que os valores oriundos de ensaios triaxiais tipo UU e de outros ensaios de campo (Baguelin et al, 1972; Soares et al. , 1997).

Em solos não coesivos, considera-se o ensaio pressiométrico como drenado. Em termos de ensaios com sondas auto-perfurantes, existem abordagens teóricas que permitem a estimativa dos valores do ângulo de atrito do solo (Hughes et al., 1977 ; Briaud, 1992).

No caso de pressiômetros de Ménard, ϕ é determinado através de correlações empíricas, geralmente em função das pressões limites do ensaio:

- Centre d'Études Ménard (1970): $P_L^* = 2,5 \cdot 2^{(\phi-24)/2}$ (3.42)

sendo $\phi = \phi_M$ o chamado ângulo de atrito de Ménard e P_L^* dado em bars. Müller (1970) recomenda o coeficiente 2,5 como valor médio, variando de 1,8 para solos homogêneos úmidos até 3,5 para solos heterogêneos secos.

- Calhoon (1970): $\phi = \phi(P_L, E_M)$, de acordo com o gráfico da figura 3.12.

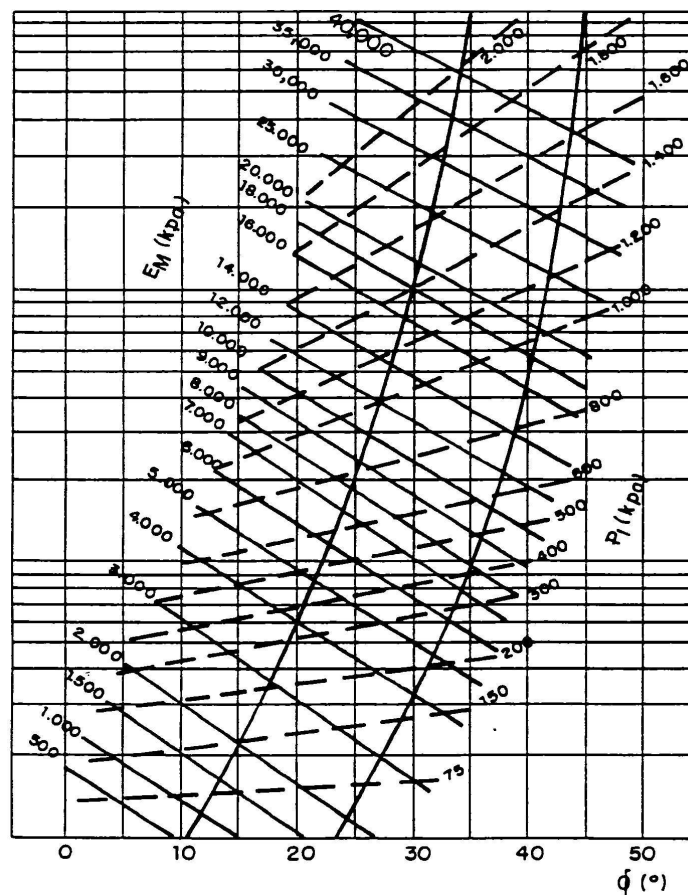


Figura 3.12 – Gráfico de Calhoon (1970) para determinação do valor de ϕ .

3.7.2.7- Parâmetros de Adensamento

Ensaio pressiométricos são potencialmente capazes de estimar coeficientes de adensamento radial (c_h) desde que incorporem dispositivos para medidas de poropressões, não disponíveis comercialmente em pressiômetros de pré-furo.

Em sondas auto-perfurantes, equipadas com estes dispositivos, os valores de c_h obtidos são geralmente maiores do que aqueles resultantes de ensaios de laboratório (Amar et al., 1991).

3.8 - Estudos e Pesquisas Recentes

Com o advento de novos conhecimentos relativos à utilização e interpretação dos resultados notadamente a partir da década de 80, os ensaios pressiométricos experimentaram uma grande difusão em todo o mundo, estabelecendo novos paradigmas na evolução da sistemática de obtenção de parâmetros geotécnicos a partir de ensaios “in situ”.

As pesquisas atuais têm compreendido desde a abordagem dos aspectos relacionados à natureza do equipamento e modelos de implantação, até aplicação a diferentes tipos de solos e problemas geotécnicos, incorporando correlações com outras metodologias de ensaios de campo e simulações numéricas.

Abordagens atuais sobre o tema encontram-se bastante desenvolvidas nos trabalhos de Briaud (1992), Clarke e Gambin (1998) e Schnaid et al. (1998).

A maioria dos métodos de interpretação dos resultados de testes pressiométricos, são baseados na Teoria da Expansão de Cavidades (item 3.3), tendo como premissa básica a consideração de que o pressiômetro é “infinitamente longo”. Ajalloeian e Yu (1998) estudaram este comportamento, variando a relação comprimento-diâmetro (L/D) do pressiômetro tipo auto-perfurante (SBP) em areias e concluíram que a resistência do solo é independente da relação L/D.

Arnold (1981) estabeleceu correlações empíricas com resultados de ensaios pressiométricos tipo SBP em projetos de fundações. No caso de estacas carregadas

lateralmente, o uso de ensaios pressiométricos permitiu a quantificação dos deslocamentos laterais induzidos por “creep”, em estudos realizados no Canadá (Shields, 1995).

Efeitos de fluência e relaxação de tensões em areias compactas foram estimadas com base em ensaios com pressiômetros auto-perfurantes na Austrália (Nutt e Houlsby, 1995). Ensaios similares em areias finas, médias e compactas mostraram bons resultados de comportamento em termos de análise de carregamento contínuo, e apresentaram grandes variações quando analisadas em termos de descarregamento durante as deformações de expansão de cavidade (Yu, 1996).

Fukagawa et al.(1998) estabeleceram um novo método para a estimativa do ângulo de atrito interno das areias através de ensaios pressiométricos auto-perfurantes. Este método baseia-se na Teoria da Expansão Cilíndrica de Cavidades, utilizada em conjunto com a teoria elasto-plástica para tensões-deformações.

Um modelo de curva idealizada para os ensaios com os pressiômetros auto-perfurantes (SBP) são descritos por Cunha (1994), tendo sido aplicados em estudos de areias por Campanella e Cunha (1998). Esta sistemática permitiu reduzir as pequenas perturbações causadas durante os ensaios pressiométricos e a obtenção de parâmetros geotécnicos mais realísticos.

A maioria dos estudos atuais correlaciona resultados de ensaios pressiométricos com os de outros ensaios “in situ”. Assim, o efeito da densificação de um solo arenoso, após processos de compactação dinâmica, foi bem estudado e comprovado por Sawada e Sugawara (1995), através de ensaios SPT, SBP e DMT. Ensaios pressiométricos comprovaram a melhoria do comportamento geotécnico dos solos após a inclusão de elementos de reforços ou após compactação (Swedenborg, 1998).

Ensaios pressiométricos tipo SBP foram executados em diferentes tipos de argilas, estabelecendo-se correlações entre parâmetros obtidos em ensaios de laboratório e no campo (Penumadu e Chameau, 1997).

Um depósito de areia fina homogênea foi estudada por Basudhar e Kumar (1995), comparando-se resultados de ensaios SPT, de placa e de laboratório com resultados de ensaios pressiométricos (tipo PMT e PIP).

Comparações entre parâmetros obtidos pelos ensaios SPT, CPT, PMT e DMT e resultados de ensaios triaxiais foram feitos por Brown e Vinson (1998) para solos residuais. Uma extensiva investigação de campo em solos residuais foi desenvolvida por Fonseca et al. (1998), através de ensaios CPT, PMT, SBP, DMT e PLT; visando ao estabelecimento de comparações entre os resultados.

Os ensaios pressiométricos (PMT) foram realizados em solos residuais e gnáissicos jovens por Sandroni e Brandt (1983), sendo comparados a valores de sondagens SPT, ensaios de laboratório e resultados de provas de carga. Correlações diversas, envolvendo resultados de ensaios PMT, SPB, SPT e CPT foram estabelecidas para depósitos argilosos e para solos residuais de gnaiss (Árabe, 1995).

As análises da investigação geotécnica, através de sondagens, ensaios CPT e ensaios pressiométricos, possibilitaram a caracterização completa do perfil geotécnico do terreno e o comportamento tensão-deformação de solos residuais (Bosch, 1996). No caso de solos coesivo-friccionais, utilizou uma metodologia analítica (Carter et al., 1986) para a determinação dos parâmetros de coesão e atrito pelo ajuste da curva pressiométrica por softwares específicos.

Os solos residuais do Sul do Brasil foram estudados por Mántaras (1995) e Nakahara (1995), com a utilização do Pressiômetro de Ménard, comparando os resultados aos valores de SPT e ensaios de laboratório.

Ensaio pressiométricos foram efetuados em um depósito de argila mole do Recife (Cavalcante, 1997) e os resultados foram correlacionados com parâmetros geotécnicos obtidos em ensaios triaxiais UU e de piezocone.

Na área de rejeitos, vários testes estão sendo realizados atualmente nos Estados Unidos (Ulrich e East, 1996).

A simulação de ensaios pressiométricos, utilizando o Método dos Elementos Finitos, com uma modelagem elasto-plástica do solo, é descrita por Bahar et al. (1995). Considerando uma heterogeneidade na distribuição de tensões e de deformações de campo, no entorno de um furo de sondagem, Allouani et al. (1995) discutiram a aplicação de diferentes modelos constitutivos dos solos na abordagem dos ensaios pressiométricos.

Um tipo de pressiômetro auto-perfurante (CAMKOMETER), analisado por Fioravante et al. (1994), foi utilizado para definir características de permeabilidade de argilas e medir o excesso da dissipação de poropressões durante o ensaio simulando ainda uma análise numérica por elementos finitos (software CRISP).

A modelagem de ensaios PMT foi descrita por Biarez et al. (1998) utilizando o software de elementos finitos PLAXIS. Estas análises, associadas a resultados de ensaios triaxiais em areias compactas, possibilitaram uma excelente correlação entre os dados.

Através de uma simulação de elementos finitos, Briaud (1995) utilizou o software ABAQUS para obter correlações entre a curva pressiométrica e a curva carga-recalque para solos arenosos. No caso de um carregamento imposto por uma sapata quadrada, foram estabelecidas ainda correlações com ensaios SPT e CPT.

Estudos com a modelagem de elementos finitos para ensaios SBP foram realizados para argilas por Shuttle e Jefferies (1995). Algumas correções foram propostas em relação ao cálculo de S_u , através da modelagem analítica computacional.

Estudos em solos colapsíveis foram realizados com o pressiômetro PMT, juntamente com a análise computacional do método dos elementos finitos (software MADAM), para a modelagem do colapso dos solos, quando inundados (Smith et al., 1995). Foram detectadas variações no comportamento dos solos, quando secos e quando inundados; sendo que solos argilosos uniformes tinham seus parâmetros pressiométricos (E_M e P_L^*) seriamente afetados pela inundação.

A determinação de K_o , através de ensaios tipo SBP, é prejudicada em função dos inevitáveis efeitos de perturbação no solo durante o processo de auto-perfuração. Utilizando-se modelagem computacional (software CAM), Jefferies (1998) propôs metodologias de correção para os possíveis erros na estimativa da tensão σ_{ho} para calibração prévia dos ensaios SBP.

CAPÍTULO 4

ENSAIOS DE LABORATÓRIO E INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA PRELIMINAR DA ÁREA DA CAVA DO GERMANO

4.1 - Introdução

Uma vez que a determinação cuidadosa dos parâmetros de resistência e compressibilidade do material assoreado na Cava do Germano tornou-se critério imperativo para a definição do projeto final da pilha de rejeitos, em face dos condicionantes da utilização ou não deste depósito como material de fundação, estabeleceu-se uma sistemática de investigação geotécnica destes materiais.

Estes estudos compreenderam a execução de ensaios de caracterização e ensaios especiais em laboratório, a partir da coleta de amostras indeformadas em superfície e em profundidade e métodos de investigação “in situ”, representadas por sondagens mistas e de percussão e pela instalação de piezômetros pneumáticos.

4.2 – Coleta de Amostras Indeformadas

As amostras destinadas aos ensaios de laboratório foram coletadas em superfície, pela talhagem de dois blocos indeformados de dimensões 30cm x 30cm x 30cm, obtidos a 0,50m de profundidade da área central do depósito (fotos 4.1 e 4.2).

As amostras em profundidade foram coletadas através de amostrador tipo “shelby” em furos executados para sondagens a percussão. Entretanto, as amostras foram perdidas durante o processo de moldagem em laboratório, por efeitos de desagregação, devido à natureza granular do solo, composto por intercalação de materiais originários da erosão do filito e do itabirito. Em outros casos, estas amostras não puderam nem mesmo ser consideradas, devido à perturbação acentuada apresentada pelos amostradores.

Neste sentido, foram feitas várias séries de ensaios, a partir de amostras indeformadas e reconstituídas dos blocos coletados, considerando diferentes condições de moldagem e saturação.

Com o objetivo de estabelecer uma adequada simulação das condições “in situ”, nas condições mais críticas possíveis (saturação completa do material), foram preparados corpos

de prova a partir da desagregação das amostras indeformadas, para execução dos ensaios de resistência. Nestas condições de plena saturação, os corpos de prova foram moldados com índice de vazios em torno de 1,0.

O manuseio e a preparação dos corpos de prova destinados aos ensaios especiais (adensamento, cisalhamento direto e triaxiais) constituíram etapas críticas dos procedimentos de ensaios, pelo impacto relevante desta operação na representabilidade dos ensaios.

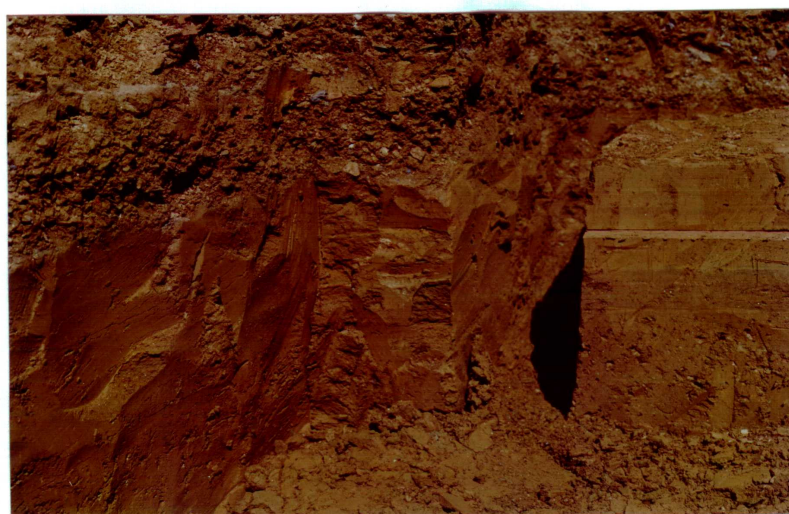


Foto 4.1 – Detalhe da extração de bloco indeformado no fundo da Cava do Germano.



Foto 4.2 – Amostragem do bloco indeformado no fundo da Cava do Germano.

4.3 – Ensaios de Caracterização

Foram feitos inicialmente ensaios para determinação dos índices físicos do material da Cava do Germano, de acordo com as normas da ABNT.

A presença de minerais de ferro acarretou um valor elevado para a densidade das partículas sólidas, sendo $G = 2,99$.

Adicionalmente, foram realizadas análises granulométricas completas (peneiramento e sedimentação) para amostras indeformadas (figura 4.1) e reconstituídas (figura 4.2) do material de assoreamento, preparadas conforme exposto anteriormente, classificadas de acordo com a ABNT (NBR-6502/95).

Os ensaios de densidade das partículas sólidas e de granulometria foram efetuados a partir de uma amostra considerada representativa do material assoreado, constituída por uma mistura de materiais provenientes de filitos e dos itabiritos dos taludes da cava.

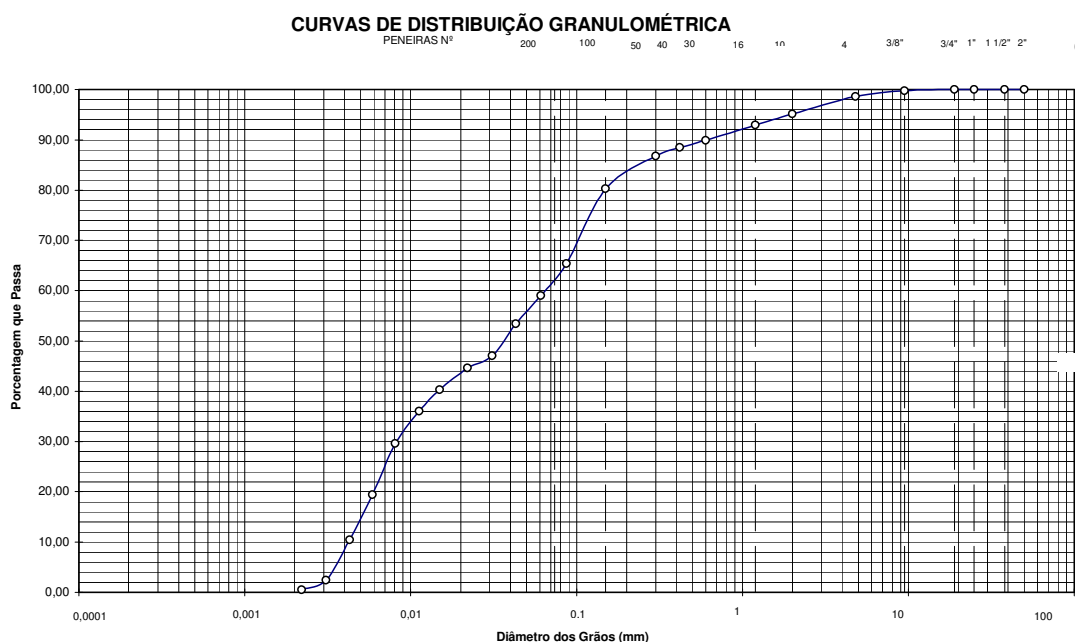


Figura 4.1 – Curva granulométrica dos materiais obtidos a partir da amostra indeformada.

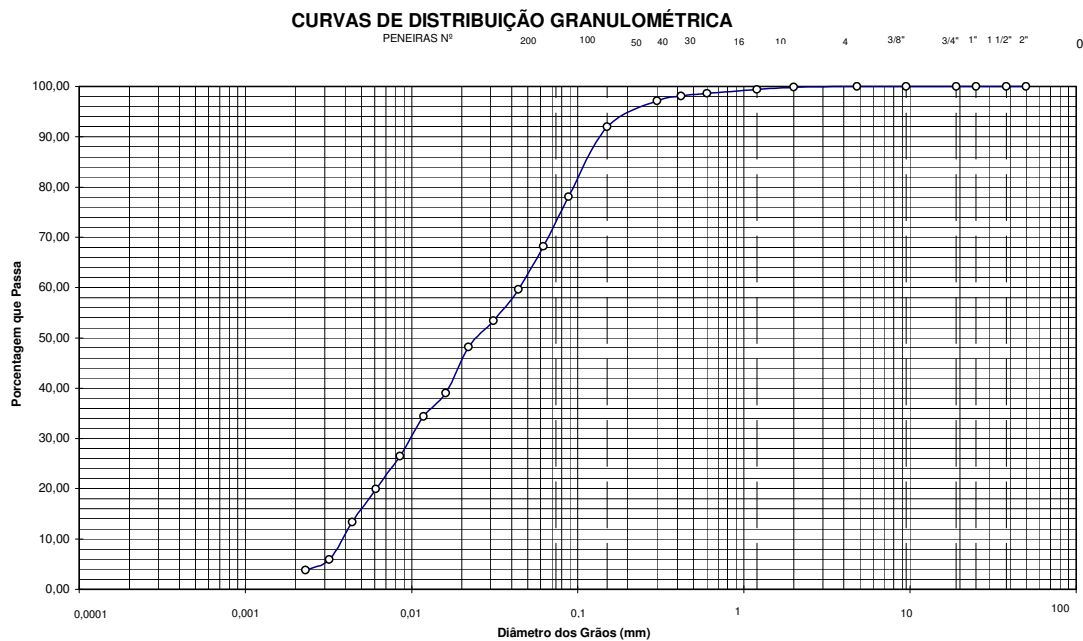


Figura 4.2 – Curva granulométrica dos materiais obtidos a partir da amostra reconstituída.

De acordo com a classificação da ABNT, a amostra indeformada apresentou uma distribuição granulométrica dada por 59 % de silte, 36 % de areia, 5 % de pedregulho, sendo classificada como um solo silto-arenoso com poucos pedregulhos. O valor do diâmetro efetivo D_e ou D_{10} , que caracteriza a proporção de finos presentes no solo, indicou um valor de 0,0042mm, o que demonstra uma pequena presença de finos neste material. O parâmetro coeficiente de não uniformidade $C_u = 15,48$, sendo D_{60} igual a 0,065mm, indicando uma não uniformidade deste material.

Para a amostra reconstituída, a distribuição foi dada por 68 % de silte, 32 % de, sendo classificada como um solo silte arenoso. O valor do diâmetro efetivo D_e ou D_{10} , indicou um valor de 0,0039mm, proporção esta de finos também muito pequena. O parâmetro coeficiente de não uniformidade, para esta amostra, foi de $C_u = 10,77$, sendo D_{60} igual a 0,042mm, indicando também a não uniformidade deste material.

Tais diferenças de classificação granulométrica resultam da quebra dos grumos das partículas mais granulares do solo original, aglutinados pela ação cimentante do filito

intercalado, nos procedimentos de destorroamento e reconstituição dos corpos de prova dos ensaios.

Parâmetros de consistência não foram possíveis de obtenção para os solos ensaiados, em função da presença acentuada de partículas micáceas presentes na estrutura do material, caracterizando então este material como essencialmente não plástico.

4.4 – Ensaios de Adensamento

Uma vez que as propriedades de compressibilidade estão diretamente associadas à estrutura do solo, os ensaios de adensamento edométrico foram executados em amostras indeformada e reconstituída do material da cava, com determinação simultânea das permeabilidades no segundo caso.

Para a amostra indeformada, o processo de talhagem foi estabelecido a partir da cravação de um anel rígido com 5,0cm de diâmetro no bloco indeformado.

Nos ensaios com amostras reconstituídas, o corpo de prova foi preparado na condição seca, utilizando-se o método do soquete, reproduzindo as condições de densidade da amostra indeformada. Na seqüência, os corpos de prova foram inundados e deixados em processo de embebição por 24 horas. Os índices físicos dos ensaios estão resumidos na tabela 4.1.

Tipo de Amostra	Densidade Real dos Grãos G	Umidade Média (%)		Peso específico do solo seco (kN/m ²)		Índice de Vazios	
		w _i	w _f	γ _{d_i}	γ _{d_f}	e _i	e _f
		Indeformada	2,99	26,50	23,75	16,48	17,14
Reconstituída	2,99	26,50	18,06	16,15	18,03	0,81	0,54

Tabela 4.1 – Resumo dos índices físicos dos corpos de prova / ensaios de adensamento.
i: valor inicial do ensaio; f: valor final do ensaio.

Os estágios de carregamento, com duração de 24 horas cada um, foram de 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa e o descarregamento foi feito nos estágios de 800, 400, 200 e 100 kPa

A figura 4.3 apresenta a curva pressão efetiva versus índice de vazios para a amostra indeformada.

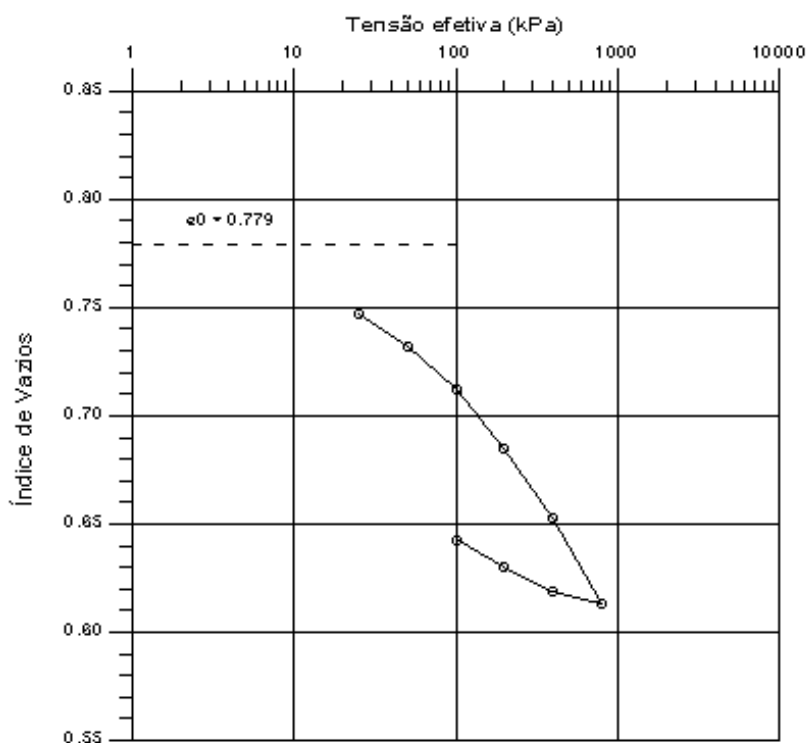


Figura 4.3 – Curva pressão versus índice de vazios para a amostra indeformada.

Pela aplicação do método de Pacheco Silva, estimou-se uma pressão de pré-adensamento da ordem de $\sigma_c \cong 70 \text{ kPa}$ ($\text{OCR} \cong 3,3$), com um índice de vazios correspondente de 0,74.

A compressibilidade do material indeformado é ilustrada pelo comportamento recalques versus $\sqrt{\text{tempos}}$ para o estágio de 400 kPa (figura 4.4), para o qual $c_v = 3,19 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$, sendo $t_{90} = 3,6 \times 10^{-4} \text{ min}$. Para este valor de pressão (comportamento normalmente adensado do solo), o coeficiente de compressibilidade volumétrica (m_v) foi igual a $7,12 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$, resultando em um coeficiente de permeabilidade $K = 2,23 \times 10^{-6} \text{ m/s}$.

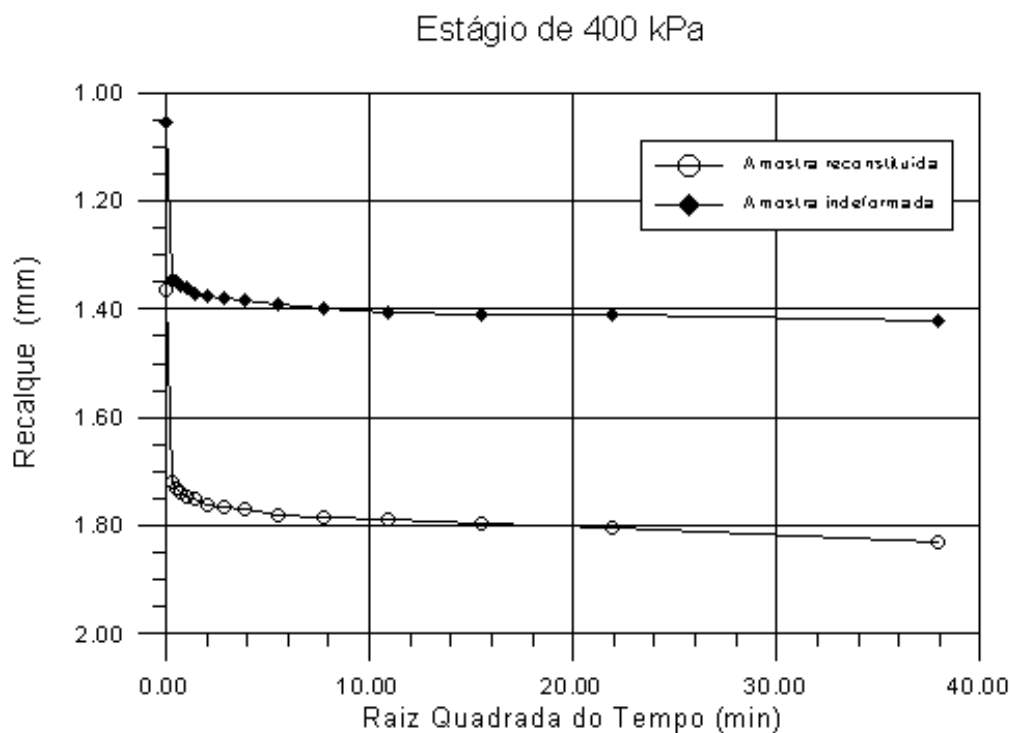


Figura 4.4 – Curva recalques versus $\sqrt{\text{tempos}}$ para a amostra indeformada e reconstituída.

Analogamente, a figura 4.5 apresenta a curva pressão x índice de vazios para o ensaio com a amostra reconstituída.

Neste caso, os resultados obtidos evidenciam comportamentos essencialmente similares (tabela 4.2), caracterizando um comportamento tipicamente pré-adensado para a camada superficial do depósito, basicamente por efeitos de ressecamento.

Isto se deve ao fato de que a amostragem dos blocos foi feita em material exposto à evaporação, após o rebaixamento do N.A. do lago formado no fundo da cava, em época de forte estiagem.

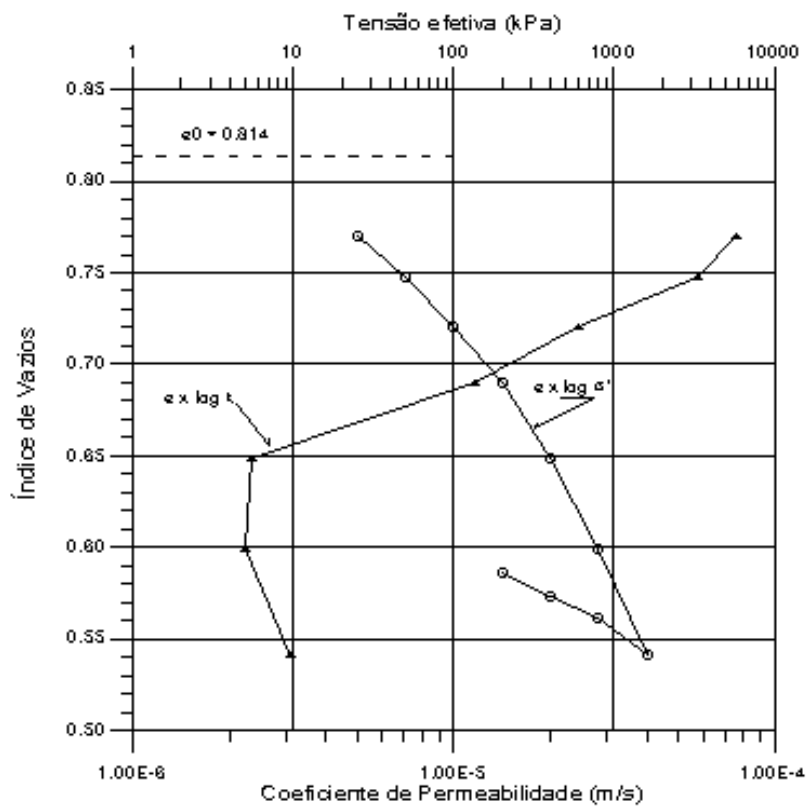


Figura 4.5 – Curva pressão versus índice de vazios para a amostra reconstituída.

Os parâmetros geotécnicos obtidos foram: $\sigma_c \cong 80 \text{ kPa}$ ($\text{OCR} = 3,8$), com um índice de vazios correspondente de 0,76.

Amostra	e_i	w_i (%)	σ_c (kPa)	OCR	C_c	m_v (m ² /kN)	C_v (m ² /s)	t_{90} (min)	K (m/s)
Indeformada	0,779	26,5	70	3,3	0,13	$7,12 \times 10^{-5}$	$3,19 \times 10^{-5}$	$3,6 \times 10^{-4}$	$2,23 \times 10^{-6}$
Reconstituída	0,814	26,5	80	3,8	0,19	$8,97 \times 10^{-5}$	$2,85 \times 10^{-5}$	$4,4 \times 10^{-4}$	$2,51 \times 10^{-6}$

Tabela 4.2 – Parâmetros de compressibilidade dos ensaios de adensamento com amostras indeformadas e reconstituídas.

Estes valores sugerem que o amolgamento não afetou significativamente nem a compressibilidade nem a permeabilidade do solo. No ensaio de permeabilidade com amostra reconstituída, $K=2,36 \times 10^{-6}$ m/s para o estágio de 400kPa, valor bastante próximo ao valor de $K=2,51 \times 10^{-6}$ m/s, inferido indiretamente através de parâmetros de compressibilidade do solo.

4.5 – Ensaio de Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto foi executado apenas como procedimento adicional para avaliação dos parâmetros de resistência do material, tendo sido executado apenas para a amostra reconstituída, na condição inundada e com velocidade de cisalhamento para a condição lenta (0,0365mm/min).

A moldagem dos corpos de prova foi realizada diretamente na caixa de cisalhamento, de seção quadrada, de 10cm de aresta por 2cm de altura, com emprego de um “colarinho” sobressalente destinado à compensação inicial dos abatimentos da amostra, até alcançar o grau de compactação requerido para o início do ensaio, em condições de inundação e com índices de vazios próximo de 1,0 (condição previamente inferida como sendo a de plena saturação do material “in situ”, portanto, mais crítica em termos de comportamento).

Atingida a consistência requerida, o colarinho foi retirado e o corpo de prova foi cuidadosamente rasado, com uma régua biselada, com o material resultante sendo utilizado nas determinações dos índices iniciais.

O peso do corpo de prova foi determinado indiretamente através da pesagem conjunta da caixa e corpo de prova.

Concluída a montagem, os corpos de prova foram submetidos às tensões normais estabelecidas para cada corpo de prova, por um período de 12 horas, realizando-se as medidas das deformações verticais em função do tempo. As tensões utilizadas no ensaio foram de 50, 150 e 300kPa.

Concluída a etapa de adensamento, os corpos de prova foram submetidos ao cisalhamento por deformação controlada e com uma velocidade bem lenta (duração de 7 horas), sendo o ensaio conduzido até uma deformação horizontal máxima de 15mm. A duração do ensaio, para cada corpo de prova, foi superior a 3 dias.

As figuras 4.6 a 4.8 mostram os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto.

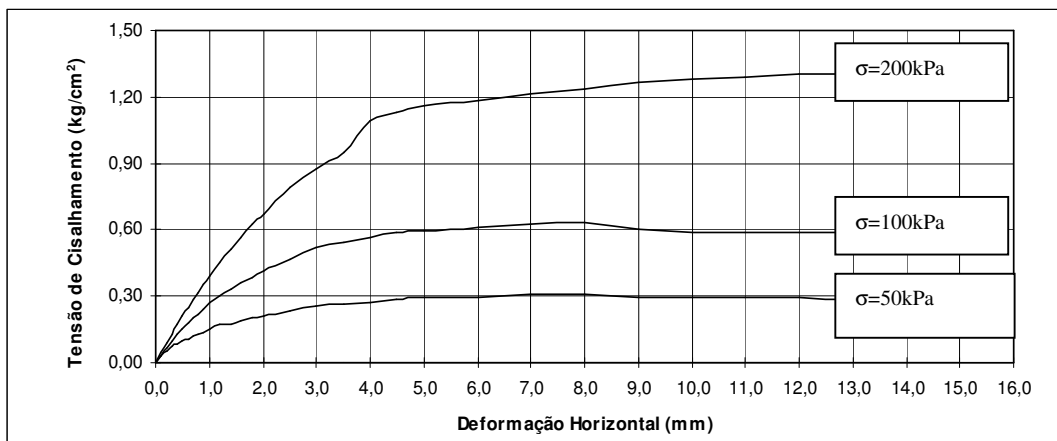


Figura 4.6 – Curvas tensão versus deformação para a amostra reconstituída.

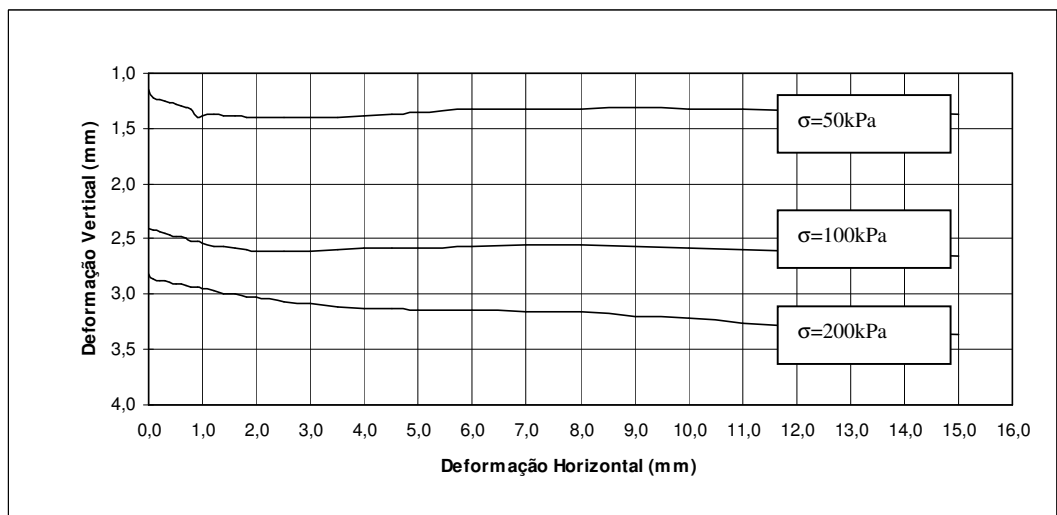


Figura 4.7 – Curvas de deformações para a amostra reconstituída.

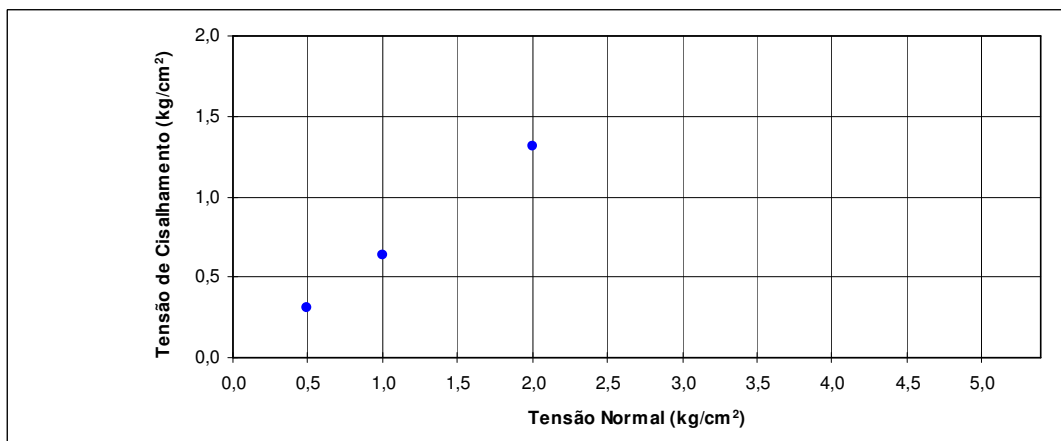


Figura 4.8 – Diagrama tensão normal versus cisalhamento para a amostra reconstituída.

Pela forma geral dos resultados das figuras 4.6 a 4.8, verifica-se que este solo não apresenta pico bem definidos de ruptura, tendo portanto, um comportamento tipicamente pré-adensado para a amostra reconstituída, contrariando as análises precedentes.

Os parâmetros geotécnicos encontrados foram $c=0$ e $\phi=34^\circ$.

4.6– Ensaio de Compressão Triaxial

Os ensaios de compressão triaxial tipo rápido pré-adensado, saturado e com medida de poropressão (\bar{R}_{SAT}) foram executados para as amostras indeformada e reconstituída do material assoreado.

O preparo dos corpos de prova com amostras indeformadas foi feito pelo método da talhagem dos blocos originais. Nestes casos, a saturação dos corpos de prova foi feita por percolação, utilizando-se papel filtro no contorno da amostra e controle foi feito impondo-se a condição do parâmetro de poropressão $B=1$.

Para a amostra reconstituída, os corpos de prova foram moldados em moldes bipartidos, a partir da desagregação do material do bloco indeformado, utilizando-se o processo de resfriamento / congelamento para facilitar a montagem dos mesmos na câmara triaxial. Na câmara triaxial, o corpo de prova foi submetido a uma pressão confinante especificada e deixado em repouso por cerca de 5 horas, até o restabelecimento da temperatura ambiente, quando o ensaio era então iniciado, conforme os padrões convencionais. As pressões utilizadas foram de 75, 150, 300 e 600 kPa.

Os corpos de prova foram montados em células de compressão triaxial munidas de pedras porosas comuns e dispositivos para drenagem e medida da poropressão, sendo que as amostras indeformadas foram submetidas à saturação sob efeito de 1 metro de coluna d'água, percolando da base para o topo das amostras durante 14 horas.

As amostras reconstituídas não foram submetidas a esta etapa de percolação, por já estarem garantidamente saturadas.

O adensamento dos corpos de prova foi feito por drenagem pelo topo e pela base, controlando-se a variação de volume através de buretas conectadas à célula, sendo então submetidos à uma contrapressão em estágios de 50kPa até um valor máximo de 200kPa.

O carregamento foi aplicado em uma prensa de deformação controlada, com velocidade de deformação de 0,09mm/min., até uma deformação axial de 20%, tendo sido efetuadas medidas de porpressões.

As figuras 4.9 a 4.11 mostram os resultados obtidos no ensaio triaxial para as amostras indeformadas, que estão sistematizadas na tabela 4.3.

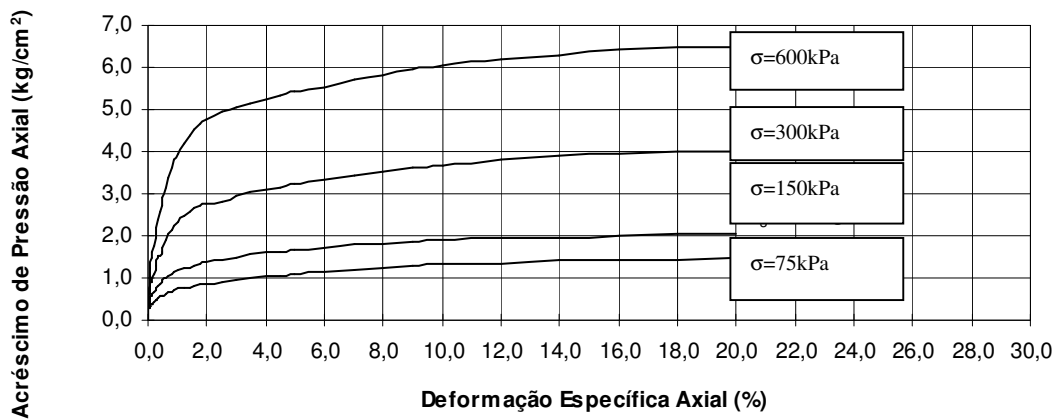


Figura 4.9 – Curvas tensão versus deformação para a amostra indeformada.

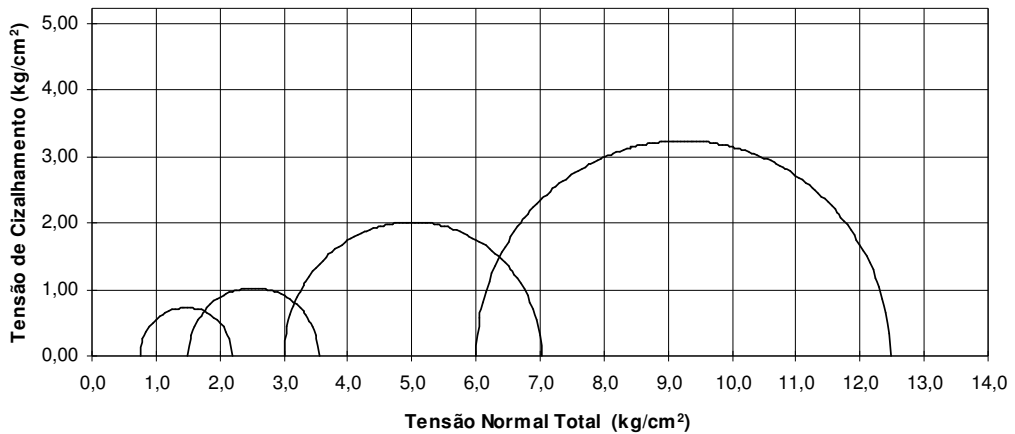


Figura 4.10 – Envoltória de resistências obtidas para a amostra indeformada (tensões totais).

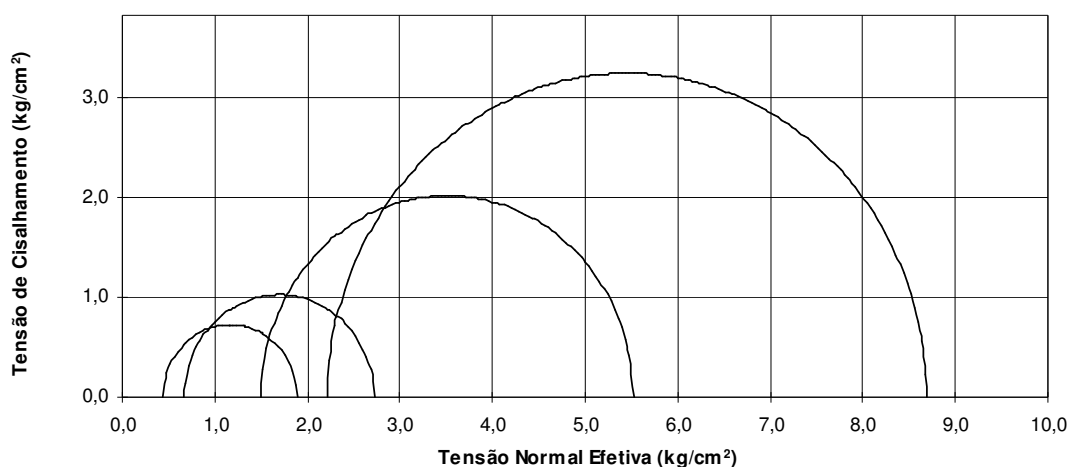


Figura 4.11 – Envoltória de resistências obtidas para a amostra indeformada (tensões efetivas).

σ_3 (kPa)	Δu (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	$E_{1\%}$ (MPa)	A_r
75	31	145	8	0,21
150	83	204	12	0,41
300	150	402	25	0,37
600	378	646	43	0,59

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios \bar{R}_{SAT} para a amostra indeformada.

Os parâmetros de resistência obtidos foram $c=28$ kPa e $\phi=19^\circ$ em termos de tensões totais e $c'=4$ kPa e $\phi'=36^\circ$ em termos de tensões efetivas. A correlação destes valores com resultados de outros ensaios, com diferentes condições de moldagem e procedimentos de saturação, mostra resultados essencialmente similares, sem variações apreciáveis dos valores dos parâmetros de resistência obtidos.

Por outro lado, como o desenvolvimento das poropressões é fator intrinsecamente relacionado com o grau de saturação do solo, foi dada ênfase especial na análise do parâmetro A_r das poropressões (Skempton, 1954). Este parâmetro pode ser obtido a qualquer estágio de

ensaio, mas seu valor de maior interesse é na condição de ruptura (Ar), valores estes também apresentados na tabela 4.3, juntamente com os valores dos módulos de deformabilidade iniciais.

As figuras 4.12 a 4.14 mostram os resultados obtidos no ensaio triaxial para as amostras reconstituída, que estão sistematizadas na tabela 4.4.

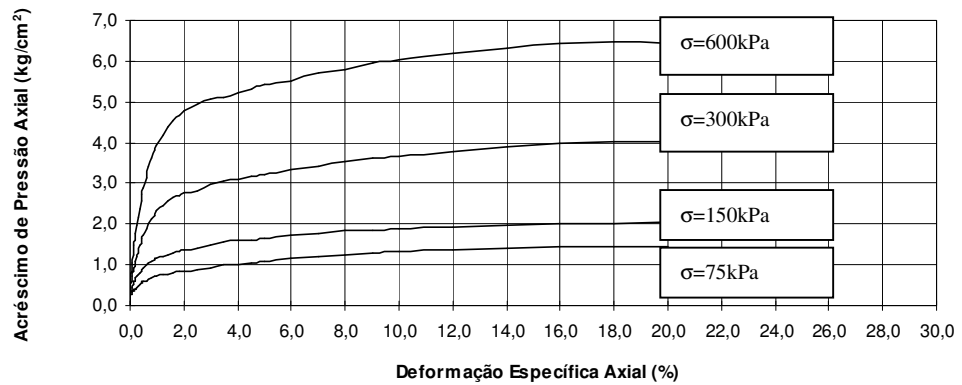


Figura 4.12 – Curvas tensão-deformação para a amostra reconstituída.

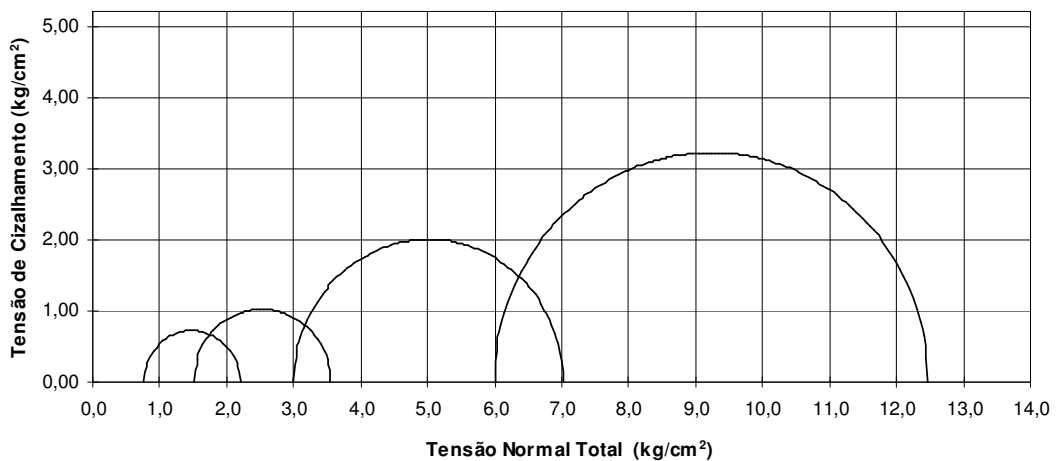


Figura 4.13 – Envoltória de resistência obtidas para a amostra reconstituída (tensões totais).

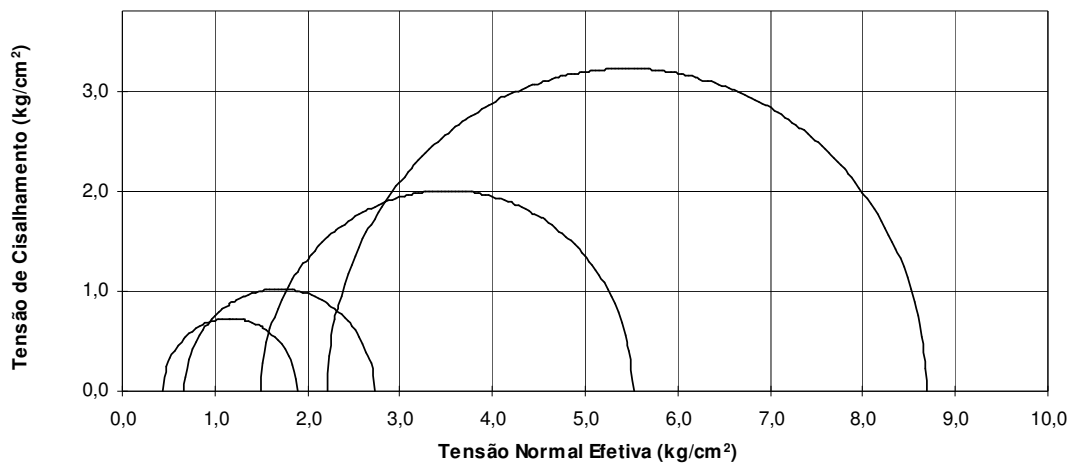


Figura 4.14 – Envoltória de resistência obtidas para a amostra reconstituída (tensões efetivas).

σ_3 (kPa)	Δu (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	$E_{1\%}$ (MPa)	A_r
75	39	116	8	0,34
150	35	184	12	0,19
300	170	315	25	0,54
600	370	482	40	0,77

Tabela 4.4 – Resultados dos ensaios \bar{R}_{SAT} para a amostra reconstituída.

Os parâmetros de resistência obtidos foram $c=31$ kPa e $\phi=15^\circ$ em termos de tensões totais e $c'=16$ kPa e $\phi'=32^\circ$ em termos de tensões efetivas. Analogamente, são apresentados na tabela 4.4 os valores dos módulos de deformabilidade e os valores do parâmetro A na ruptura, para as diferentes tensões de confinamento.

A figura 4.15 correlaciona a evolução dos parâmetros A_r com as tensões confinantes, para os ensaios com amostras indeformadas e reconstituídas, representativas da camada superior do depósito.

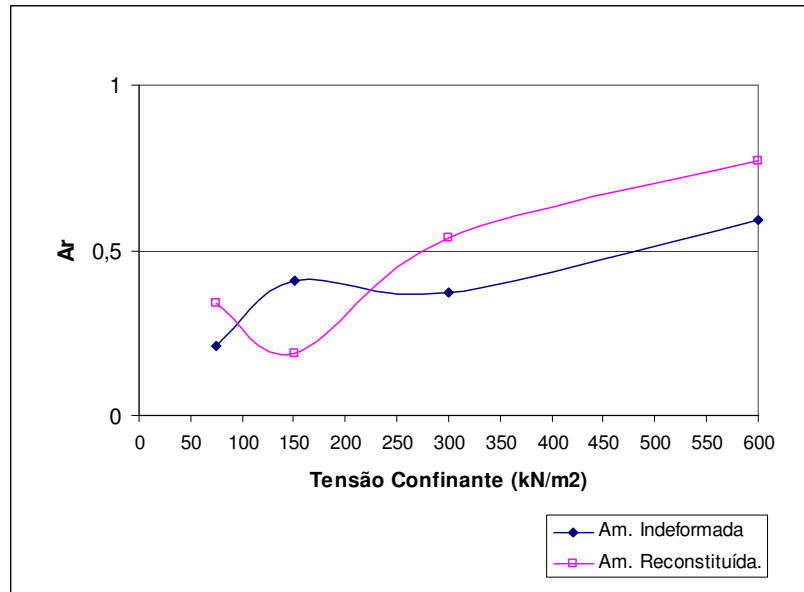


Figura 4.15 – Relação entre o parâmetro A_r das poropressões e tensões confinantes nos ensaios triaxiais realizados.

Para a faixa total de valores de A_r , tipicamente $0,20 \leq A_r \leq 0,80$, no intervalo das tensões analisadas, conclui-se que a geração de poropressões na camada superior do material do depósito assoreado é bastante significativa e fator de absoluta relevância nas análises de estabilidade da futura pilha de rejeitos.

4.7- Sondagens a percussão com medidas de SPT

A investigação de campo preliminar na cava foi feita através da execução de ensaios do tipo SPT no ano de 1998, visando o conhecimento da fundação. Foram executadas 4 sondagens a percussão, com tubo de revestimento de 64mm (2 1/2") de diâmetro, segundo normas da ABNT. O total perfurado para as 4 sondagens nesta etapa foi de 37,80m (figura 4.16).

Observou-se, então, que o material assoreado/escorregado atingiu alturas de cerca de 10,0m , tratando-se de um material silto-arenoso, com valores bastante uniformes de SPT, entre 3 e 6 até 10,0m de profundidade. O nível d'água apresentou-se bastante elevado em todos os furos.

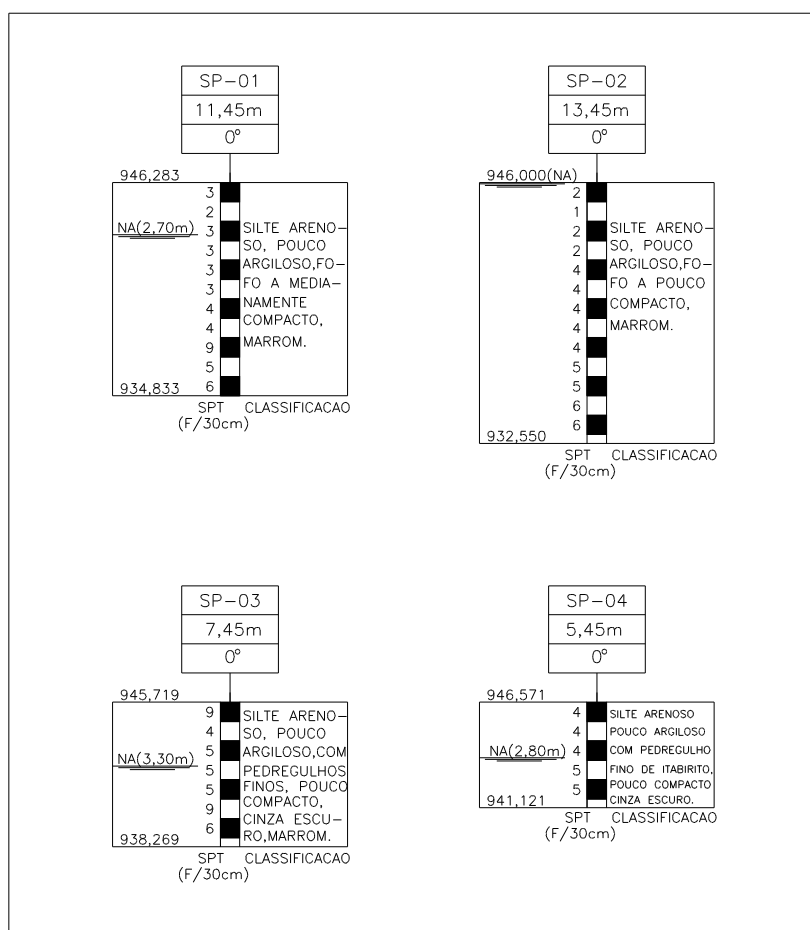


Figura 4.16 - Resultados das sondagens à percussão na Primeira Campanha de ensaios na fundação da cava.

A figura 4.17 apresenta a locação das sondagens executadas, designadas por SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04. A análise destes perfis foi particularmente importante para a elaboração das especificações dos ensaios pressiométricos realizados em etapa posterior do projeto.

Em maio de 1999, foi realizada uma segunda campanha de investigação de fundação da cava, compreendendo a execução de sondagens à percussão (SP) e mistas (SM), visando uma investigação mais abrangente do depósito.

Entretanto, os resultados obtidos entre uma e outra campanha não foram confiáveis, devido a grande dispersão dos resultados, adotando-se então os perfis da primeira campanha como referência das condições “in situ”.

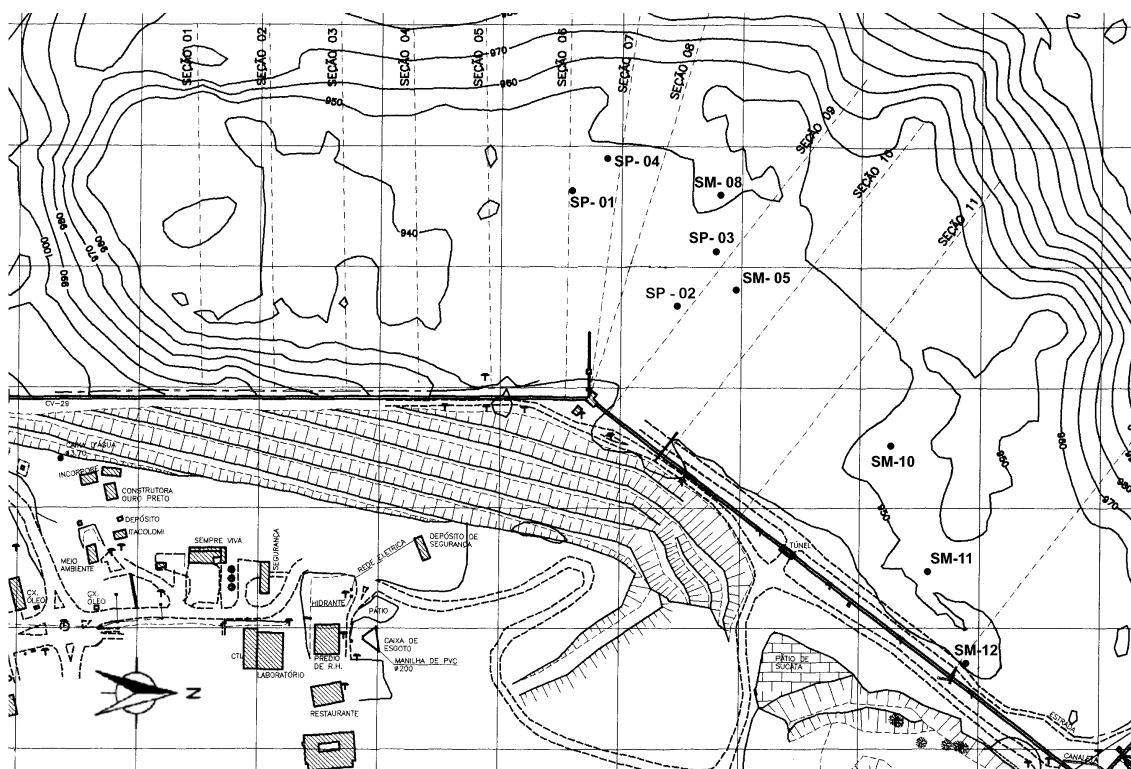


Figura 4.17 - Arranjo geral e locação das sondagens à percussão na Cava do Germano.

4.8 - Instalação de Piezômetros Pneumáticos

Dois piezômetros duplos foram implantados próximos aos furos SM-05 e SP-08, com distância relativa de 10,m entre as células, sendo um piezômetro instalado 5,0m acima e o outro 5,0m abaixo do topo da rocha (itabirito são).

Os instrumentos instalados foram fabricados pelo “Slope Indicator”, constituídos por uma célula e uma haste onde se localizam dois tubos que ligam a célula ao painel de leitura. A célula é um corpo cilíndrico de aço inox contendo um filtro cerâmico e um sensor pneumático. O sensor consiste de um diafragma de aço com dois orifícios de precisão, que são ligados ao painel de leitura por dois tubos de nylon de 3/16".

A metodologia de instalação dos piezômetros pneumáticos obedeceram à seguinte seqüência de procedimentos, conforme indicado pela figura 4.18:

- (i) perfuração do terreno até às cotas pré-fixadas para implantação das células de leitura;
- (ii) limpeza geral do furo;
- (iii) execução de uma camada de areia de aproximadamente 20,0cm de espessura no fundo do furo;
- (iv) introdução do piezômetro saturado (mantido confinado em um invólucro de areia pré-lavada) até o topo da camada de areia na base do furo;
- (v) medida de profundidade real da célula e ensaio-teste do piezômetro;
- (vi) execução de novo trecho de confinamento em areia pré-lavada (também 20,0cm aproximadamente de espessura);
- (vii) execução de selo de cerca de 50,0cm de bentonita, lançada sob a forma de bolinhas através do furo;
- (viii) preenchimento do furo com mistura de argila e bentonita (proporção 8:1) até a zona de instalação da segunda célula (superior);
- (ix) repetição dos procedimentos de execução do trecho areia + célula + areia + bentonita para a segunda célula (superior);
- (x) medida da profundidade real da segunda célula e ensaio-teste do piezômetro;
- (xi) preenchimento do furo até a superfície com a mistura de argila e bentonita;
- (xii) vedação da boca do furo com argamassa de cimento.

Durante a instalação dos instrumentos, foram registradas a data, a locação, a cota de instalação e o perfil geológico do furo de instalação, incluindo resultados do ensaio de infiltração, curvas de recuperação e um esquema do instrumento instalado.

As leituras têm sido feitas sistematicamente, para acompanhamento da evolução do N.A. local.

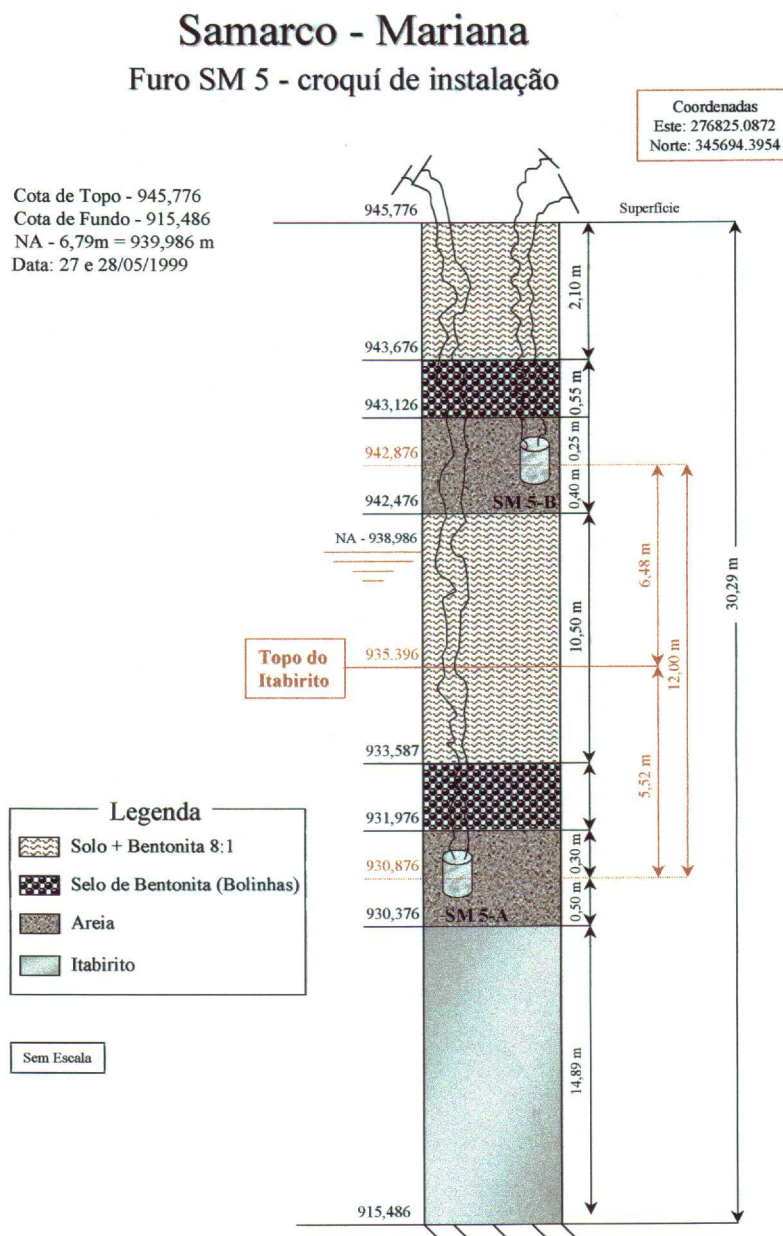


Figura 4.18 – Detalhe da instalação do piezômetro pneumático próximo ao furo SM-05.

ENSAIOS PRESSIOMÉTRICOS NA ÁREA DA CAVA DO GERMANO

5.1 - Localização e Especificações Preliminares para o Ensaio

Foram realizados três ensaios pressiométricos na área da Cava do Germano, em locais próximos aos furos das sondagens mistas e de percussão com medidas de índices de resistência N_{SPT} , anteriormente executadas, designados como PMT-5A, PMT-6A e PMT-9A (figura 5.1).

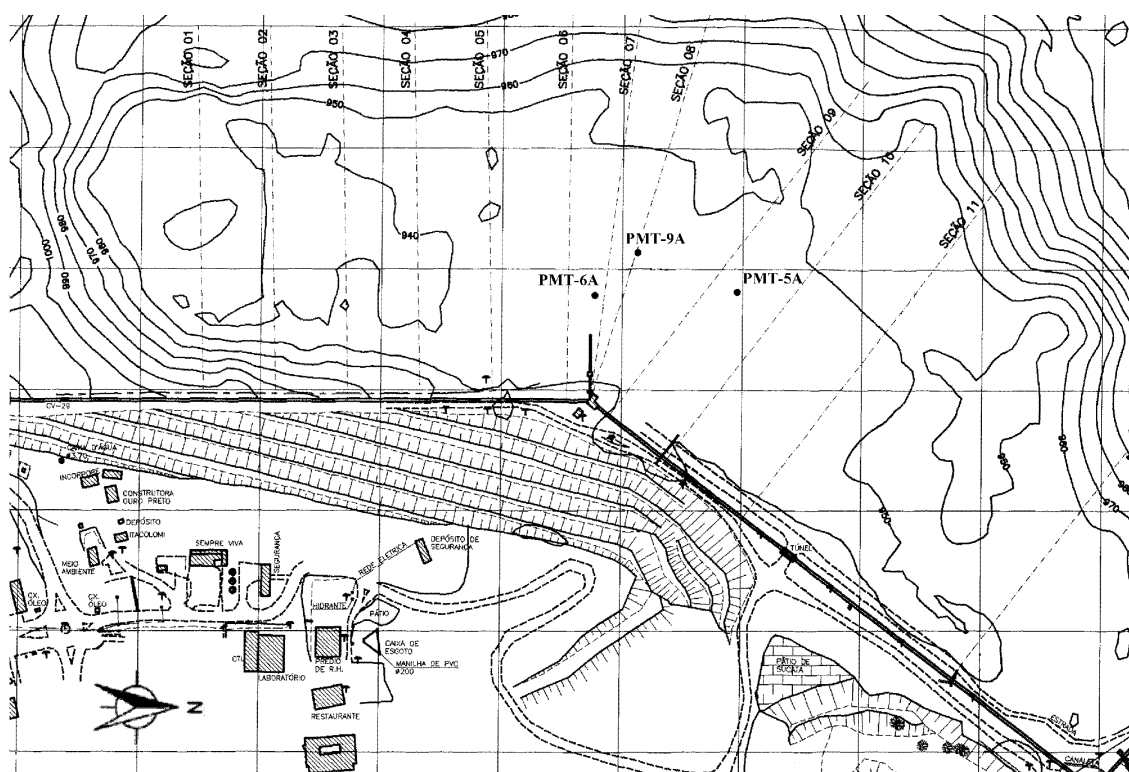


Figura 5.1 – Localização dos furos para os ensaios pressiométricos na Cava do Germano (final de lavra).

Estes furos foram executados a cada 1,0m de profundidade, próximos aos ensaios SPT.

A perfuração nestes três furos adicionais foi iniciada com trado manual padrão, do tipo helicoidal, e estendida até a profundidade de 1,50m. A partir desta profundidade, a perfuração foi complementada através do processo de lavagem simples com barrilete.

Por se tratar de um depósito de material assoreado, de textura silto-arenosa e saturado, tornou-se necessário o revestimento da perfuração no trecho ensaiado e a proteção das paredes do furo no trecho em estudo com lama bentonítica, a fim de garantir as condições prévias para a execução do ensaio.

No intuito de assegurar tais condições para os furos, o processo de perfuração foi executado da seguinte forma:

- perfuração com diâmetro externo HW até 0,50m antes da profundidade de ensaio;
- instalação do revestimento até o limite do trecho perfurado;
- injeção de bentonita no furo revestido;
- retirada do equipamento de perfuração para execução do ensaio pressiométrico;
- execução do ensaio pressiométrico;
- retomada do processo de perfuração no diâmetro HW, instalação do revestimento e execução de novo trecho para o ensaio pressiométrico.

Na aplicação da lama bentonítica, foi recomendada uma mistura de 4 a 5 kg de bentonita em pó para cada 50 litros de água.

Na execução do ensaio, a perfuração foi paralisada cerca de 1 hora para a execução do ensaio. Após o ensaio, a sonda foi retirada do furo e teve continuidade o processo de avanço da perfuração, até o limite previsto para a sondagem.

O empreiteiro tomou o cuidado de instalar uma plataforma firmemente ancorada, de modo que o terreno ficasse bem nivelado e a garantisse sempre a verticalidade do furo.

O nível do lençol d'água no terreno foi sempre criteriosamente observado em cada furo executado.

Porém, em alguns casos, por se tratar de um material de assoreamento saturado, ocorreram alguns problemas de instabilização das paredes do furo e de escavação excessiva nas fases de perfuração inicial com o trado. Estes problemas, potencialmente existentes, foram bastante minimizados por meio de uma cuidadosa e detalhada

sistemática de procedimentos visando obter um conjunto de dados que, além de atenderem à finalidades específicas do projeto, permitissem uma abordagem de análise científica.

Para a realização do ensaio pressiométrico, o ideal é que este seja executado por uma equipe de 3 pessoas: 1 engenheiro geotécnico, 1 técnico de laboratório de solos e 1 ajudante. É de vital importância que esta equipe esteja bem preparada, treinada e equipada, de modo a resolver qualquer imprevisto durante o ensaio e que execute alguns furos-piloto no material a ser estudado, de modo a aprimorar a sensibilidade em cada tipo de solo.

A sistemática adotada buscou garantir a verticalidade e o alinhamento da perfuração, sendo de fundamental importância para interpretação dos resultados do ensaio.

5.2 - Equipamentos utilizados

Os ensaios na fundação da Cava do Germano foram efetuados com um Pressiômetro Ménard Modelo GA-200, fabricado e comercializado pela GEOMATECH.

O equipamento utilizado (foto 5.1) é constituído de uma fonte de pressão (garrafa de nitrogênio), uma unidade de controle de pressão e volume (CPV) e uma sonda cilíndrica Modelo BX, diâmetro 2 ½". Um trado manual no diâmetro 2 ½" , cuja finalidade é a de propiciar um furo inicial, vertical e no diâmetro compatível à sonda, constitui equipamento complementar ao aparato pressiométrico.

O furo de sondagem rotativa foi executado com o barrilete tipo BW, juntamente com a utilização de bentonita, por se tratar de execução de ensaios em um material de fundação submerso e de baixa capacidade de suporte. Neste caso, tornou-se necessária uma bomba de injeção de bentonita para dentro do furo, a partir de uma mistura prévia da mesma em tanque de capacidade adequada (foto 5.2).

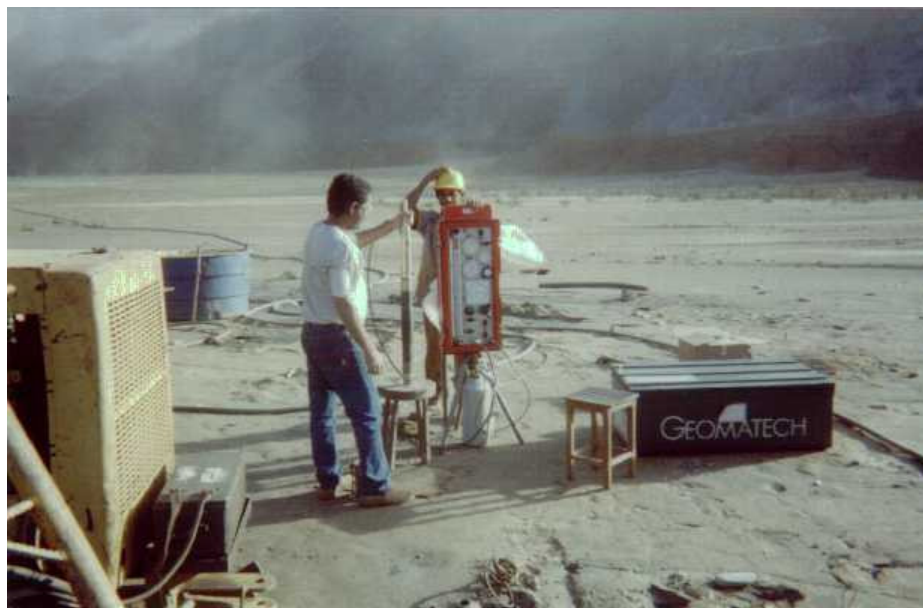


Foto 5.1 – Execução de ensaio pressiométrico na Cava do Germano.



Foto 5.2 - Vista do equipamento de sondagem mista e preparo da lama bentonítica para o ensaio pressiométrico (furo 9A).

5.3 - Metodologia do Ensaio

Atendendo às especificações para a execução do ensaio pressiométrico (item 5.1), foram executados 3 furos de sondagem tipo rotativa, localizados o mais próximo possível (2,00m) dos furos tipo SPT, executados nesta mesma Campanha de Ensaio.

Os furos para o ensaio pressiométrico foram nomeados de 9A, 6A e 5A, sendo executados nesta sequência e à uma profundidade máxima de 9,00m.

Antes da realização de um ensaio, o Pressiômetro Ménard deve ser calibrado de modo a compensar as perdas de pressão e de volume na sonda. As perdas volumétricas são causadas pela expansão da tubulação. Em laboratório, e seguindo a Norma Francesa NF P94-110-6 (1989), a calibração é feita pressurizando-se a sonda no interior de um tubo de aço de paredes espessas. A pressão é aumentada em incrementos de 250kPa (2,5 bars) até se alcançar 2500kPa (25 bars). Traça-se então a Curva Volume versus Pressão, também chamada Curva de Expansão.

Da curva obtida, obtêm-se os parâmetros: coeficiente de expansão e o volume de líquido injetado até o contato da sonda com o tubo de calibração (item 2.5). Estes valores da curva de expansão permitem a aferição do cálculo de V_s (volume da célula central de medição) dada pela equação 27, ou seja:

$$V_s = \frac{\pi \cdot d_i^2 \cdot l_o}{4} - V_C' = 535 \text{ cm}^3$$

A calibração ao ar (figura 5.2) foi sempre executada antes de cada ensaio e para cada furo, de acordo com as prescrições das normas já mencionadas.

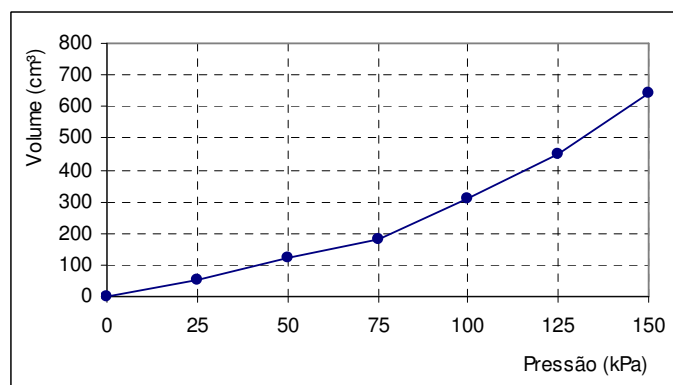


Figura 5.2 - Resultado típico de uma calibração ao ar da sonda, durante um ensaio.

Nesta calibração ao ar, as pressões variam em incrementos de 25kPa (0,25 bar) até o valor de 150kPa (1,5 bars). É aconselhável que a sonda permaneça totalmente na

vertical durante a calibração e a parte central da sonda deve coincidir com o manômetro de aplicação de pressões, sendo que através da calibração ao ar, o operador tem o controle visual do comportamento da membrana da sonda durante a expansão.

A curva pressão versus volume resultante é chamada Curva de Calibração, e desta, obtêm-se, para cada volume injetado, a correção da pressão devido à resistência da sonda (p_e).



Foto 5.3 - Calibração da sonda pressiométrica ao ar (pressão aplicada até 150kPa).

Logo após a calibração ao ar, fez-se uma perfuração manual com o trado, até 1,5m de profundidade, de forma a executar o primeiro ensaio com a sonda, sendo que a célula de medição/leitura central foi presa à uma haste e posicionada à 1,0m de profundidade (foto 5.4).



Foto 5.4 - Utilização do trado manual para perfurar 1,5m para o primeiro ensaio com o pressiômetro.

Conforme a Norma ASTM (1987), foram efetuados, então, estágios crescentes de pressões de 25kPa (0,25 bars) e foram efetuadas leituras correspondentes à 30 e 60 segundos.

Para cada estágio do ensaio, sendo chamada esta metodologia de Procedimento A (iguais incrementos de pressão). A cada 60 segundos, era reaplicada a pressão de 25kPa e feitas leituras do volume (cm³) de água deslocado no volumímetro (figura 5.3).

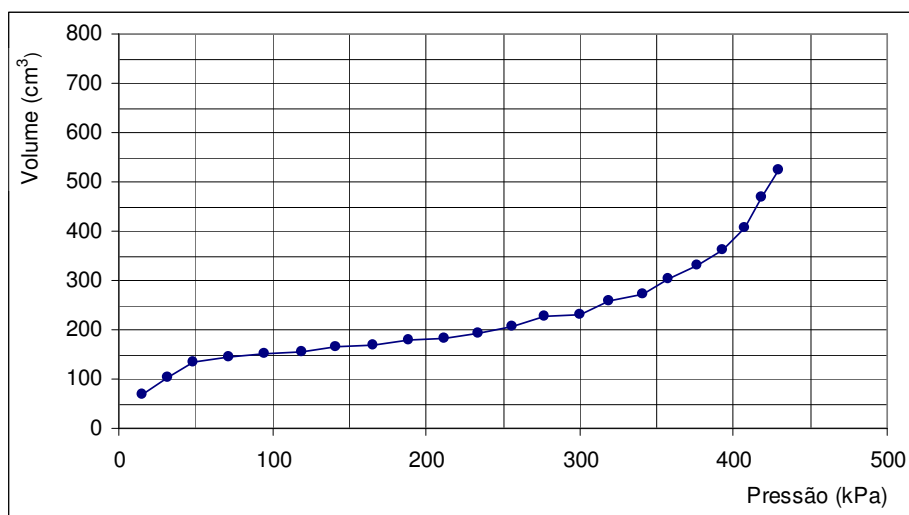


Figura 5.3 - Curva pressão versus volume, durante um ensaio pressiométrico.

O critério de paralisação adotado no ensaio foi baseado em uma leitura do volume lido (cm³) o mais próximo possível de 700cm³, para um limite do aparelho de 800cm³. Para a execução do segundo ensaio pressiométrico neste furo, já foi possível a utilização da sondagem rotativa, sendo o furo feito cuidadosamente com o barrilete tipo BW e bentonita.

Assim, executou-se um furo preenchido com bentonita até 2,5m de profundidade, visto que o segundo ensaio foi feito na profundidade de 2,0m. Procedeu-se às leituras de acordo com a mesma sistemática usada no ensaio anterior.

O ensaio seguinte (profundidade de 3,0m) seguiu esta mesma metodologia de execução. A partir do quarto estágio do ensaio (profundidade de 4,00m) procedeu-se ao revestimento (diâmetro HW) do furo até 0,50m acima da profundidade prevista para o ensaio, evitando-se, portanto, o desmoronamento de material no furo, pois o nível d'água encontrava-se muito alto.

A duração média de cada ensaio, com carregamento e descarregamento, foi em torno de 40 minutos, incluindo a operação completa de perfuração.



Foto 5.5 - Colocação da sonda pressiométrica no furo já executado.

A foto 5.5 mostra a colocação da sonda pressiométrica no furo já executado. As fotos 5.6 e 5.7 mostram as operações de preparação e injeção de bentonita no furo.

Para cada metro de profundidade ensaiado, foi feito um ajuste da pressão diferencial, a qual foi mantida constante para cada ensaio, ajuste este obtido diretamente através de um manômetro central, no pressiômetro.

O cuidado com o revestimento do furo com o diâmetro HW (fotos 5.8 e 5.9), foi feito à medida que o ensaio ganhava profundidade, sendo uma operação um pouco demorada (30 a 50 minutos), mas de vital segurança para o andamento de toda a operação.



Foto 5.6 -Preparação da bentonita em tanque para aplicação no furo de sondagem.



Foto 5.7 - Injeção da bentonita no furo de sondagem para a execução do ensaio pressiométrico.



Foto 5.8 -Preparação do corte com lâmina wídia para aplicar o revestimento tipo HW.



Foto 5.9 - Conexão do suporte para instalar o revestimento tipo HW em profundidade, de forma a evitar acidentes com a sonda pressiométrica.

Resultados típicos de um ensaio pressiométrico estão sistematizados nas tabelas apresentada a seguir (tabelas 5.1 e 5.2). As planilhas relativas a todos os ensaios

realizados estão dadas em anexo neste trabalho e as análises dos resultados obtidos são discutidos no capítulo seguinte.

ESTAGIO	P lida(bar)	P lida(kPa)	V lido(30s)	V lido(60s)	Pe(kPa)	P corr(kPa)	V corr(cm³)
P1	0,25	25	53	69	30,97	15,03	68,93
P2	0,50	50	100	103	39,19	31,81	102,86
P3	0,75	75	132	135	46,92	49,08	134,79
P4	1,00	100	140	144	49,1	71,9	143,72
P5	1,25	125	150	151	50,79	95,21	150,65
P6	1,50	150	155	156	52	119	155,58
P7	1,75	175	160	165	54,18	141,82	164,51
P8	2,00	200	167	169	55,15	165,85	168,44
P9	2,25	225	176	180	57,8	188,2	179,37
P10	2,50	250	184	185	59,01	211,99	184,30
P11	2,75	275	194	195	61,67	234,33	194,23
P12	3,00	300	205	208	64,57	256,43	207,16

Tabela 5.1 – Valores de pressão versus volume obtidas durante um ensaio pressiométrico típico.

P lida(KPa)	V lido(cm³)
0	0
25	42
50	111
75	188
100	298
125	440
150	614

Tabela 5.2 – Valores obtidos no ensaio pressiométrico durante a calibração ao ar.

CAPÍTULO 6

ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

6.1- Introdução

No presente capítulo, são apresentados e discutidos os aspectos mais relevantes dos ensaios pressiométricos executados na Cava do Germano e estabelecidas algumas correlações com os resultados das sondagens à percussão e dos ensaios de laboratório.

Uma consideração preliminar bastante importante refere-se ao formato geral das curvas pressiométricas obtidas. Em geral, foi possível uma identificação bastante clara das fases descritas anteriormente e a conformação geral das mesmas sugere que os cuidados prévios de perfuração foram muito positivos, evitando-se problemas decorrentes de furos muito largos ou excessivamente perturbados. A única exceção a este comportamento geral ocorreu para o ensaio realizado a uma profundidade de 1,0m no furo 6A, devido aos efeitos de uma sobre-escavação excessiva pelo trado. A curva pressiométrica obtida mostrou-se totalmente distorcida, comprometendo a avaliação criteriosa dos parâmetros índices do ensaio, sendo, portanto, desconsiderada na análise global dos resultados.

As planilhas completas de todos os ensaios realizados estão apresentadas em anexo neste trabalho, incluindo-se as curvas pressiométricas obtidas e os correspondentes diagramas de fluência.

6.2- Módulos Pressiométricos e Pressões Limites

As tabelas 6.1 a 6.3 sistematizam os resultados dos ensaios pressiométricos realizados na Cava do Germano, em termos dos parâmetros E_M , P_L , E_M / P_L , P_L^* e E_M / P_L^* , a cada metro de profundidade e até uma profundidade máxima de 9,0m do depósito de material assoreado, alcançada na execução do furo 9A. Os módulos pressiométricos de Ménard (E_M) foram estimados a partir da declividade do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, usando-se a relação (3.28b). Os

valores de referência dos módulos pressiométricos podem ser caracterizados numa faixa entre 600 e 1800kPa, com valores extremados nos dois primeiros metros e a 7,0m de profundidade para o furo 5A (valores de 5107kPa, 3370kPa e 2082kPa, respectivamente).

FURO 5A (NA 6,90m)					
Prof. (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M / P_L	P_L^* (kPa)	E_M / P_L^*
1,00	5107,20	472,08	10,82	412,08	12,39
2,00	3370,20	629,64	5,35	595,54	5,66
3,00	1386,88	274,92	5,04	225,32	6,16
4,00	726,44	260,00	2,79	143,29	5,07
5,00	1070,2	230,48	4,64	139,98	7,65
6,00	1266,12	397,52	3,19	284,92	4,44
7,00	2081,94	471,87	4,41	308,07	6,76

Tabela 6.1 – Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos para o Furo 5A.

FURO 6A (NA 3,76m)					
Prof. (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M / P_L	P_L^* (kPa)	E_M / P_L^*
1,00	-	-	-	-	-
2,00	1464,49	222,22	6,59	186,02	7,87
3,00	630,82	141,37	4,46	66,47	9,49
4,00	625,43	175,91	3,56	90,12	6,94
5,00	829,46	190,77	4,35	115,77	7,16
6,00	963,62	252,00	3,82	119,49	8,06
7,00	1227,86	343,70	3,57	225,60	5,44
8,00	1569,27	299,18	5,25	166,55	9,42

Tabela 6.2 – Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos para o Furo 6A.

FURO 9A (NA 4,73m)					
--------------------	--	--	--	--	--

Prof. (m)	E_M (kPa)	P_L (kPa)	E_M / P_L	P_L^* (kPa)	E_M / P_L^*
1,00	1228,08	185,87	6,61	146,27	8,40
2,00	1169,81	197,24	5,93	127,03	9,21
3,00	921,44	176,56	5,22	126,19	7,30
4,00	809,50	200,11	4,05	138,21	5,86
5,00	1806,30	306,30	5,90	156,10	11,57
6,00	710,86	252,07	2,82	153,66	4,63
7,00	692,51	279,80	2,48	196,37	3,53
8,00	1124,70	295,30	3,81	118,90	9,46
9,00	1412,36	400,90	3,52	224,81	6,28

Tabela 6.3 – Parâmetros obtidos nos ensaios pressiométricos para o Furo 9A.

Este comportamento aleatório é claramente definido, quando se representa graficamente os valores de E_M com a profundidade (figura 6.1). Comportamento similar é o obtido em termos da variação dos módulos cisalhantes (G) com a profundidade.

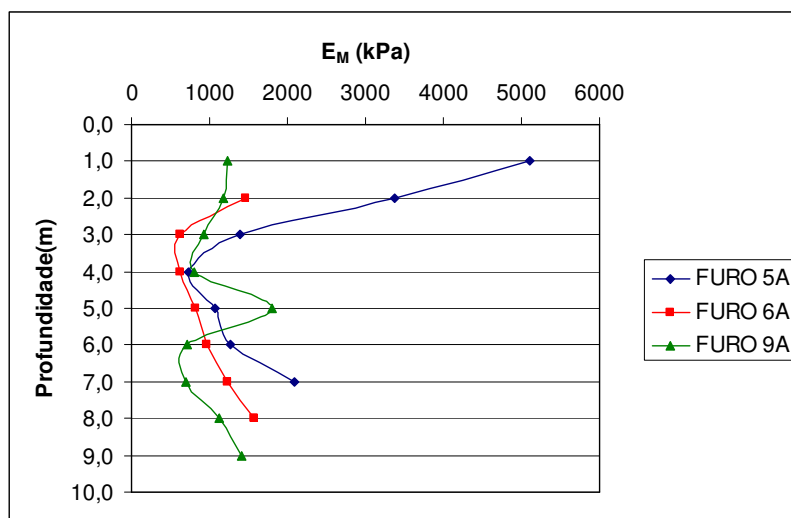


Figura 6.1 - Valores do módulo E_M em função da profundidade.

Esta distribuição irregular resulta de efeitos específicos da dissipação de poropressões geradas em horizontes ou lentes predominantemente de filitos, relativas a

outras de composição predominantemente de itabiritos ou de diferentes misturas entre filitos e itabiritos. Assim, é razoável considerar estes valores expressando, na realidade, parâmetros drenados, não drenados ou parcialmente drenados.

As pressões limites P_L foram calculadas utilizando-se os procedimentos prescritos pelas normas francesas (item 3.7.2.3), após correlações com os resultados dos diagramas de fluência (figura 3.11) de cada ensaio.

As pressões limites efetivas P_L^* foram então obtidas dos valores de P_L (relação 3.35), estimando-se os valores das tensões horizontais no repouso a partir da construção gráfica de Brandt (figura 3.9), correlacionando-os com as pressões p_{om} do ponto de inflexão inicial dos diagramas de fluência.

As figuras 6.2 e 6.3 apresentam graficamente a variação de E_M , P_L e P_L^* com a profundidade, para os ensaios realizados na Cava do Germano.

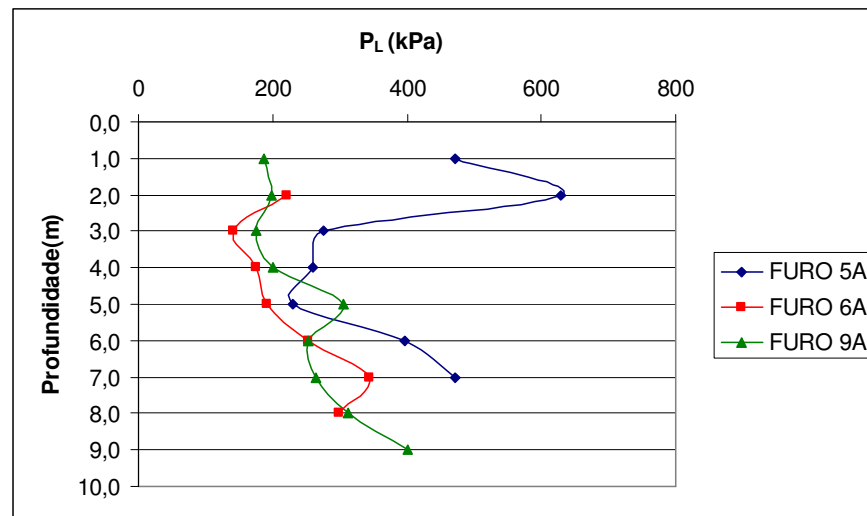


Figura 6.2 - Valores da pressão limite P_L em função da profundidade.

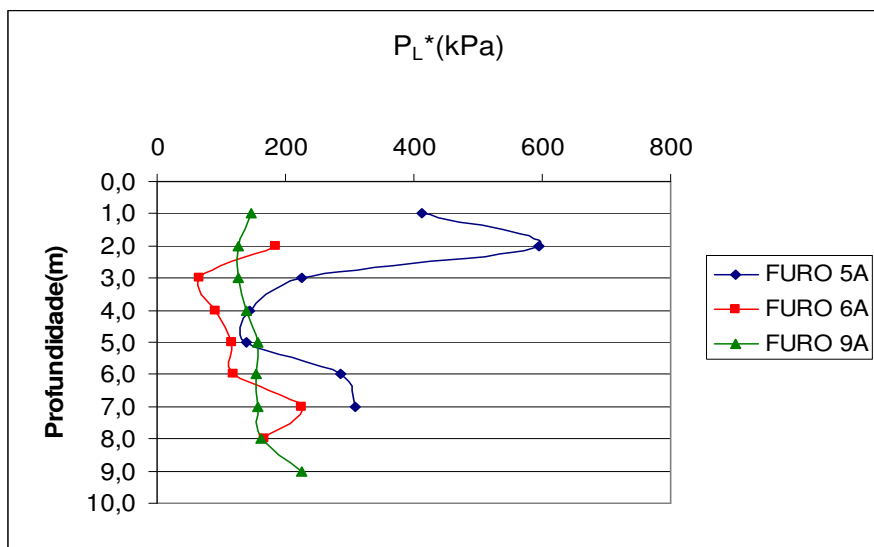


Figura 6.3 – Valores da pressão limite efetiva P_L^* em função da profundidade.

Os valores das pressões limites apresentam um padrão de variação similar a dos módulos de deformação, com valores máximos em superfície e crescentes a maiores profundidades. Com efeito, as pressões limites estão diretamente relacionadas à resistência do solo à ruptura, embora representem parâmetros muito menos susceptíveis às perturbações oriundas do processo de perfuração.

Assim, a variação apresentada está intimamente associada à natureza distinta dos horizontes do material assoreado (figura 6.2), em função da maior ou menor contribuição de material transportado das zonas erodidas de filitos ou de itabiritos dos taludes.

Note-se ainda a similaridade deste comportamento para os valores de P_L^* (figura 6.3), já que são obtidos diretamente dos valores de P_L .

Em termos das relações módulos de deformação-pressões limites, os valores de E_M / P_L variaram entre 2,5 e 10,80 e os valores de E_M / P_L^* variaram numa faixa típica entre 5 e 12. Estes resultados sugerem um comportamento global à deformabilidade do material assoreado como sendo de um solo tipicamente granular e se correlacionam bastante bem com resultados obtidos em depósitos aluvionares.

A análise global destes resultados,relativamente a valores típicos propostos por Ménard (1975), Briaud (1992) e Clarke (1995), permite caracterizar genericamente o material assoreado na Cava do Germano como sendo uma areia siltosa fofoa, com intercalações de horizontes tipicamente siltsosos ou arenosos medianamente compactos (particularmente à superfície do depósito).

Estas interpretações ficam mais evidenciadas quando se representam graficamente a variação dos valores médios dos parâmetros E_M , P_L e P_L^* com a profundidade (figuras 6.4 a 6.6).

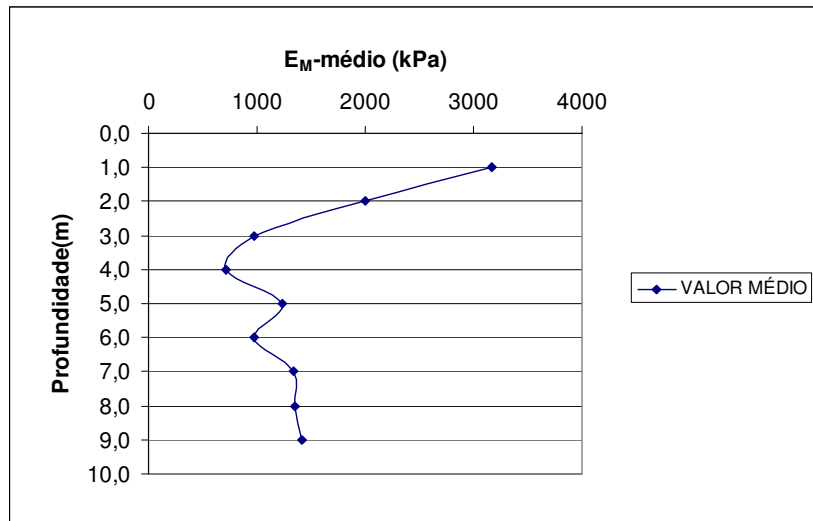


Figura 6.4 – Valores médios de E_M com a profundidade para o material assoreado.

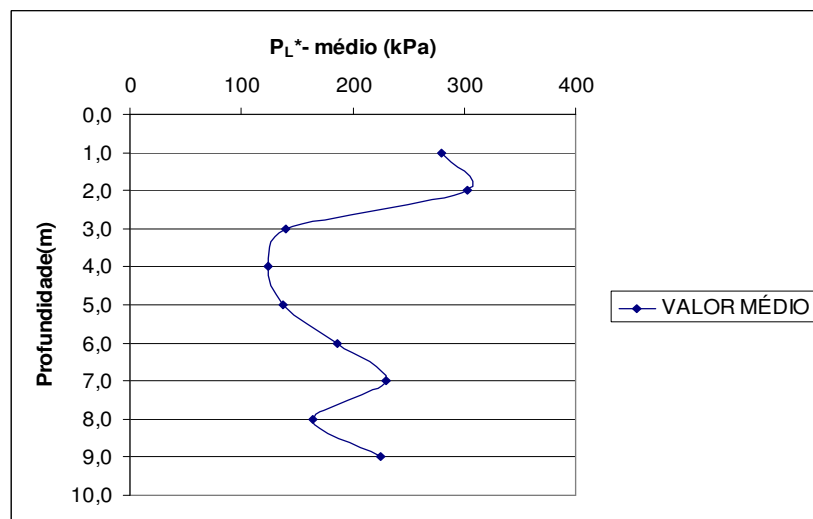


Figura 6.5 - Valores médios de P_L^* com a profundidade para o material assoreado.

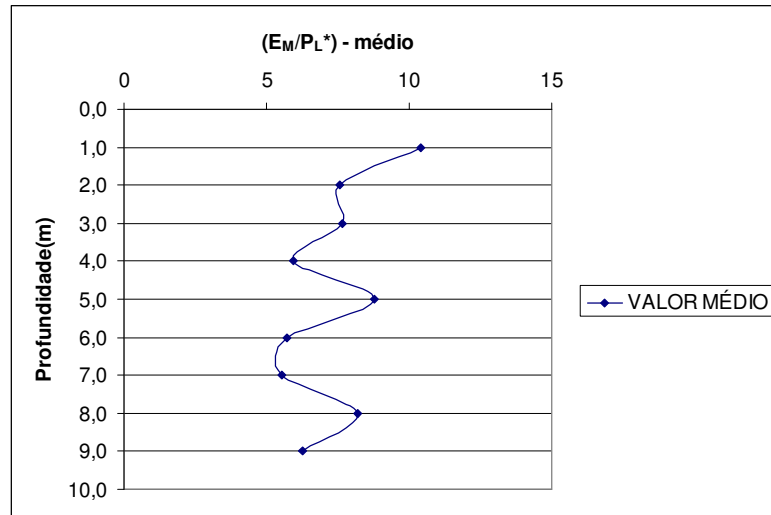


Figura 6.6 – Valores médios da relação E_M / P_L^* com a profundidade para o material assoreado.

Os perfis da variação destes parâmetros com a profundidade evidenciam claramente que o depósito de material assoreado pode ser tratado como uma matriz razoavelmente homogênea, com comportamento de material granular e de baixa compactidade, com o horizonte superior mostrando sinais de pré-adensamento, muito provavelmente por efeitos de ressecamento.

6.3- Tensões horizontais e coeficientes de Empuxo no Repouso

Valores das tensões horizontais totais (σ_{ho}) e dos coeficientes de empuxo no repouso (K_o), para os ensaios realizados na Cava do Germano, estão indicados na tabela 6.4.

Os parâmetros K_o foram calculados pela seguinte expressão:

$$K_o = \frac{\sigma_{ho} - u}{\sigma_{vo} - u} \quad (6.1)$$

sendo u a poropressão e σ_{vo} a tensão vertical total na profundidade do ensaio. No cálculo de σ_{vo} , adotou-se um valor médio de $\gamma = 21,0 \text{ kN/m}^3$.

Prof. (m)	FURO 5A (NA 6,90)			FURO 6A (NA 3,76)			FURO 9A (NA 4,73)		
	σ_{vo} (kPa)	σ_{ho} (kPa)	K_o	σ_{vo} (kPa)	σ_{ho} (kPa)	K_o	σ_{vo} (kPa)	σ_{ho} (kPa)	K_o
1,00	21,00	60,00	2,86	-	-	-	21,00	39,60	1,89
2,00	42,00	34,10	0,82	42,00	36,20	0,86	42,00	70,21	1,67
3,00	63,00	49,60	0,79	63,00	74,90	1,19	63,00	50,37	0,80
4,00	84,00	116,71	1,39	84,00	85,79	1,04	84,00	61,90	0,74
5,00	105,00	90,50	0,86	105,00	75,00	0,46	105,00	84,54	0,63
6,00	126,00	161,54	1,28	126,00	132,51	1,10	126,00	98,41	0,59
7,00	147,00	163,80	1,21	147,00	118,10	0,63	147,00	106,80	0,49
8,00	-	-	-	168,00	132,63	0,64	168,00	151,20	0,81
9,00	-	-	-	-	-	-	189,00	176,09	0,87

Tabela 6.4 - Valores de K_o em função da profundidade para os ensaios realizados.

A figura 6.7 apresenta a variação das tensões horizontais no repouso para todos os ensaios realizados, evidenciando-se o perfil de variação destas tensões com a profundidade.

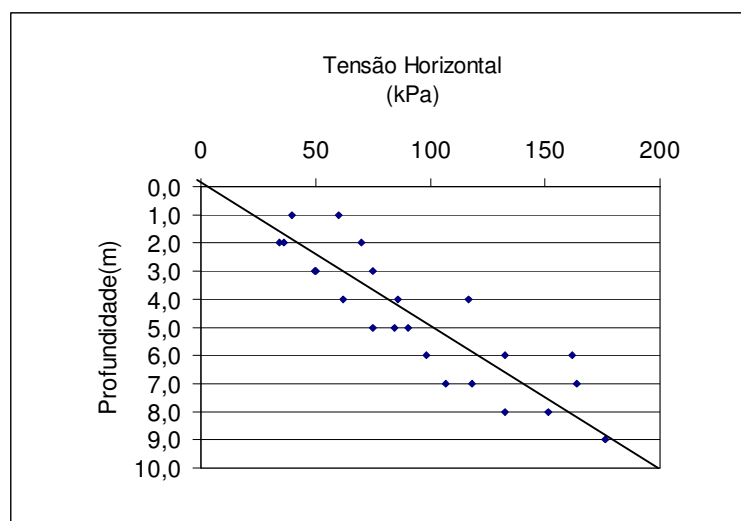


Figura 6.7 - Gráfico do valor da tensão horizontal (σ_{ho}) em função da profundidade.

A dispersão dos resultados é evidente e concordante com resultados de análises similares, uma vez que este parâmetro é extremamente susceptível aos efeitos do amolgamento do solo ao redor do furo e do alívio de tensões resultantes da perfuração.

Neste sentido, devido às perturbações induzidas na execução do pré-furo, as tensões σ_{h0} não expressam exatamente as tensões geostáticas horizontais.

A figura 6.8 apresenta a variação em profundidade do parâmetro K_o para os ensaios realizados.

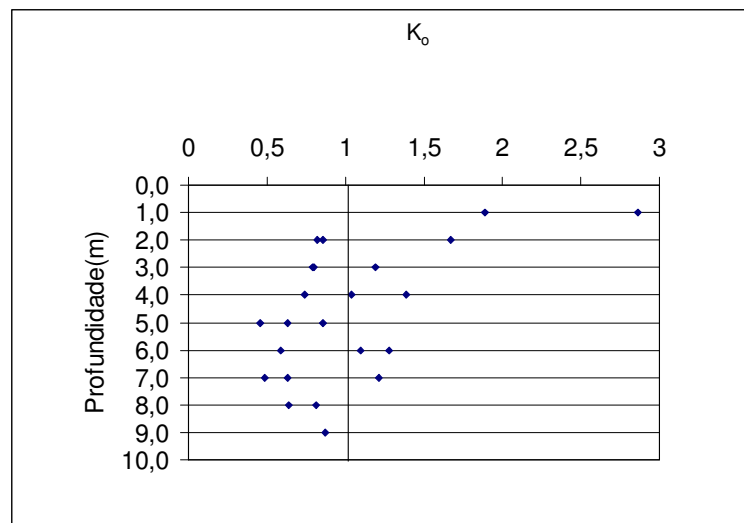


Figura 6.8 - Valores de K_o em função da profundidade para os ensaios realizados.

Os valores do coeficiente de empuxo no repouso, para o material assoreado na Cava do Germano, variaram numa faixa típica de 0,50 a 1,50. Esta dispersão é razoável em uma massa de material aluvionar, pelos inevitáveis efeitos de anisotropia. Na camada mais superficial, os valores mais elevados de K_o estão associados a efeitos de pré-adensamento por ressecamento.

Dois aspectos, entretanto, devem ser analisados à parte. Em primeiro lugar, a relação (6.1) é aplicável a solos saturados; nas situações de campo, acima do N.A., prevalecem condições de não saturação e de sucção, com sérios impactos sobre o conceito de K_o (Fredlund e Rahardjo, 1985).

Avaliações criteriosas de K_o nestas condições somente seriam pertinentes a partir da determinação de valores de sucção “in situ”.

Um segundo aspecto, já comentado anteriormente, está diretamente relacionado ao fato de que as tensões horizontais no repouso são bastante afetadas pelas perturbações de perfuração, não representando efetivamente as tensões geostáticas atuantes.

Estas limitações comprometem substancialmente as análises dos resultados de K_o e evidências experimentais e numéricas comprovam as dificuldades destas abordagens (Marsland e Randolph, 1977; Clarke e Wroth, 1984; Wood e Mair, 1987; Núñez e Schnaid, 1994).

A conclusão imediata é que os ensaios pressiométricos tendem a superestimar as tensões horizontais de repouso e, por conseqüência, os valores de K_o . Face as potencialidades do ensaio, entretanto, na estimativa deste parâmetro, torna-se bastante interessante a proposição de relações correlacionando resultados de outros ensaios com os obtidos pelo Pressiômetro de Ménard.

6.4- Pressões de Fluência

Os diagramas de fluência dos ensaios realizados estão apresentados nas planilhas no anexo deste trabalho.

Em muitos casos, não foram obtidas as curvas padronizadas (figura 3.11), particularmente pela impossibilidade da definição do ponto de inflexão inicial.

Entretanto, as pressões de fluência ou de plastificação puderam ser estimadas com base nos valores das abscissas do ponto de inflexão final da fase pseudo-elástica do ensaio.

A variação das pressões de fluência com a profundidade para os ensaios realizados está dada na figura 6.9.

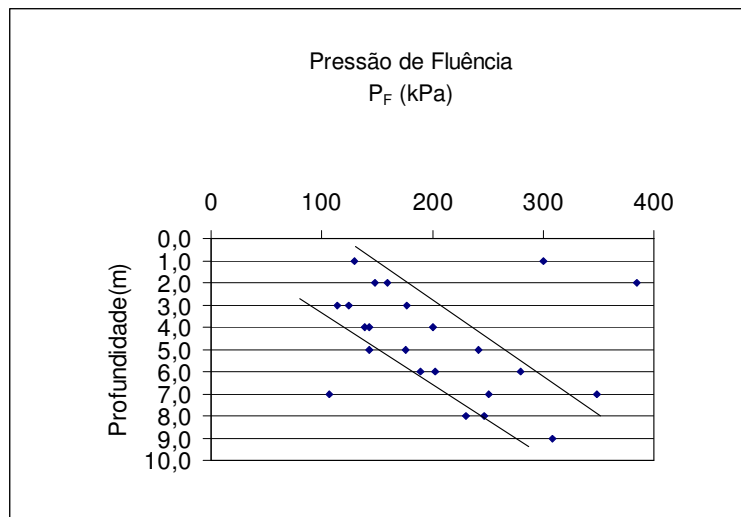


Figura 6.9 - Valores da pressão de fluência (P_F) em função da profundidade.

Verifica-se que as pressões de fluência se enquadram dentro de uma faixa padrão, de comportamento global, com variação linear com a profundidade, entre 100 e 300kPa.

Os valores de P_F constituem os limites superiores das pressões associadas ao trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica e, embora sem uma correlação direta com parâmetros geotécnicos de projeto, estes valores podem caracterizar um comportamento geral do solo estudado em termos de compressibilidade, pela possível vinculação às pressões de pré-adensamento do solo (Mántaras, 1995).

6.5- Parâmetros de Resistência

Em uma avaliação preliminar, a ocorrência de horizontes distintos de itabiritos e filitos poderiam condicionar comportamentos drenados e não-drenados, respectivamente, para o material assoreado.

Assim, correlações empíricas foram utilizadas tanto para a determinação dos ângulos de atrito como para a resistência ao cisalhamento não-drenada S_u do material assoreado.

As tabelas 6.5, 6.6 e 6.7 apresentam os valores dos ângulos de atrito e das resistências não-drenadas do solo investigado, para diferentes profundidades de ensaio.

Os valores de ϕ foram calculados pela expressão 3.42 do Centre d'Études Ménard ($\phi = \phi_M$) e os valores de S_u , pelas relações empíricas propostas por Baguelin et al. (1978), Briaud et al. (1986) e Powell (1990), discutidas no item 3.7.2.6.

FURO 5A (NA 6,90m)				
Prof. (m)	ϕ_M (°)	S_u (kPa)		
		Baguelin et al. (1978)	Briaud et al. (1986)	Powell (1990)
1,00	25	61,28	63,40	52,83
2,00	27	80,77	91,62	76,35
3,00	24	38,96	34,66	28,89
4,00	22	27,75	22,04	18,37
5,00	22	27,27	21,54	17,95
6,00	24	46,46	43,83	36,53
7,00	25	49,27	47,40	39,50

Tabela 6.5 - Valores estimados para ângulos de atrito e resistências não-drenadas para o Furo 5A.

FURO 6A (NA 3,76m)				
Prof. (m)	ϕ_M (°)	S_u (kPa)		
		Baguelin et al. (1978)	Briaud et al. (1986)	Powell (1990)
1,00	-	-	-	-
2,00	23	33,75	28,62	23,85
3,00	20	15,60	10,23	8,52
4,00	21	19,60	13,86	11,55
5,00	22	23,65	17,81	14,84
6,00	22	24,21	18,38	15,32
7,00	24	39,00	34,71	28,92
8,00	23	31,06	25,62	21,35

Tabela 6.6 - Valores estimados para ângulos de atrito e resistências não-drenadas para o Furo 6A.

FURO 9A (NA 4,73m)				
Prof. (m)	ϕ_M (°)	S_u (kPa)		
		Baguelin et al .	Briaud et al.	Powell
		(1978)	(1986)	(1990)
1,00	22	28,18	22,50	18,75
2,00	22	25,35	19,54	16,29
3,00	22	25,23	19,41	16,18
4,00	22	27,01	21,26	17,72
5,00	23	29,59	24,02	20,01
6,00	23	29,24	23,64	19,70
7,00	23	29,67	24,10	20,08
8,00	23	30,39	24,88	20,74
9,00	24	38,90	34,59	28,82

Tabela 6.7 - Valores estimados para ângulos de atrito e resistências não-drenadas para o Furo 9A.

As figuras 6.10 a 6.12 apresentam os perfis da variação das resistências não-drenadas com a profundidade, para os ensaios realizados.

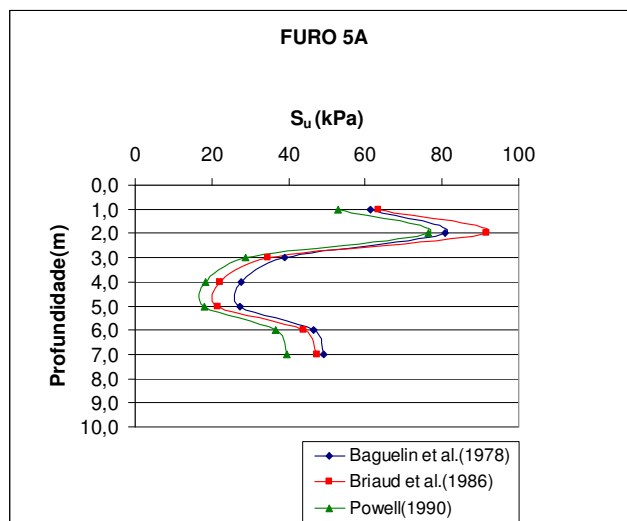


Figura 6.10 - Gráfico do valor de S_u em função da profundidade para o Furo 5A.

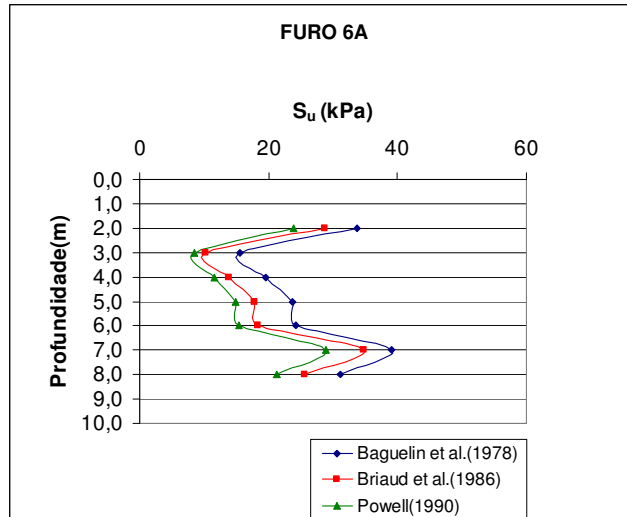


Figura 6.11 - Gráfico do valor de S_u em função da profundidade para o Furo 6A.

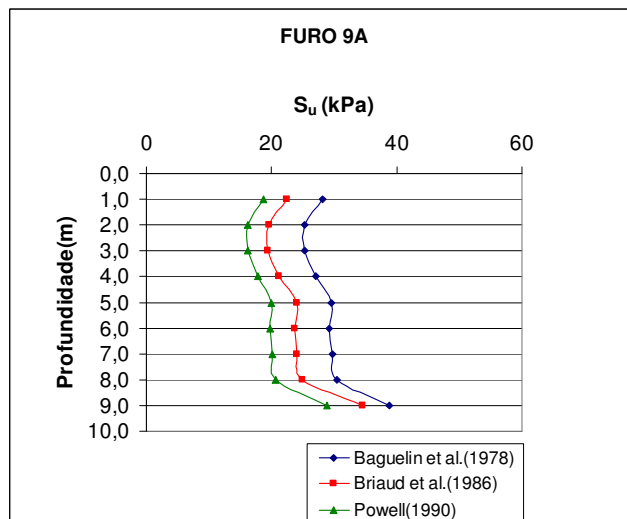


Figura 6.12 - Gráfico do valor de S_u em função da profundidade para o Furo 9A.

A variação e o comportamento aleatório dos resultados nos três perfis investigados demonstram as incertezas relativas a este tipo de análise para o material analisado. Em face dos aspectos já mencionados, a heterogeneidade, a anisotropia e a estratificação do depósito condicionam um comportamento global ora drenado, ora não-drenado, em profundidade.

Nestes termos, os valores de S_u podem ser representativos em estratos predominantemente filíticos, sendo desprovidos de qualquer sentido naqueles predominantemente itabiríticos.

Por outro lado, os valores dos ângulos de atrito de Ménard tipicamente entre 22° e 24° para o material da cava, tendo os maiores valores registrados no topo da camada (profundidade até 2,0m).

Esta excelente repetição de valores é evidente ao se plotar a variação deste parâmetro, com a profundidade, para todos os ensaios (figura 6.13), caracterizando que o depósito de material assoreado pode ser considerado como uma matriz complexa de filitos e itabiritos, com características geotécnicas de uma areia siltosa, relativamente homogeneizada tanto em extensão como em profundidade.

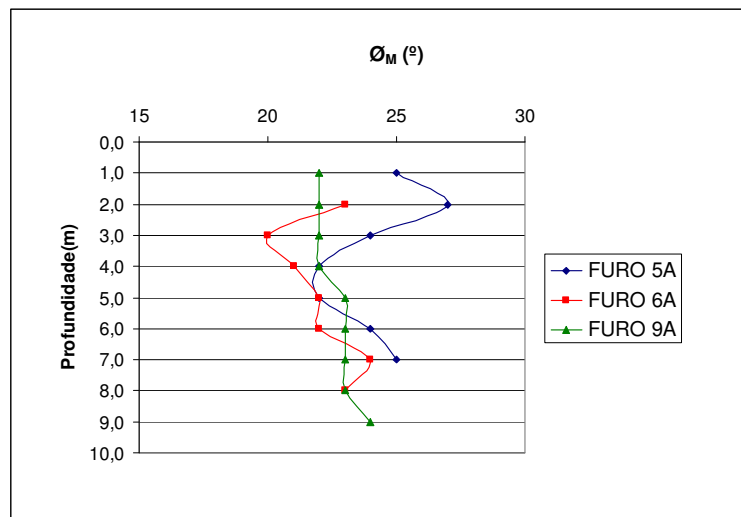


Figura 6.13 – Variação de ϕ_M em função da profundidade.

6.6- Correlações com ensaios SPT.

Conforme exposto anteriormente no item 4.7, a investigação geotécnica do depósito assoreado, através de sondagens à percussão, foi baseada nos resultados correspondentes à primeira campanha de ensaios. Nos quatro furos então executados, verificou-se uma expressiva concordância dos valores de N_{SPT} para todos os furos, a cada metro de profundidade, na zona central da área em questão.

Neste sentido, uma vez que os resultados eram bastante aproximados, optou-se por adotar um perfil médio para os furos 6A e 9A a partir da média dos valores obtidos para as sondagens vizinhas SP-01 e SP-04 realizadas. Para o furo 5A, adotou-se a sondagem SP-03, adjacente ao mesmo. Estes valores estão apresentados na tabela 6.8, indicando uma distribuição bastante uniforme de N_{SPT} ao longo da espessura do depósito, exceção feita à camada superior, nas vizinhanças do furo 5A.

FUROS:	5A	6A e 9A
Profundidade (m)	N_{SPT}	N_{SPT}
1,00	9	3
2,00	4	3
3,00	5	3
4,00	5	3
5,00	5	4
6,00	6	4
7,00	6	4
8,00	-	5
9,00	-	7

Tabela 6.8- Valores médios de N_{SPT} em função da profundidade para a fundação da Cava do Germano.

Na figura 6.14, são apresentados os resultados das correlações E_M versus N_{SPT} , sendo E_M os módulos de elasticidade de Ménard, tomados diretamente para o furo 5A e como a média dos valores para os furos 6A e 9A.

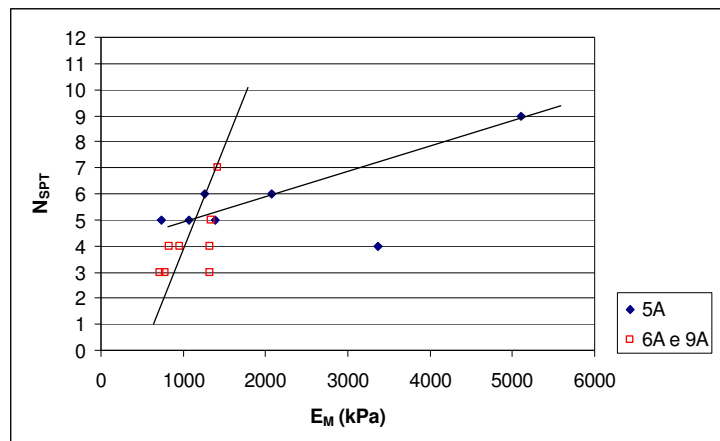


Figura 6.14 – Valores de E_M versus N_{SPT} para os ensaios realizados.

Constata-se dois tipos de comportamento essencialmente distintos em termos da variação deste parâmetro com o N_{SPT} : na região dos furos 6A e 9A, o material é menos rígido e regido por uma correlação dada aproximadamente por:

- $E_M = 0,1. N_{SPT} + 0,75$ (em MPa) (6.2)

Na região do furo 5A, o material é bem mais rígido, podendo ser expresso por uma correlação $E_M \times N_{SPT}$, dada por:

- $E_M = 1,05. N_{SPT} - 4,2$ (em MPa e $N_{SPT} \geq 5$) (6.3)

Estas variações são esperadas na medida em que estes perfis representam seções distintas da evolução do processo de adensamento no fundo da cava, com a tendência do material itabirítico de maior granulometria depositar-se nas zonas mais próximas aos contrafortes da rocha matriz.

Os resultados dos ensaios SPT foram também correlacionados com resultados dos ensaios pressiométricos em termos de pressões limites. A figura 6.15 correlaciona os valores de P_L versus N_{SPT} , mostrando que a correlação pode ser expressa por

$50 \leq \frac{P_L}{N_{SPT}} \leq 80$ (em kPa), uma faixa que indica, em princípio, uma boa perspectiva de sua potencial aplicação.

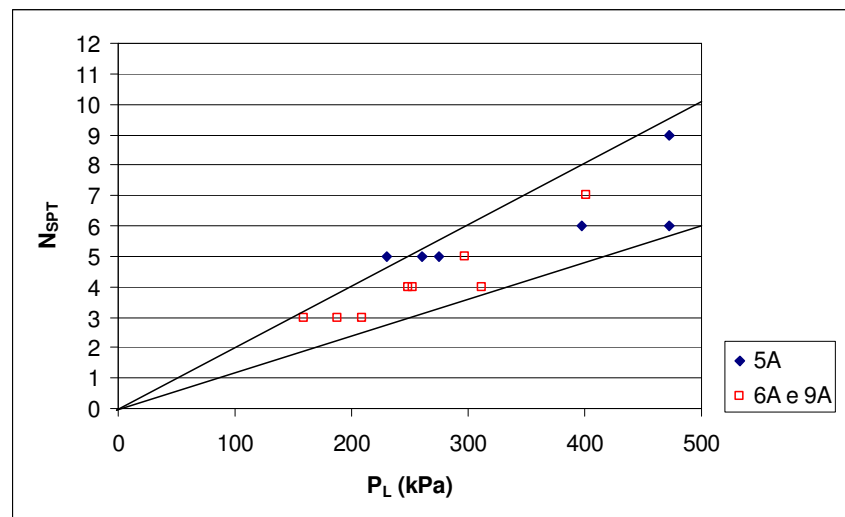


Figura 6.15- Valores de P_L versus N_{SPT} para os ensaios realizados.

6.7- Correlação com Ensaio de Laboratório

A correlação entre resultados dos ensaios pressiométricos e resultados dos ensaios de laboratório é bastante prejudicada, uma vez que a investigação em laboratório ficou resumida a uma única seção e a uma única profundidade, correspondente ao ponto de coleta dos blocos indeformados. Neste sentido, qualquer análise comparativa é essencialmente puntual.

As análises granulométricas do material assoreado caracterizam uma natureza essencialmente granular para o mesmo, identificado como um solo silte arenoso (60% de silte e 40% de areia fina). A presença de minerais de ferro e material micáceo induziu uma elevação significativa da densidade da massa e uma ausência de plasticidade. Neste sentido, há uma correlação direta entre a natureza deste solo com as faixas de valores dos parâmetros pressiométricos obtidos anteriormente.

Os ensaios de adensamento (amostras indeformada e reconstituída coletados a 0,50m de profundidade no depósito, portanto, na camada mais superficial do mesmo) evidenciaram um comportamento tipicamente pré-adensado do horizonte superficial. Estes resultados são concordantes com os resultados dos ensaios pressiométricos executados a 1,00m de profundidade no depósito, existindo uma correlação direta entre os valores de pressão de fluência (130kPa) e pressões de pré-adensamento (70 e 80kPa). Estes efeitos de pré-adensamento, conforme já salientado, foram comprovados também pelas sondagens à percussão.

Quanto aos parâmetros de resistência, os resultados dos ensaios triaxiais realizados indicaram valores de $\phi' = 36^\circ$ para a amostra indeformada e $\phi' = 32^\circ$ para a amostra reconstituída, enquanto o ensaio de cisalhamento direto forneceu um valor de $\phi' = 34^\circ$. Estes valores foram significativamente maiores que a faixa de valores estimada pelos ensaios pressiométricos ($\phi_M = 22^\circ$ a 25°).

CAPÍTULO 7

COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DO MATERIAL ASSOAREADO NA CAVA DO GERMANO: SÍNTESE GLOBAL

A Cava do Germano constitui uma jazida exaurida de minério de ferro, resultante de um processo de lavra ininterrupta por cerca de 18 anos e sob ação das intempéries por outros 5 anos. O complexo litológico da área é caracterizado por uma seqüência de itabiritos e filitos, com intercalações de quartzito e coberturas localizadas de solos lateríticos e cangas.

Desde a fase da lavra, adotou-se a sistemática de se manter intacto o trecho final do corpo de itabirito, junto aos taludes da escavação, visando utilizar estas estruturas remanescentes como contrafortes para suporte e estabilização dos filitos subjacentes. Tais medidas garantiram a continuidade dos serviços de lavra durante toda a vida útil do empreendimento.

Com o final da lavra e a conseqüente exposição destas feições às intempéries, as bermas e linhas de drenagem originais foram comprometidas, erosões crescentes desfiguraram os taludes e desenvolveu-se um assoreamento intenso do fundo da cava. Após 5 anos, o solapamento das bancadas e escorregamentos generalizados no maciço geraram um depósito de material assoreado de cerca de 10,0m de espessura.

Estes condicionantes, juntamente com a localização crítica do sistema de alimentação da planta de beneficiamento imediatamente adjacente à borda da cava por uma extensão de 1,2km, interferiram drasticamente na concepção e no projeto de um sistema de disposição de rejeitos na área, sob a forma de uma pilha de grandes dimensões (até 160,0m de altura).

A questão essencial do projeto passou a ser a consideração ou não deste imenso depósito como estrutura de suporte da pilha de rejeitos. Em outras palavras, remover ou não o material assoreado? Os custos de remoção tornar-se-iam inviáveis em função da necessidade de movimentação de grandes volumes de terra. Por outro lado, a gênese do processo e as observações de campo evidenciavam aspectos preocupantes em relação às

características de compressibilidade e resistência do material.

Como investigação preliminar, foram estabelecidas sondagens à percussão e coleta de amostras para ensaios especiais em laboratório. As sondagens apresentaram ensaios limitados e os ensaios de laboratório ficaram restritos à camada superior do depósito, uma vez que a coleta de amostras em profundidade foi inviável (N.A. elevado e impossibilidade de uma coleta adequada através de amostradores tipo “shelby”).

Ensaio pressiométrico foram, então, implementados, no sentido de permitir uma avaliação global da natureza e das características do material assoreado no fundo da cava da mineração. Os resultados obtidos evidenciam o potencial da metodologia como instrumento de investigação “in situ” e permitiram a construção de um modelo geral de comportamento do solo como fundação potencial da futura pilha de rejeitos.

Em primeiro lugar, é possível analisar o depósito como uma massa única, com propriedades de um material complexo, formado pela associação aleatória de produtos da erosão de horizontes de itabirito e filito, de natureza silto-arenosa. Em termos de resistência e compressibilidade, portanto, a partição em horizontes de deposição, associados à litologia de origem, fica diluída numa matriz de material filito-itabirítico, à exceção da camada superior.

A camada de topo mostra claros sinais de pré-adensamento por efeitos de ressecamento, resultados ratificados pelas sondagens e pelos ensaios de laboratório. Nestes termos, os ensaios de laboratório têm contexto essencialmente puntual e refletem as condições da camada superior do depósito, não permitindo inferir quaisquer análises sobre o comportamento do maciço em profundidade.

Assim, em termos de resistência e de compressibilidade, o depósito mostra um comportamento bastante satisfatório em termos gerais de capacidade de suporte, embora apresente comportamentos bastante específicos em termos da camada de topo e em profundidade e em termos da localização da seção investigada em relação à frente de avanço do assoreamento (ver, por exemplo, resultados das variações de pressão limites, variações das pressões de fluência, correlações entre E_M e N_{SPT} , etc).

Quanto a correlação P_L versus N_{SPT} , a faixa de valores obtidos entre 50 e 80

$(50 \leq \frac{P_L}{N_{SPT}} \leq 80)$ indica uma boa perspectiva de sua aplicabilidade prática ao depósito.

A anisotropia é um aspecto marcante do material depositado e sua influência é decisiva na variação e distribuição de valores de alguns parâmetros pressiométricos obtidos, particularmente do coeficiente de empuxo no repouso (K_o).

O aspecto crítico do material assoreado, em termos de resistência, é o seu potencial desenvolvimento de poropressão elevadas. Os valores do parâmetro A_r das poropressões, na camada superior pré-adensada, variaram entre 0,20 e 0,80 e, assim, tendem a ser maiores ao longo da profundidade do depósito.

Os ensaios pressiométricos evidenciam este problema ao longo do perfil do depósito, pelo caráter aleatório de parâmetros do ensaio em função das variações relativas de permeabilidade dos horizontes investigados. Nestas circunstâncias, os valores obtidos (particularmente E_M , E_M / P_L^* e S_u) expressam, na verdade, parâmetros drenados, não-drenados ou parcialmente drenados.

Finalmente, considerando a permeabilidade do maciço, a anisotropia é francamente dominante; neste caso, horizontes predominantemente filíticos podem atuar como unidades de retenção da água intersticial em um maciço com características globais drenantes. Estes aspectos condicionam e impõem um criterioso projeto de drenagem de fundo da pilha, com potencial de captação imediata destas águas passíveis de retenção, particularmente nas zonas do empilhamento mais críticas em termos da sua estabilidade global.

CAPÍTULO 8

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nestas avaliações, sintetizadas pelas análises dos resultados dos ensaios pressiométricos, conclui-se que torna-se dispensável a remoção do material assoreado (um volume previsto de 220.000,00m³ no Projeto Básico que, a um custo de US\$ 2/m³, representaria uma economia da ordem de meio milhão de dólares para a empresa) e sua plena utilização, mediante a implantação de um adequado sistema de drenagem interna e de fundo, como estrutura de suporte da pilha de rejeitos.

Nos estudos realizados, particularmente em termos dos ensaios pressiométricos, podem ser feitos os seguintes comentários:

1 – Os ensaios pressiométricos constituem uma rápida, simples e consistente metodologia de investigação de solos “in situ”, com excelentes recursos de interpretação dos resultados;

2 – O baixo custo em relação a outros equipamentos de campo, torna a aplicabilidade dos ensaios pressiométricos muito atraente no conjunto das metodologias de investigação “in situ”;

3 – As operações de calibração do pressiômetro e de alinhamento e verticalidade do furo são de fundamental importância na representatividade dos dados de ensaios;

4 – Os resultados das sondagens à percussão e dos ensaios de laboratório foram ratificados pelos parâmetros dos ensaios pressiométricos para os furos 5A, 6A e 9A;

5 – A relação entre P_L e N_{SPT} constitui uma boa perspectiva de avaliação das características geotécnicas do material estudado;

6 – O conhecimento preliminar (sondagens à percussão) da área foi extremamente importante na campanha de ensaios, visto que norteou toda a preparação e especificação para a realização dos ensaios pressiométricos. A equipe de ensaio estava apta a resolver quaisquer problemas no tocante ao ensaio pressiométrico, com base no preparo prévio e treinamento teórico-prático para a execução dos ensaios de campo;

7 – Os bons resultados obtidos a partir desta pesquisa demonstram o potencial de utilização dos ensaios pressiométricos na Área de Mineração, ainda muito incipiente no Brasil.

Como sugestões para trabalhos futuros, visando complementar ou consolidar o modelo geotécnico pré-estabelecido para o material assoreado na Cava do Germano (capítulo 7), são recomendados os seguintes procedimentos:

1 – Realização de ensaios com um pressiômetro auto-perfurante na área da cava, onde foi realizada a presente campanha, correlacionando os resultados com os obtidos pelo Pressiômetro de Ménard;

2 - Realização de ensaios de piezocone (CPTU), efetuando-se correlações com resultados dos ensaios pressiométricos;

3 – Interpretação dos resultados dos ensaios pressiométricos mediante simulações numéricas, utilizando-se o Método dos Elementos Finitos;

4 – Coleta de amostras indeformadas em profundidade, através da execução de poços em profundidade (épocas de estiagem) e execução de novos ensaios especiais em laboratório;

5 – Realização de novas séries de ensaios pressiométricos com o pressiômetro de Ménard, com procedimentos específicos de ensaio (ciclos de descarregamento do solo, visando o cálculo de parâmetros cíclicos; velocidades mais lentas e execução dos pré-furos a trado), para aferição de novos parâmetros pressiométricos;

6 – Realização de ensaios especiais, como geofísicos, sônicos, etc.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ajalloeian, R.; Yu, H.S.(1998), Effects of pressuremeter geometry on the results of tests in sand. *Geotechnical Site Characterization*, Balkema, Rotterdam, pp721-733.

Allouani, M.; Cambou, B.; Dubujet P.(1995), Influence of the compressibility-dilatancy models on the result of a pressuremeter test. *Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada*, , pp.57-63.

Almeida, M.S.S. (1996), *Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação do desempenho*. Editora UFRJ, 216p.

Amar, S.; Jezequel, F. (1972) *Essais en Place et en Laboratoire sur sols coherents comparaisons des résultats*, Bulletin de Liaison de LCPC, Paris, n° 58, pp.97-107.

Amar, S.; Clarke, B.G.F.; Gambin, M.P.; Orr, T.L.L. (1991) *The Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design in Europe; A state-of-the-art report by ISSMFEE. European Technical Committee on Pressuremeters, Part 1: Predrilled Pressuremeters*, A.A. Balkema, pp.01-23.

Árabe, L.C.G. (1995), *Aplicabilidade de ensaios in situ para a determinação de propriedades geotécnicas de depósitos argilosos e de solos residuais*, Tese de Doutorado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro - Rio de Janeiro.

Arnold, M. (1981), *An empirical evaluation of pressuremeter test data*, Canadian Geotechnical Journal, vol.18, pp.455-458.

ASTM (1987) - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS, *Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, D 4719-87*, Annual Book of ASTM Standards, v. 04.08, New York.

Bahar, R.; Cambou B.; Foray P.L.S.(1995), Estimation of soil parameters using a pressuremeter test. Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada, , pp.65-72.

Baguelin, F.; Jézequel, J.F.; Shields, D.H (1978), The Pressuremeter and Foundation Engineering, 1ª ed. Clausthal, Germany: Trans Tech. Publication, 617p.

Basudhar P.K.; Kumar, D.(1995), Performance studies of cavity expansometer: A monocell pressuremeter. Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada, , pp.73-80.

Biarez, J.; Gambin, M.; Correia, A.C.; Flavigny, E.; Branque, D.(1998), Using pressuremeter to obtain parameters to elastic-plastic models for sands.Geotechnical Site Characterization, Balkema, Rotterdam, pp747-751.

Bishop, R.F., Hill, R., Mott, N.F. (1945), The theory of indentation and hardness test, Proceedings of the Physical Society, London, v.57, n.321, pt.3, pp147-159.

Bosch, D.R. (1996), Interpretação do Ensaio Pressiométrico em solos coesivo-friccionais através de Métodos Analíticos, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Porto Alegre.

Brandt, J.R.T. (1978), Utilização de um novo Pressiômetro para determinação do comportamento elástico de solos residuais gnáissicos jovens e de estratos do Terciário Paulista, Tese de Mestrado, Pontíficia Universidade Católica do Rio de Janeiro - Rio de Janeiro.

Briaud, J.L.; Tucker, L.M. (1986) Pressuremeter and Shallow Foundations on Sand, Settlement of Shallow Foundations on Sand. Session at the ASCE Convention, Seattle (citados por Briaud, 1992).

Briaud, J.L. (1992), The Pressuremeter, Trans. Tech. Publications, Balkema, Rotterdam, 322p.

Briaud, J.L.(1995), Pressuremeter method for spread footings on sand. Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada, , pp.49-56.

Brown, D.A.; Vinson, J.(1998), Comparison of strenght and stiffnes parameters for a Piedmont residual soil.Geotechnical Site Characterization, Balkema, Rotterdam, pp1229-1234.

Calhoon, M.(1970) Field Testind with Presuremeter. Kansas: University of Kansas.

Campanella, R.G.; Cunha, R.P.(1998), Interpretation of selfboring pressuremeters tests using a curve fitting approach, Balkema, Rotterdam, pp759-764.

Cavalcante, E.H. (1997), Uma Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão-Deformação de um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife através da Utilização do Pressiômetro de Ménard, Tese de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande.

Carter, J.P.; Booker, J.R.; Yeung, S.K. (1986), Cavity expansion in cohesive frictional soils, Geotechnique, London, v.36, No.3, pp.349-358.

CENTRE D'ETUDES MÉNARD (1970) Détermination de la poussée exercée par un sol sur une paroi de soutènement: Paris (Publication D/38).

Clarke, B.G. (1995), Pressuremeter in Geothetical Design, Chapman and Hall, Cambridge, Grã-Bretanha, pp 362.

Clarke, B.G.; Gambin, M.P.(1998), Pressuremeter testing in onshore ground investigations: A report by the ISSMGE Committee TC16.Geotechnical Site Characterization, Balkema, Rotterdam, pp1429-1469.

Clarke, B.G.; Wroth, C.P.(1984), Analysis of Dunton Green retaining wall based on results of pressuremeter tests, *Geotechnique*, London, v.34, No.4, pp.549-561.

Cunha, R.P. (1994), Interpretation of Selfboring Pressuremeter Tests in Sand, Ph.D. Thesis, Dep. of Civil Engineering, University of British Columbia.

Fioravante, V.; Jamiolkowski, M.; Lancellotta, R.(1994), An analysis of pressuremeter holding tests, *Geotechnique*, London, v.44, No.2, pp.227-238.

Fonseca, A.V.; Fernandes, M.M.; Cardoso, A.S.(1998), Characterization of a saprolitic soil from Porto granite by in situ testing.Geotechnical Site Characterization, Balkema, Rotterdam, pp1381-1387.

Fredlund, D.G.; Rahardjo, H. (1985), Theoretical context for understanding residual soil behavior. International Conference on Geomechanics in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, ABMS, Brasília, v.1, pp.295-306.

Fukugawa, R.; Muro, T.; Hata, K.; Hino, N.(1998), A new method to estimate the angle of internal friction of sand, Balkema, Rotterdam, pp771-775.

GEOLABOR S/C LTDA (1999), Estudos geotécnicos de laboratório com material assoreado para amostras reconstituídas e indeformadas, TLF-1521/99.

Gibson, R.E.; Anderson, F.W. (1961) In situ measurement of soil properties with the pressuremeter. *Civil Engineering and Public Works Review*, London, v.56, pp 615-620.

Gomes, R.C.; Araújo, L.G.; Oliveira Filho, W.L.; Ribeiro S.G.S. & Nogueira, C.L. (1999a), Concepção e Projeto Básico de Disposição de Rejeitos em Pilhas de Rejeitos de Minério de Ferro em Cava Exaurida de Mineração. REGEO'99, 4º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental.

Gomes, R.C.; Oliveira Filho, W.L.; Araújo, L.G.; Ribeiro S.G.S. & Nogueira, C.L. (1999b), Condicionantes Geológico-Geotécnicos de Projeto de Disposição de Rejeitos em Cava Exaurida de Mineração. REGEO'99, 4º Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental.

Hughes, J.M.º; Wroth, C.P.; Windle, D. (1977) Pressuremeter tests in sands. *Geotechnique*, London, v.27, pp.455-477.

Jefferies, M.G. (1988), Determination of horizontal geostatic in clay with self-bored pressuremeter, *Canadian Geotechnical Journal*, vol.25, pp.559-573.

Lamé, G. (1852), *Leçons Sur la Théorie Mathématique L'élasticité des Corps Solides*. Bachelier, Paris, France (citado por Clarke, 1995).

Marchetti, S. (1998), The flat dilatometer test (DMT) and its applications. *Chinese Geotechnical Engineering Magazine*, June 1998.

Marsland, A.; Randolph, M.F. (1977) Comparison or the results from pressuremeter tests and large in situ plate test in London Clay. *Geotechnique*, v.27, n.2, pp.217-243.

Mántaras, F.M. (1995), *Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico aplicada à previsão do comportamento de Fundações Superficiais em solos não saturados*, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Porto Alegre.

Martin, R.E. (1977), Estimation foundation settlements in residual soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, New York, v.103, n.3, pp.197-212.

Ménard, L. (1975), The Ménard Pressuremeter, Interpretation and application of Pressuremeter test results to foundation design, *Soils Soils*, n.26.

Nakahara, S.M. (1995), Determinação de Propriedades de um solo não saturado através de Ensaio Pressiométrico e de Laboratórios, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Porto Alegre.

Norme Française (1989), Essai Pressiométrique Ménard: NF P94-110-6, Paris.

Nutt, N.R.F.; Houlsby, G.T. (1995), The dependent behaviour of sand from pressuremeter tests. Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada, , pp.95-100.

Ortigão, J.A.R.; Cunha, R.P.; Alves, L.S. (1996), In situ tests in Brasília porous clay, *Canadian Geotechnical Journal*, vol.33, pp.189-198.

Penumadu, D.; Chameau, J.L. (1997), Strain rate effects in model pressuremeter testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, pp1051-1059.

Powell, J.J.M. (1990) A Comparison of Four Different Pressuremeters and their Methods of Interpretation in a Stiff Heavily Over-consolidated Clay, Proc. 3rd. Int. Symp. Pressuremeters, Oxford, pp-287-298 (citado por Clarke, 1995).

Sandroni, S.S.; Brandt, J.R.T. (1983), Ensaio pressiométrico em solos residuais gnáissicos jovens. *Solos e Rochas*, São Paulo, v.6., p.3-18, Abr.1983.

Sawada, S.I.; Sugawara, N. (1995), Evaluation of densification of loose sand by SBP and DMT. Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada, , pp.101-107.

Schnaid, F.; Núñez, W.P.; Soares, J.M.; Nakahara, S.M., (1994), O Pressiômetro de Menárd: Manual de Operação e Experiência Regional, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - Porto Alegre.

Schnaid, F.; Soares, J.M.; Mántaras, F.M., (1998), Ensaio de Campo: Técnica insubstituível à Engenharia Geotécnica, Anais do Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Geosul'98, Porto Alegre/RS, pp.09-41.

Shields, D.H. (1995), Predicting the creep-induced lateral displacement of piles from pressuremeter tests. Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada, , pp.109-114.

Shuttle, D.A.; Jefferies, M.G.(1995), A practical geometry correction for interpreting pressuremeter tests in clay, Geotechnique, London, v.45, No.3, pp.549-553.

Smith, T.D.; Duquette, J.; Deal, C.(1995), A database of moisture induced soil collapse from the pressuremeter. Proceedings of the 4Th International Symposium: Université de Sherbrooke, Québec - Canada, , pp.81-85.

Soares, J.M.D.; Schnaid, F., Bica, A.V.D. (1997) Determination of the Characteristics of a soft clay deposit in Southern Brazil, Proc. Of the International Symposium on Recent Developments in Soil and Paviment Mechanics, Rio de Janeiro, Brazil, pp.297-302.

Swedenborg, S.(1998), Pressuremeter deformation modulus for dynamic compaction at Öresund bridge between Sweden and Denmark. Geotechnical Site Characterization, Balkema, Rotterdam, pp.321-326.

Ulrich, B.F.; East, D.R. (1996), Experiences with in situ tests in mine tailings for reclamation and facility expansion, Proceedings of the Second International Conference on Tailings and Mine Waste, 96, Fort Collins, Colo., USA, pp.505-513.

Yu, H.S. (1996), Interpretation of pressuremeter unloading tests in sands, *Geotechnique*, London, v.46, No.1, pp.17-31.

Wood, D.M ; Mair, R.J.(1987), *Pressuremeter Testing: Methods and Interpretation*, CIRIA Ground Engineering Report: In-situ Testing, 1^a ed. Cambridge, U.K. Publication, 160p.

Wroth, C.P. (1984), *The Interpretation of In Situ Soil Test*, *Geotechnique*, London, v.34, pp.449-489.

ANEXOS

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra: SAMARCO
 Data: 27/5/1999
 Hora: 10:52
 Perf.: Trado até 1,50m
 Furo nº: 5A
 Prof.(m): 1,00
 N.A.(m): 6,90
 a: 0,0028
 Ph (KN/m²): 21
 Vs (cm³): 535

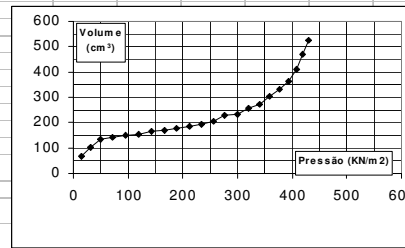
ESTAGIO	P _{lida} (bar)	P _{lida} (KN/m ²)	V _{lido} 30	V _{lido} 60	P _e (KN/m ²)	P _{corr} (KN/m ²)	V _{corr} 60
P1	0,25	25	53	69	30,97	15,03	68,93
P2	0,50	50	100	103	39,19	31,81	102,86
P3	0,75	75	132	135	46,92	49,08	134,79
P4	1,00	100	140	144	49,1	71,9	143,72
P5	1,25	125	150	151	50,79	95,21	150,65
P6	1,50	150	155	156	52	119	155,58
P7	1,75	175	160	165	54,18	141,82	164,51
P8	2,00	200	167	169	55,15	165,85	168,44
P9	2,25	225	176	180	57,8	188,2	179,37
P10	2,50	250	184	185	59,01	211,99	184,30
P11	2,75	275	194	195	61,67	234,33	194,23
P12	3,00	300	205	208	64,57	256,43	207,16
P13	3,25	325	225	228	69,41	276,59	227,09
P14	3,50	350	230	232	70,37	300,63	231,02
P15	3,75	375	251	258	76,66	319,34	256,95
P16	4,00	400	265	273	80,28	340,72	271,88
P17	4,25	425	294	305	88,02	357,98	303,81
P18	4,50	450	324	334	95,03	375,97	332,74
P19	4,75	475	351	365	102,52	393,48	363,67
P20	5,00	500	392	410	113,39	407,61	408,60
P21	5,25	525	445	470	127,9	418,1	468,53
P22	5,50	550	508	525	141,19	429,81	523,46

Calib.ar	
P _{lido}	V ₆₀
0	0
25	53
50	124
75	183
100	310
125	448
150	640

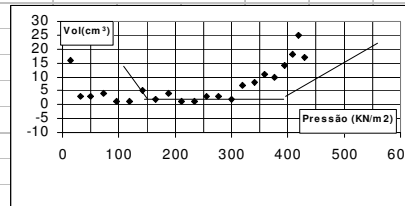
OBS:

P _{om} (KN/m ²):	60,00
P _{lm} (KN/m ²):	300,00
E _m (KN/m ²):	5107,2
P _L (KN/m ²):	472,08
P _e : Calib. ao ar	
P _{corr} : P _{lida} +P _h -P _e	
119 V _{corr} : V _{lido} -a.P _{lida}	

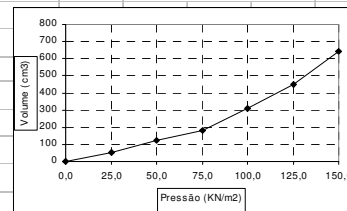
FURO 5A - Prof.: 1,00m
 CURVA PRESSÃO x VOLUME



CURVA FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



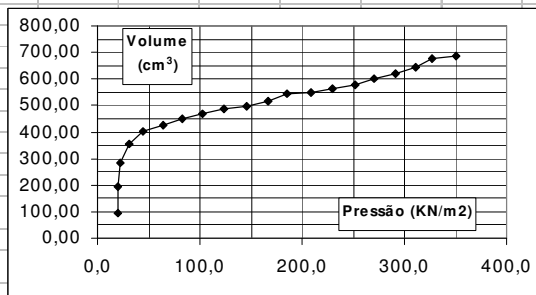
ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data:	27/5/1999
Hora:	13:53
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	5A
Prof.(m):	2,00
N.A.(m):	6,90
a:	0,0028
Ph (KN/m2):	31
Vs (cm3):	535

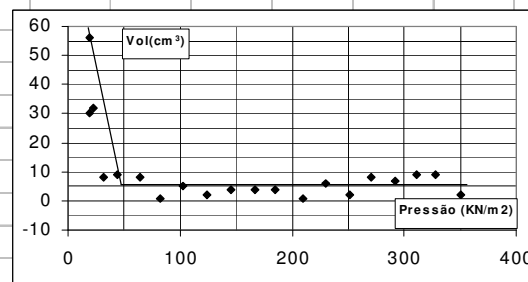
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m2)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m2)	Pcorr(KN/m2)	Vcorr60	Calib.ar	
P1	0,25	25	37	93	36,77	19,23	92,93	Plido	V60
P2	0,50	50	165	195	61,43	19,57	194,86	0	0
P3	0,75	75	253	285	83,18	22,82	284,79	25	53
P4	1,00	100	345	353	99,62	31,38	352,72	50	124
P5	1,25	125	395	404	111,95	44,05	403,65	75	183
P6	1,50	150	418	426	117,27	63,73	425,58	100	310
P7	1,75	175	450	451	123,31	82,69	450,51	125	448
P8	2,00	200	466	471	128,14	102,86	470,44	150	640
P9	2,25	225	485	487	132	124	486,37		
P10	2,50	250	496	500	135,15	145,85	499,30		
P11	2,75	275	513	517	139,26	166,74	516,23		
P12	3,00	300	541	545	146,03	184,97	544,16		
P13	3,25	325	547	548	146,75	209,25	547,09		
P14	3,50	350	560	566	151,1	229,9	565,02		
P15	3,75	375	578	580	154,49	251,51	578,95		
P16	4,00	400	596	604	160,29	270,71	602,88	Pom(KN/m2):	34,10
P17	4,25	425	615	622	164,64	291,36	620,81	Pl(KN/m2):	384,42
P18	4,50	450	636	645	170,2	310,8	643,74	Em(KN/m2):	3230,79
P19	4,75	475	671	680	178,66	327,34	678,67	PL(KN/m2):	629,64
P20	5,00	500	685	687	180,35	350,65	685,60	Pe: Calib. ao ar	

Pcorr: Plida+Ph-Pe
Vcorr: Vlido-a.Plida

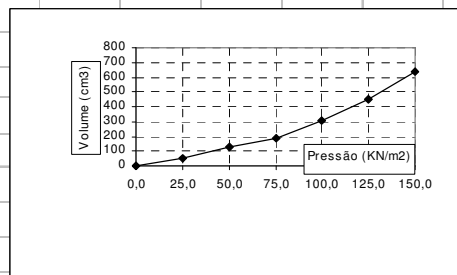
FURO 5A - Prof.: 2,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data:	27/5/1999
Hora:	14:18
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	5A
Prof.(m):	3,00
N.A.(m):	6,90
a:	0,0028
Ph (KN/m2):	41
Vs (cm3):	535

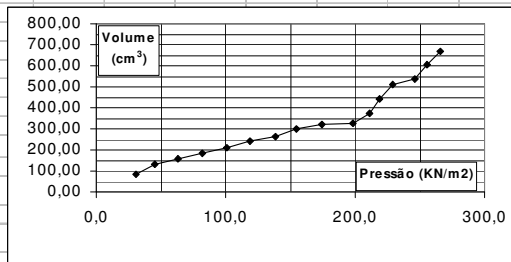
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m2)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m2)	Pcorr(KN/m2)	Vcorr60
P1	0,25	25	65	85	34,84	31,16	84,93
P2	0,50	50	123	131	45,96	45,04	130,86
P3	0,75	75	154	160	52,97	63,03	159,79
P4	1,00	100	180	185	59,01	81,99	184,72
P5	1,25	125	210	212	65,54	100,46	211,65
P6	1,50	150	236	240	72,31	118,69	239,58
P7	1,75	175	255	262	77,62	138,38	261,51
P8	2,00	200	292	298	86,33	154,67	297,44
P9	2,25	225	314	321	91,89	174,11	320,37
P10	2,50	250	323	325	92,85	198,15	324,30
P11	2,75	275	360	374	104,69	211,31	373,23
P12	3,00	300	422	445	121,86	219,14	444,16
P13	3,25	325	487	509	137,33	228,67	508,09
P14	3,50	350	534	540	144,82	246,18	539,02
P15	3,75	375	583	606	160,77	255,23	604,95
P16	4,00	400	646	667	175,52	265,48	665,88

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	53
50	124
75	183
100	310
125	448
150	640

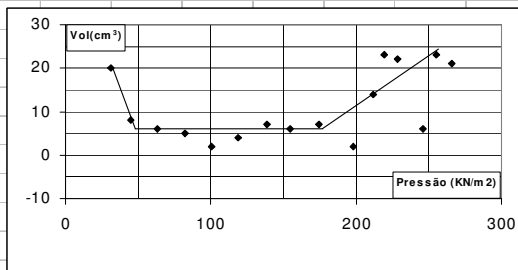
Pom(KN/m2):	49,60
Pl(KN/m2):	177,30
Em(KN/m2):	1386,88
PL(KN/m2):	274,92
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

121

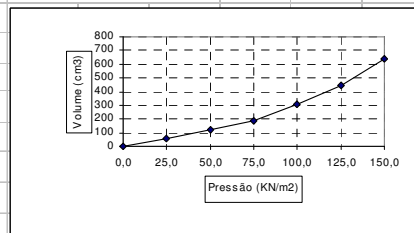
FURO 5A - Prof.: 3,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data:	27/5/1999
Hora:	14:41
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	5A
Prof.(m):	4,00
N.A.(m):	6,90
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	51
Vs (cm ³):	535

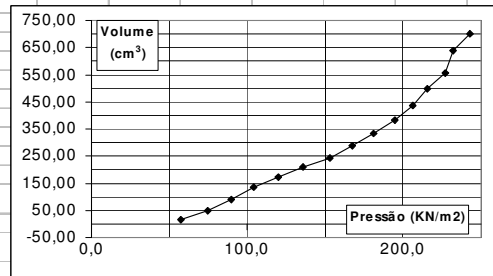
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	6	17	18,4	57,6	16,93
P2	0,50	50	44	49	26,14	74,86	48,86
P3	0,75	75	75	90	36,05	89,95	89,79
P4	1,00	100	122	135	46,93	104,07	134,72
P5	1,25	125	161	174	56,35	119,65	173,65
P6	1,50	150	205	212	65,54	135,46	211,58
P7	1,75	175	234	244	73,27	152,73	243,51
P8	2,00	200	276	287	83,67	167,33	286,44
P9	2,25	225	314	334	95,03	180,97	333,37
P10	2,50	250	362	382	106,63	194,37	381,30
P11	2,75	275	423	437	119,92	206,08	436,23
P12	3,00	300	481	500	135,15	215,85	499,16
P13	3,25	325	534	558	149,17	226,83	557,09
P14	3,50	350	604	640	168,99	232,01	639,02
P15	3,75	375	685	700	183,49	242,51	698,95

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	53
50	124
75	183
100	310
125	448
150	640

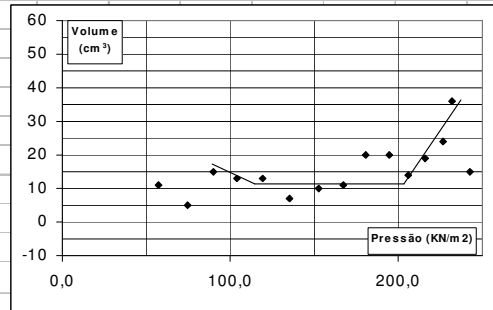
Pom(KN/m ²):	116,71
Pl(KN/m ²):	201,00
Em(KN/m ²):	726,44
PL(KN/m ²):	260,00
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

122

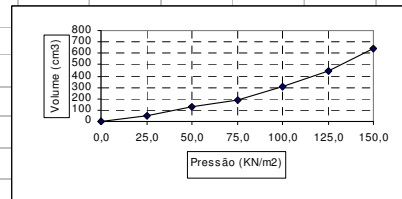
**FURO 5A - Prof.: 4,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME**



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data:	27/5/1999
Hora:	16:36
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	5A
Prof.(m):	5,00
N.A.(m):	6,90
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	61
Vs (cm ³):	535

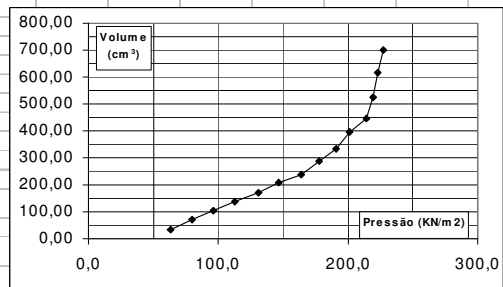
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	23	35	22,76	63,24	34,93
P2	0,50	50	60	70	31,22	79,78	69,86
P3	0,75	75	94	104	39,43	96,57	103,79
P4	1,00	100	130	139	47,89	113,11	138,72
P5	1,25	125	157	170	55,39	130,61	169,65
P6	1,50	150	191	209	64,81	146,19	208,58
P7	1,75	175	233	240	72,31	163,69	239,51
P8	2,00	200	273	286	83,43	177,57	285,44
P9	2,25	225	321	336	95,51	190,49	335,37
P10	2,50	250	376	395	109,77	201,23	394,30
P11	2,75	275	431	446	122,09	213,91	445,23
P12	3,00	300	496	526	141,44	219,56	525,16
P13	3,25	325	582	616	163,19	222,81	615,09
P14	3,50	350	670	703	184,22	226,78	702,02

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	53
50	124
75	183
100	310
125	448
150	640

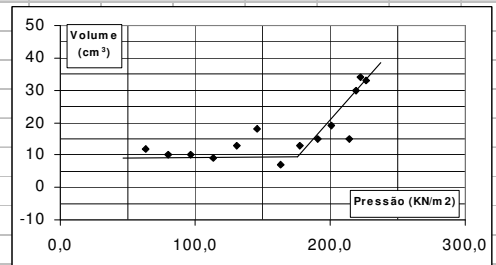
Pom(KN/m ²):	90,5
Pl(KN/m ²):	175,50
Em(KN/m ²):	1070,2
PL(KN/m ²):	230,48
Pe: Calib.ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

123

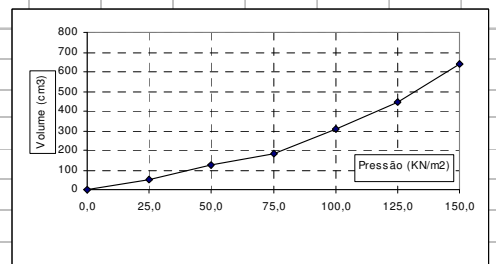
FURO 5A - Prof.: 5,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

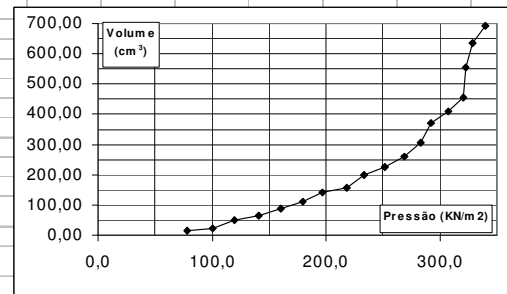
Obra:	SAMARCO
Data :	27/5/1999
Hora:	16:57
Perf. :	Bw e bentonita
Furo nº :	5A
Prof.(m) :	6,00
N.A.(m):	6,90
a:	0,0028
Ph (KN/m2):	71
Vs (cm3):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m2)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m2)	Pcorr(KN/m2)	Vcorr60
P1	0,25	25	5	14	17,68	78,32	13,93
P2	0,50	50	20	24	20,09	100,91	23,86
P3	0,75	75	45	51	26,62	119,38	50,79
P4	1,00	100	60	64	29,77	141,23	63,72
P5	1,25	125	81	90	36,05	159,95	89,65
P6	1,50	150	108	113	41,61	179,39	112,58
P7	1,75	175	137	143	48,86	197,14	142,51
P8	2,00	200	154	159	52,73	218,27	158,44
P9	2,25	225	188	200	62,64	233,36	199,37
P10	2,50	250	223	227	69,16	251,84	226,30
P11	2,75	275	255	260	77,14	268,86	259,23
P12	3,00	300	297	306	88,26	282,74	305,16
P13	3,25	325	341	371	103,97	292,03	370,09
P14	3,50	350	400	410	113,4	307,6	409,02
P15	3,75	375	432	458	125	321	456,95
P16	4,00	400	523	555	148,45	322,55	553,88
P17	4,25	425	585	635	167,78	328,22	633,81
P18	4,50	450	691	692	181,56	339,44	690,74

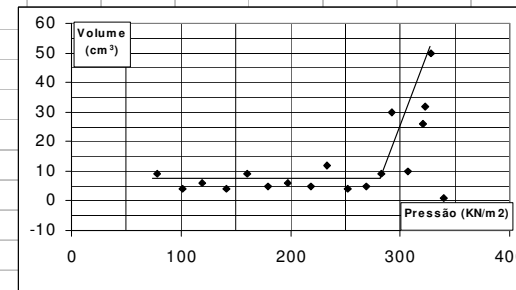
Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	53
50	124
75	183
100	310
125	448
150	640

Pom(KN/m2):	112,6
Pl(KN/m2):	280,20
Em(KN/m2):	1266,12
PL(KN/m2):	397,52
Pe:	Calib. ao ar
Pcorr:	Plida+Ph-Pe
Vcorr:	Vlido-a.Plida

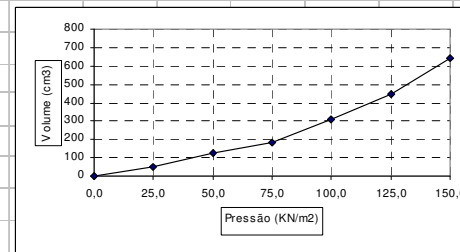
FURO 5A - Prof.: 6,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR

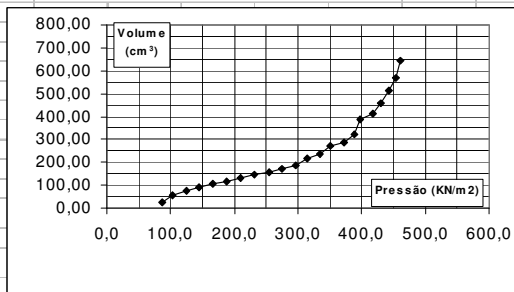


ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

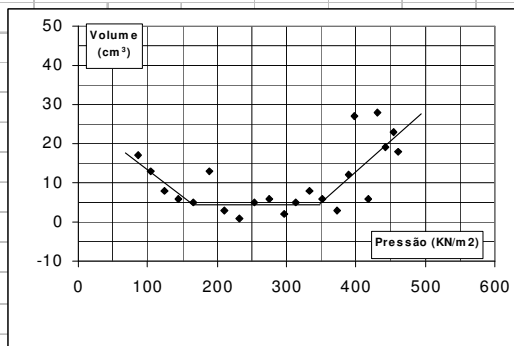
Obra:	SAMARCO
Data :	28/5/1999
Hora:	09:52
Perf. :	Bw e bentonita
Furo nº :	5A
Prof.(m) :	7,00
N.A.(m):	6,90
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	81
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60	Calib.ar
P1	0,25	25	7	24	20,09	85,91	23,93	Plido V60
P2	0,50	50	40	53	27,11	103,89	52,86	0 0
P3	0,75	75	66	74	32,18	123,82	73,79	25 53
P4	1,00	100	85	91	36,29	144,71	90,72	50 124
P5	1,25	125	99	104	39,43	166,57	103,65	75 183
P6	1,50	150	105	118	42,82	188,18	117,58	100 310
P7	1,75	175	128	131	45,96	210,04	130,51	125 448
P8	2,00	200	144	145	49,34	231,66	144,44	150 640
P9	2,25	225	150	155	51,76	254,24	154,37	
P10	2,50	250	168	174	56,35	274,65	173,30	
P11	2,75	275	184	186	59,25	296,75	185,23	
P12	3,00	300	214	219	67,23	313,77	218,16	
P13	3,25	325	231	239	72,06	333,94	238,09	
P14	3,50	350	265	271	79,79	351,21	270,02	
P15	3,75	375	284	287	83,67	372,33	285,95	
P16	4,00	400	310	322	92,13	388,87	320,88	Pom(KN/m ²): 163,80
P17	4,25	425	364	391	108,81	397,19	389,81	Pf(KN/m ²): 348,60
P18	4,50	450	406	412	113,88	417,12	410,74	Em(KN/m ²): 2534,79
P19	4,75	475	432	460	125,48	430,52	458,67	PL(KN/m ²): 471,87
P20	5,00	500	496	515	138,78	442,22	513,60	Pe: Calib. ao ar
P21	5,25	525	548	571	152,31	453,69	569,53	Pcorr: Plida+Ph-Pe
P22	5,50	550	628	646	170,44	460,56	644,46	Vcorr: Vlido-a.Plida

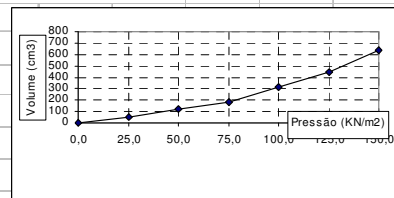
FURO 5A - Prof.: 7,00m CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data :	26/5/1999
Hora :	10:08
Perf. :	Bw e bentonita
Furo nº :	6A
Prof.(m) :	2,00
N.A.(m):	3,76
a:	0,0028
Ph (KN/m2):	31
Vs (cm3):	535

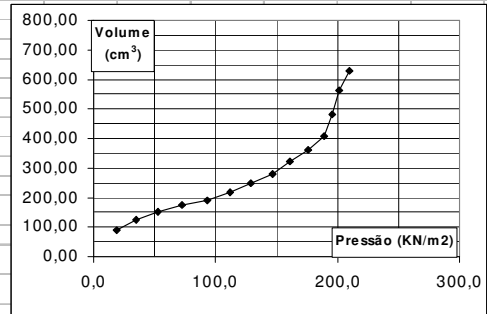
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m2)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m2)	Pcorr(KN/m2)	Vcorr60
P1	0,25	25	50	90	37,37	18,63	89,93
P2	0,50	50	120	125	46,04	34,96	124,86
P3	0,75	75	146	153	52,98	53,02	152,79
P4	1,00	100	170	175	58,43	72,57	174,72
P5	1,25	125	188	192	62,65	93,35	191,65
P6	1,50	150	213	219	69,34	111,66	218,58
P7	1,75	175	245	250	77,02	128,98	249,51
P8	2,00	200	274	280	84,45	146,55	279,44
P9	2,25	225	305	323	95,11	160,89	322,37
P10	2,50	250	346	362	104,77	176,23	361,30
P11	2,75	275	403	410	116,66	189,34	409,23
P12	3,00	300	455	484	135	196	483,16
P13	3,25	325	530	564	154,82	201,18	563,09
P14	3,50	350	608	632	171,67	209,33	631,02

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	42
50	111
75	188
100	298
125	440
150	614

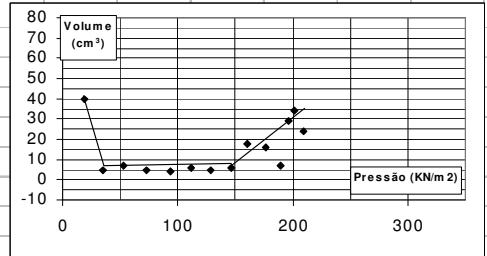
Pom(KN/m2):	36,20
Pl(KN/m2):	147,8
Em(KN/m2):	1464,49
PL(KN/m2):	222,22
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a,Plida	

126

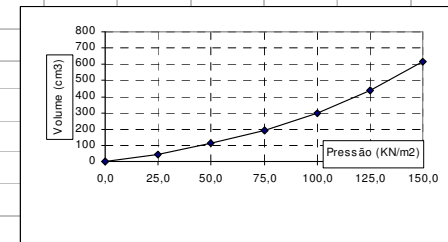
FURO 6A - Prof.: 2,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

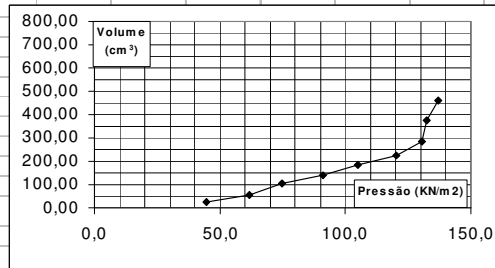
Obra:	SAMARCO
Data :	26/5/1999
Hora :	11:15
Perf. :	Bw e bentonita
Furo nº :	6A
Prof.(m) :	3,00
N.A.(m):	3,76
a :	0,0028
Ph (KN/m ²):	41
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60	Calib.ar	
P1	0,25	25	7	25	21,27	44,73	24,93	Plido	V60
P2	0,50	50	50	57	29,19	61,81	56,86	0	0
P3	0,75	75	94	105	41,09	74,91	104,79	25	42
P4	1,00	100	128	140	49,76	91,24	139,72	50	111
P5	1,25	125	170	185	60,91	105,09	184,65	75	188
P6	1,50	150	218	225	70,82	120,18	224,58	100	298
P7	1,75	175	269	285	85,69	130,31	284,51	125	440
P8	2,00	200	340	377	108,49	132,51	376,44	150	614
P9	2,25	225	432	460	129,05	136,95	459,37		

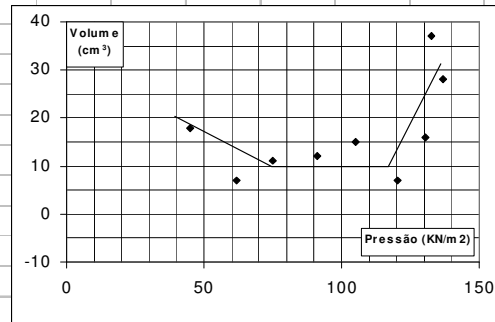
Pom(KN/m ²):	74,90
Pl(KN/m ²):	114,00
Em(KN/m ²):	630,82
PL(KN/m ²):	141,37
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

127

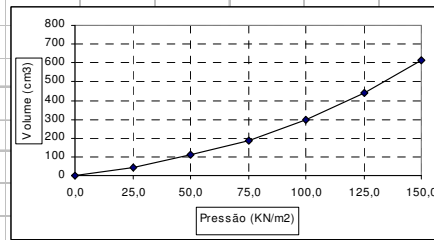
**FURO 6A - Prof.: 3,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME**



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data:	26/5/1999
Hora:	11:30
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	6A
Prof.(m):	4,00
N.A.(m):	3,76
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	51
Vs (cm ³):	535

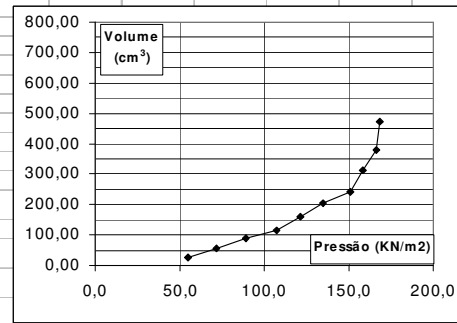
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	15	25	21,27	54,73	24,93
P2	0,50	50	50	57	29,19	71,81	56,86
P3	0,75	75	83	88	36,88	89,12	87,79
P4	1,00	100	105	115	43,57	107,43	114,72
P5	1,25	125	147	160	54,72	121,28	159,65
P6	1,50	150	185	205	65,87	135,13	204,58
P7	1,75	175	229	243	75,28	150,72	242,51
P8	2,00	200	288	313	92,63	158,37	312,44
P9	2,25	225	365	382	109,73	166,27	381,37
P10	2,50	250	433	473	132,27	168,73	472,30

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	42
50	111
75	188
100	298
125	440
150	614

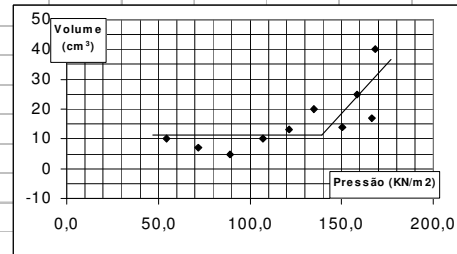
Pom(KN/m ²):	85,79
Pl(KN/m ²):	138,80
Em(KN/m ²):	625,43
PL(KN/m ²):	175,91
Pe:	Calib. ao ar
Pcorr:	Plida+Ph-Pe
Vcorr:	Vlido-a.Plida

128

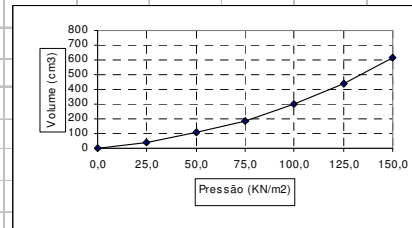
FURO 6A - Prof.: 4,00m CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data :	26/5/1999
Hora :	14:35
Perf. :	Bw e bentonita
Furo nº :	6A
Prof.(m) :	5,00
N.A.(m):	3,76
a :	0,0028
Ph (KN/m2):	61
Vs (cm3):	535

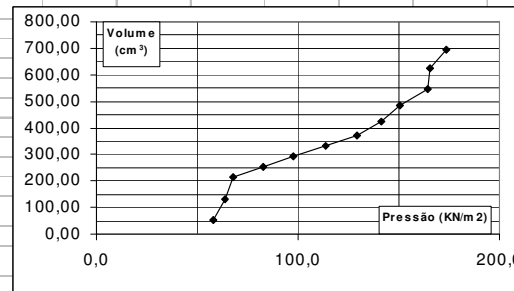
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m2)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m2)	Pcorr(KN/m2)	Vcorr60
P1	0,25	25	50	52	27,96	58,04	51,93
P2	0,50	50	84	130	47,28	63,72	129,86
P3	0,75	75	198	215	68,35	67,65	214,79
P4	1,00	100	249	254	78,01	82,99	253,72
P5	1,25	125	283	295	88,17	97,83	294,65
P6	1,50	150	323	332	97,34	113,66	331,58
P7	1,75	175	356	370	106,75	129,25	369,51
P8	2,00	200	410	423	119,88	141,12	422,44
P9	2,25	225	470	485	135,25	150,75	484,37
P10	2,50	250	530	545	146,39	164,61	544,30
P11	2,75	275	606	628	170,68	165,32	627,23
P12	3,00	300	695	696	187,53	173,47	695,16

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	42
50	111
75	188
100	298
125	440
150	614

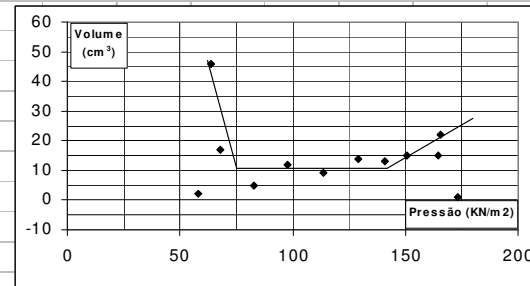
Pom(KN/m2):	75,00
Pl(KN/m2):	143,10
Em(KN/m2):	829,46
PL(KN/m2):	190,77
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

129

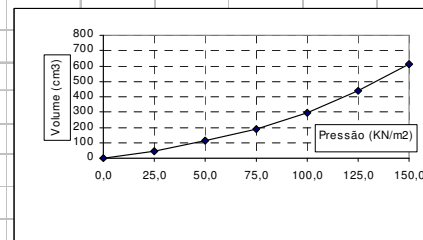
**FURO 6A - Prof.: 5,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME**



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data :	26/5/1999
Hora:	15:00
Perf. :	Bw e bentonita
Furo nº :	6A
Prof.(m) :	6,00
N.A.(m):	3,76
a:	0,0028
Ph (KN/m2):	71
Vs (cm3):	535

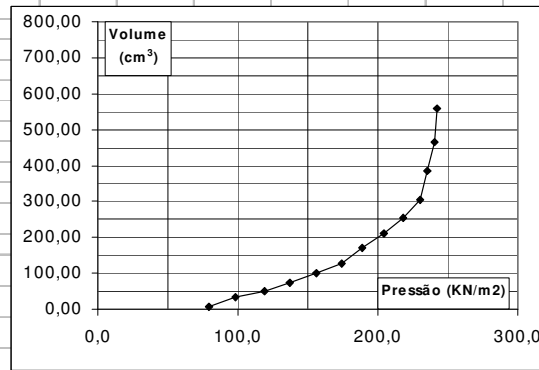
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m2)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m2)	Pcorr(KN/m2)	Vcorr60
P1	0,25	25	0	6	16,56	79,44	5,93
P2	0,50	50	19	32	23	98	31,86
P3	0,75	75	46	50	27,46	118,54	49,79
P4	1,00	100	70	75	33,65	137,35	74,72
P5	1,25	125	98	102	40,35	155,65	101,65
P6	1,50	150	120	129	47,04	173,96	128,58
P7	1,75	175	161	170	57,19	188,81	169,51
P8	2,00	200	204	210	67,11	203,89	209,44
P9	2,25	225	245	255	78,26	217,74	254,37
P10	2,50	250	295	305	90,65	230,35	304,30
P11	2,75	275	355	385	110,47	235,53	384,23
P12	3,00	300	436	467	130,79	240,21	466,16
P13	3,25	325	526	560	153,83	242,17	559,09

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	42
50	111
75	188
100	298
125	440
150	614

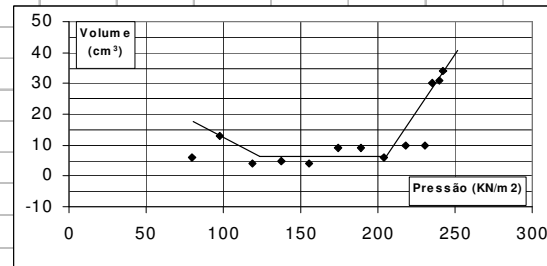
Pom(KN/m2):	132,51
Pl(KN/m2):	202,8
Em(KN/m2):	963,62
PL(KN/m2):	252,00
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

130

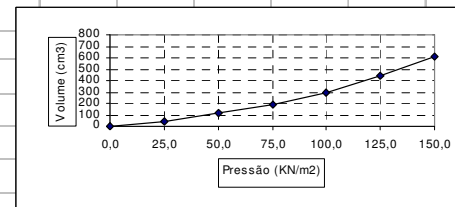
FURO 6A - Prof.: 6,00m CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

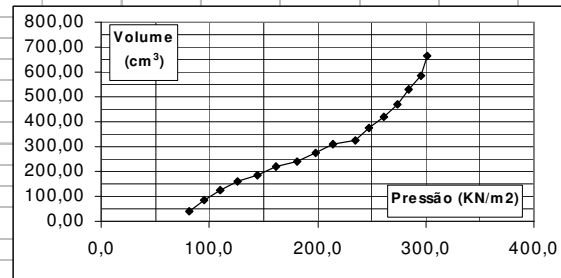
Obra:	SAMARCO
Data:	26/5/1999
Hora:	16:42
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	6A
Prof.(m):	7,00
N.A.(m):	3,76
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	81
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60	Calib.ar	
P1	0,25	25	30	39	24,73	81,27	38,93	Plido	V60
P2	0,50	50	75	84	35,88	95,12	83,86	0	0
P3	0,75	75	114	124	45,79	110,21	123,79	25	42
P4	1,00	100	150	162	55,21	125,79	161,72	50	111
P5	1,25	125	179	186	61,16	144,84	185,65	75	188
P6	1,50	150	210	218	69,09	161,91	217,58	100	298
P7	1,75	175	234	241	74,79	181,21	240,51	125	440
P8	2,00	200	263	275	83,21	197,79	274,44	150	614
P9	2,25	225	296	310	91,88	214,12	309,37		
P10	2,50	250	320	327	96,09	234,91	326,30		
P11	2,75	275	360	378	108,73	247,27	377,23		
P12	3,00	300	401	420	119,14	261,86	419,16		
P13	3,25	325	450	473	132,27	273,73	472,09		
P14	3,50	350	513	530	146,39	284,61	529,02		
P15	3,75	375	560	584	159,78	296,22	582,95		
P16	4,00	400	629	665	179,85	301,15	663,88		

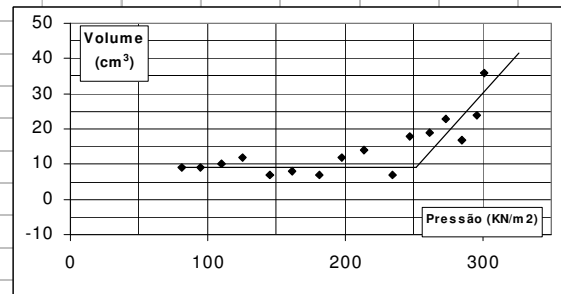
Pom(KN/m ²):	118,10
Pl(KN/m ²):	250,81
Em(KN/m ²):	1227,86
PL(KN/m ²):	343,70
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

131

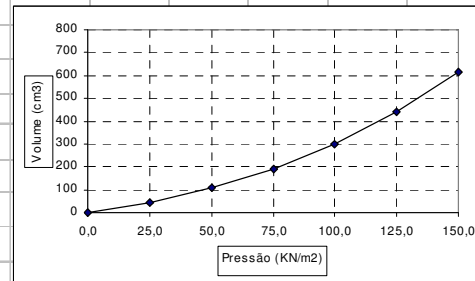
FURO 6A - Prof.: 7,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

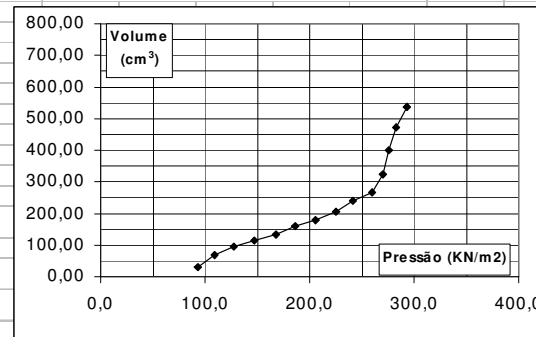
Obra:	SAMARCO
Data:	26/5/1999
Hora:	17:08
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	6A
Prof.(m):	8,00
N.A.(m):	3,76
a:	0,0028
Ph (KN/m2):	91
Vs (cm3):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m2)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m2)	Pcorr(KN/m2)	Vcorr60
P1	0,25	25	20	30	22,5	93,5	29,93
P2	0,50	50	57	67	31,67	109,33	66,86
P3	0,75	75	88	94	38,36	127,64	93,79
P4	1,00	100	110	116	43,81	147,19	115,72
P5	1,25	125	130	135	48,52	167,48	134,65
P6	1,50	150	151	160	54,72	186,28	159,58
P7	1,75	175	174	181	59,92	206,08	180,51
P8	2,00	200	203	206	66,12	224,88	205,44
P9	2,25	225	226	240	74,54	241,46	239,37
P10	2,50	250	258	266	80,98	260,02	265,30
P11	2,75	275	305	326	95,85	270,15	325,23
P12	3,00	300	375	402	114,68	276,32	401,16
P13	3,25	325	450	475	132,77	283,23	474,09
P14	3,50	350	510	537	148,13	292,87	536,02

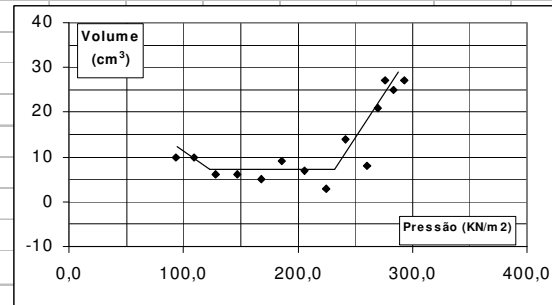
Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	42
50	111
75	188
100	298
125	440
150	614

Pom(KN/m2):	132,63
Pi(KN/m2):	230,6
Em(KN/m2):	1539,27
PL(KN/m2):	299,18
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
## Vcorr: Vlido-a.Plida	

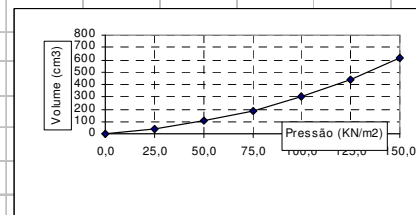
FURO 6A - Prof.: 8,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

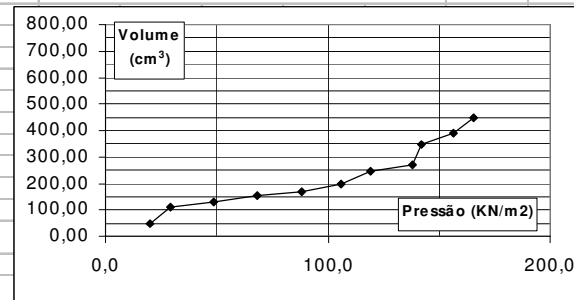
Obra:	SAMARCO
Data	24/5/1999
Hora:	12:48
Perf.:	Trado até 1,50m
Furo nº:	9A
Prof.(m):	1,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	21
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	39	50	26,2	19,8	49,93
P2	0,50	50	88	110	41,75	29,25	109,86
P3	0,75	75	130	131	47,2	48,8	130,79
P4	1,00	100	145	153	52,89	68,11	152,72
P5	1,25	125	170	171	57,56	88,44	170,65
P6	1,50	150	192	200	65,08	105,92	199,58
P7	1,75	175	219	245	76,74	119,26	244,51
P8	2,00	200	260	269	82,96	138,04	268,44
P9	2,25	225	328	350	103,95	142,05	349,37
P10	2,50	250	378	390	114,32	156,68	389,30
P11	2,75	275	425	451	130,13	165,87	450,23

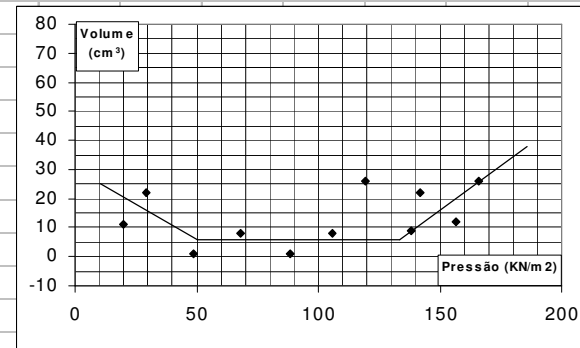
Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	58
50	113
75	185
100	288
125	430
150	594

Pom(KN/m ²):	39,60
Pl(KN/m ²):	130,00
Em(KN/m ²):	1567,8
PL(KN/m ²):	185,87
Pe:Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

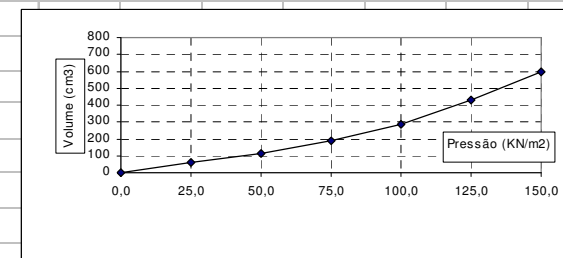
FURO 9A - Prof.: 1,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

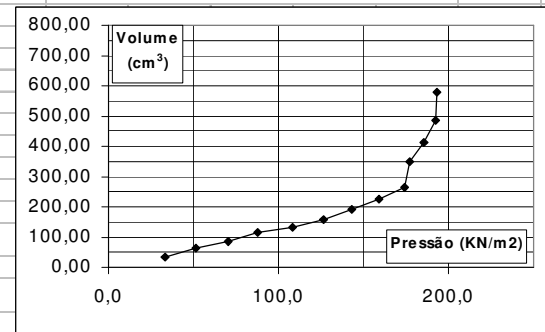
Obra:	SAMARCO
Data:	24/5/1999
Hora:	14:20
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	2,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	31
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	29	35	22,32	33,68	34,93
P2	0,50	50	56	64	29,83	51,17	63,86
P3	0,75	75	81	87	35,79	70,21	86,79
P4	1,00	100	109	114	42,79	88,21	113,72
P5	1,25	125	124	134	47,97	108,03	133,65
P6	1,50	150	155	159	54,45	126,55	158,58
P7	1,75	175	180	191	62,75	143,25	190,51
P8	2,00	200	219	225	71,56	159,44	224,44
P9	2,25	225	255	264	81,66	174,34	263,37
P10	2,50	250	310	349	103,69	177,31	348,30
P11	2,75	275	389	414	120,54	185,46	413,23
P12	3,00	300	445	485	138,94	192,06	484,16
P13	3,25	325	530	578	163,04	192,96	577,09

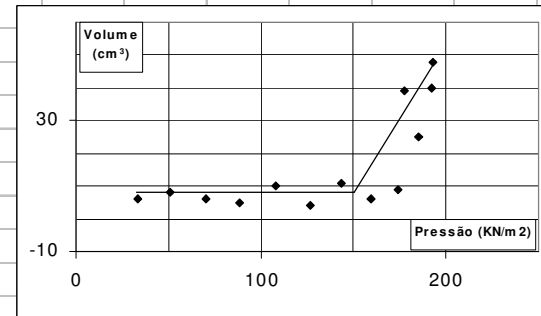
Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	58
50	113
75	185
100	288
125	430
150	594

Pom(KN/m ²):	70,21
Pl(KN/m ²):	159,44
Em(KN/m ²):	1169,81
PL(KN/m ²):	197,24
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
##	Vcorr: Vlido-a.Plida

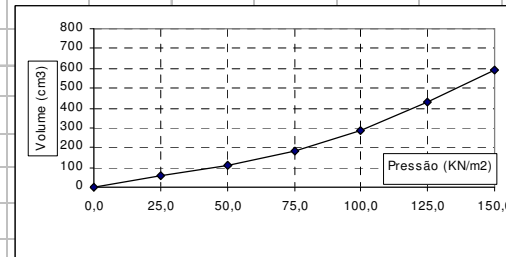
FURO 9A - Prof.: 2,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data:	24/5/1999
Hora:	16:28
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	3,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	41
Vs (cm ³):	535

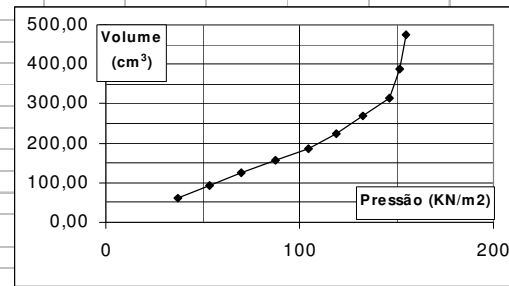
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	44	60	28,79	37,21	59,93
P2	0,50	50	82	93	37,35	53,65	92,86
P3	0,75	75	115	126	45,89	70,11	125,79
P4	1,00	100	145	156	53,67	87,33	155,72
P5	1,25	125	176	186	61,45	104,55	185,65
P6	1,50	150	219	226	71,82	119,18	225,58
P7	1,75	175	257	270	83,22	132,78	269,51
P8	2,00	200	307	314	94,62	146,38	313,44
P9	2,25	225	364	390	114,32	151,68	389,37
P10	2,50	250	436	474	136,09	154,91	473,30

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	58
50	113
75	185
100	288
125	430
150	594

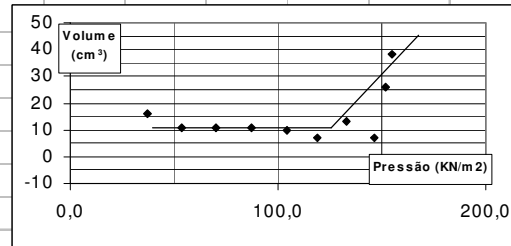
Pom(KN/m ²):	50,37
Pl(KN/m ²):	124,60
Em(KN/m ²):	921,44
PL(KN/m ²):	176,56
Pe:Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

135

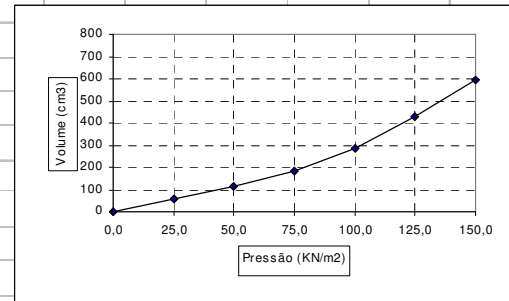
FURO 9A - Prof.: 3,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data	25/5/1999
Hora:	09:15
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	4,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	51
Vs (cm ³):	535

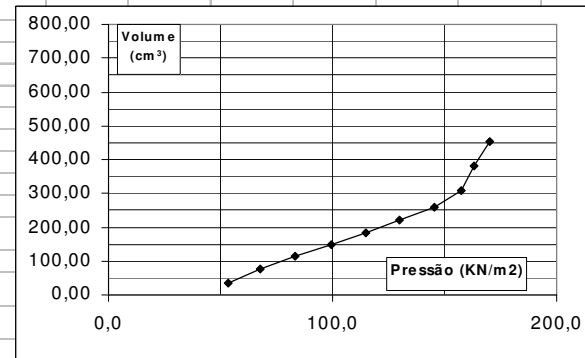
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	24	36	22,57	53,43	35,93
P2	0,50	50	61	77	33,2	67,8	76,86
P3	0,75	75	102	114	42,79	83,21	113,79
P4	1,00	100	140	148	51,6	99,4	147,72
P5	1,25	125	174	184	60,93	115,07	183,65
P6	1,50	150	208	223	71,04	129,96	222,58
P7	1,75	175	249	259	80,37	145,63	258,51
P8	2,00	200	290	310	93,59	157,41	309,44
P9	2,25	225	352	383	112,5	163,5	382,37
P10	2,50	250	426	454	130,91	170,09	453,30

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	58
50	113
75	185
100	288
125	430
150	594

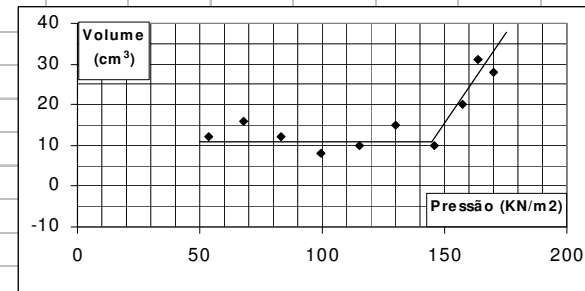
Pom(KN/m ²):	61,90
Pl(KN/m ²):	143,20
Em(KN/m ²):	809,5
PL(KN/m ²):	200,11
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

136

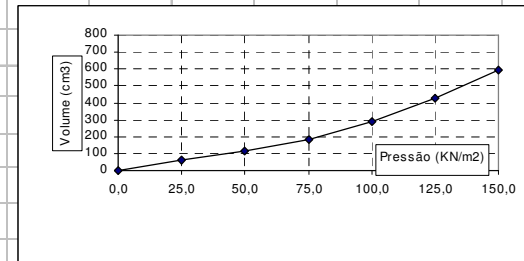
FURO 9A - Prof.: 4,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

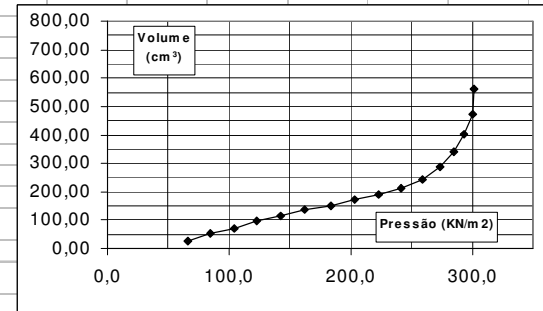
Obra:	SAMARCO
Data:	25/5/1999
Hora:	10:30
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	5,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	61
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60	Calib.ar	
P1	0,25	25	21	27	20,24	65,76	26,93	Plido	V60
P2	0,50	50	42	51	26,46	84,54	50,86	0	0
P3	0,75	75	66	73	32,16	103,84	72,79	25	58
P4	1,00	100	85	96	38,12	122,88	95,72	50	113
P5	1,25	125	110	115	43,05	142,95	114,65	75	185
P6	1,50	150	132	136	48,49	162,51	135,58	100	288
P7	1,75	175	148	152	52,64	183,36	151,51	125	430
P8	2,00	200	166	171	57,56	203,44	170,44	150	594
P9	2,25	225	186	190	62,49	223,51	189,37		
P10	2,50	250	203	215	68,97	242,03	214,30		
P11	2,75	275	236	244	76,48	259,52	243,23		
P12	3,00	300	270	286	87,37	273,63	285,16		
P13	3,25	325	318	340	101,36	284,64	339,09		
P14	3,50	350	380	403	117,69	293,31	402,02		
P15	3,75	375	450	473	135,83	300,17	471,95		
P16	4,00	400	526	563	159,15	301,85	561,88		

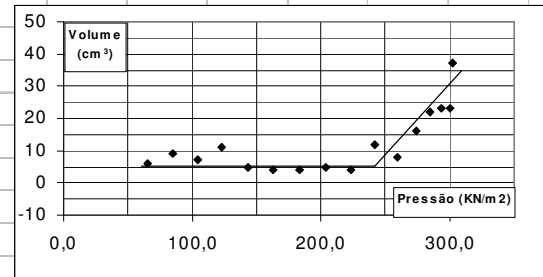
Pom(KN/m ²):	150,20
Pl(KN/m ²):	242,03
Em(KN/m ²):	1806,3
PL(KN/m ²):	306,30
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

137

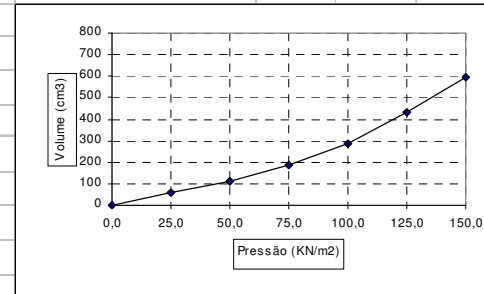
FURO 9A - Prof.: 5,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

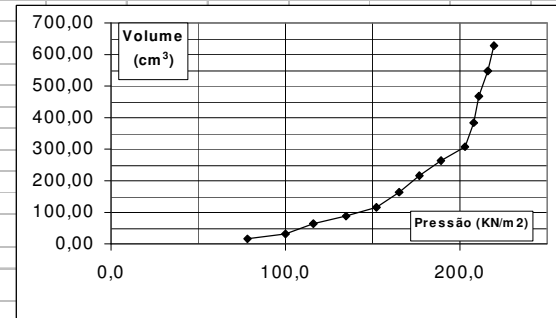
Obra:	SAMARCO
Data:	25/5/1999
Hora:	15:00
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	6,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	71
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60	Calib.ar	
P1	0,25	25	10	16	17,39	78,61	15,93	Plido	V60
P2	0,50	50	29	31	21,28	99,72	30,86	0	0
P3	0,75	75	57	64	29,83	116,17	63,79	25	58
P4	1,00	100	82	89	36,31	134,69	88,72	50	113
P5	1,25	125	109	118	43,83	152,17	117,65	75	185
P6	1,50	150	145	165	56,01	164,99	164,58	100	288
P7	1,75	175	205	215	68,97	177,03	214,51	125	430
P8	2,00	200	249	264	81,66	189,34	263,44	150	594
P9	2,25	225	294	309	93,33	202,67	308,37		
P10	2,50	250	358	386	113,28	207,72	385,30		
P11	2,75	275	441	470	135,05	210,95	469,23		
P12	3,00	300	516	548	155,27	215,73	547,16		
P13	3,25	325	594	630	176,52	219,48	629,09		

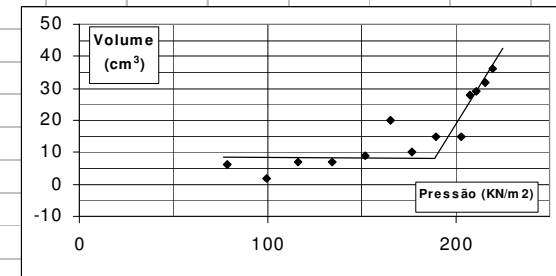
Pom(KN/m ²):	98,41
Pl(KN/m ²):	188,80
Em(KN/m ²):	710,86
PL(KN/m ²):	252,07
Pe:Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

138

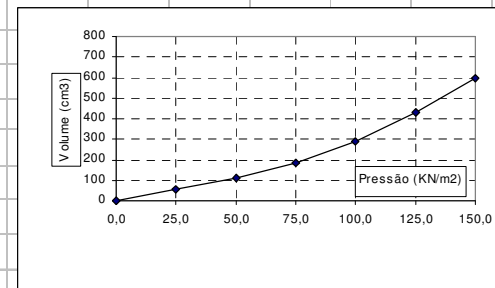
FURO 9A - Prof.: 6,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

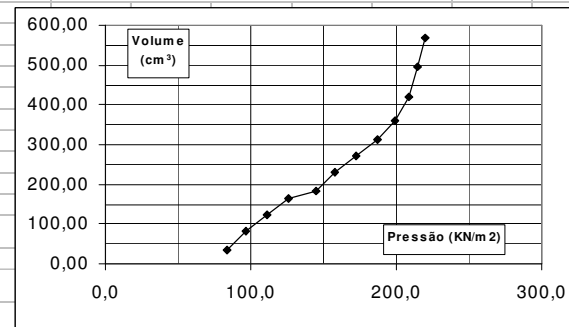
Obra:	SAMARCO
Data:	25/5/1999
Hora:	14:25
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	7,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	81
Vs (cm ³):	535

ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60	Calib.ar	
P1	0,25	25	30	36	22,57	83,43	35,93	Plido	V60
P2	0,50	50	75	81	34,34	96,66	80,86	0	0
P3	0,75	75	112	122	44,86	111,14	121,79	25	58
P4	1,00	100	153	163	55,49	125,51	162,72	50	113
P5	1,25	125	176	185	61,19	144,81	184,65	75	185
P6	1,50	150	209	230	72,85	158,15	229,58	100	288
P7	1,75	175	245	271	83,48	172,52	270,51	125	430
P8	2,00	200	298	313	94,36	186,64	312,44	150	594
P9	2,25	225	345	362	107,06	198,94	361,37		
P10	2,50	250	398	420	122,09	208,91	419,30		
P11	2,75	275	472	495	141,53	214,47	494,23		
P12	3,00	300	536	570	160,97	220,03	569,16		

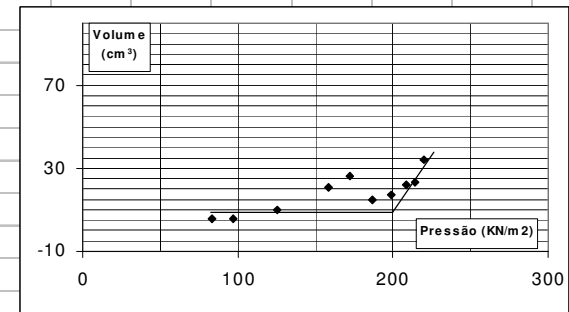
Pom(KN/m ²):	106,8
Pl(KN/m ²):	198,94
Em(KN/m ²):	692,51
PL(KN/m ²):	263,44
Pe: Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

139

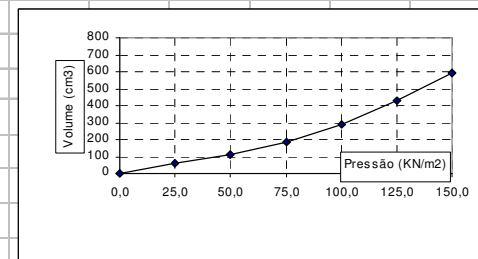
FURO 9A - Prof.: 7,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data	25/5/1999
Hora:	17:26
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	8,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	91
Vs (cm ³):	535

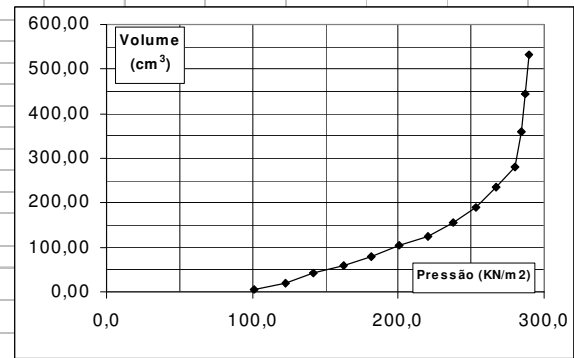
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	0	5	14,54	101,46	4,93
P2	0,50	50	15	20	18,43	122,57	19,86
P3	0,75	75	35	42	24,13	141,87	41,79
P4	1,00	100	54	60	28,79	162,21	59,72
P5	1,25	125	76	81	34,24	181,76	80,65
P6	1,50	150	100	105	40,46	200,54	104,58
P7	1,75	175	117	124	45,38	220,62	123,51
P8	2,00	200	148	156	53,67	237,33	155,44
P9	2,25	225	181	191	62,75	253,25	190,37
P10	2,50	250	215	235	74,15	266,85	234,30
P11	2,75	275	267	280	85,81	280,19	279,23
P12	3,00	300	326	360	106,54	284,46	359,16
P13	3,25	325	410	445	128,57	287,43	444,09
P14	3,50	350	505	534	151,64	289,36	533,02

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	58
50	113
75	185
100	288
125	430
150	594

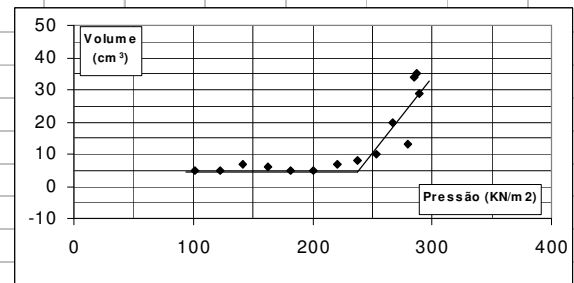
Pom(KN/m ²):	151,20
Pl(KN/m ²):	246,34
Em(KN/m ²):	1124,7
PL(KN/m ²):	312,94
Pe:Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

140

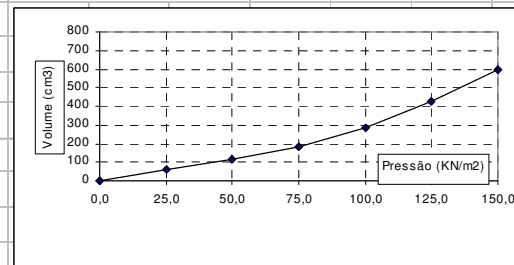
FURO 9A - Prof.: 8,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD

Obra:	SAMARCO
Data:	25/5/1999
Hora:	17:48
Perf.:	Bw e bentonita
Furo nº:	9A
Prof.(m):	9,00
N.A.(m):	4,73
a:	0,0028
Ph (KN/m ²):	101
Vs (cm ³):	535

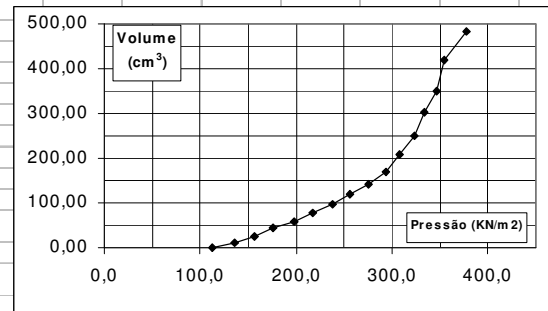
ESTAGIO	Plida(bar)	Plida(KN/m ²)	Vlido30	Vlido60	Pe(KN/m ²)	Pcorr(KN/m ²)	Vcorr60
P1	0,25	25	0	1	13,5	112,5	0,93
P2	0,50	50	5	10	15,84	135,16	9,86
P3	0,75	75	20	26	19,98	156,02	25,79
P4	1,00	100	40	45	24,91	176,09	44,72
P5	1,25	125	55	60	28,79	197,21	59,65
P6	1,50	150	70	77	33,2	217,8	76,58
P7	1,75	175	90	97	38,38	237,62	96,51
P8	2,00	200	115	120	44,34	256,66	119,44
P9	2,25	225	136	142	50,05	275,95	141,37
P10	2,50	250	150	170	57,3	293,7	169,30
P11	2,75	275	204	210	67,67	308,33	209,23
P12	3,00	300	235	250	78,04	322,96	249,16
P13	3,25	325	280	305	92,29	333,71	304,09
P14	3,50	350	340	350	103,95	347,05	349,02
P15	3,75	375	395	420	122,09	353,91	418,95
P16	4,00	400	460	485	122,94	378,06	483,88

Calib.ar	
Plido	V60
0	0
25	58
50	113
75	185
100	288
125	430
150	594

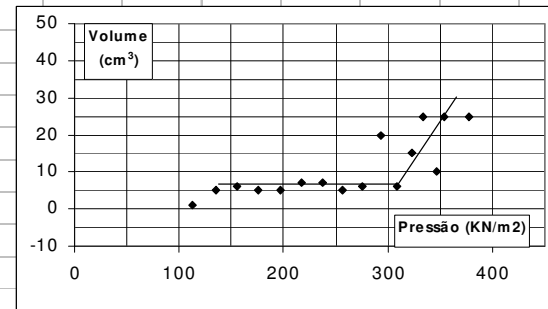
Pom(KN/m ²):	176,09
Pl(KN/m ²):	308,33
Em(KN/m ²):	1412,36
PL(KN/m ²):	400,90
Pe:Calib. ao ar	
Pcorr: Plida+Ph-Pe	
Vcorr: Vlido-a.Plida	

141

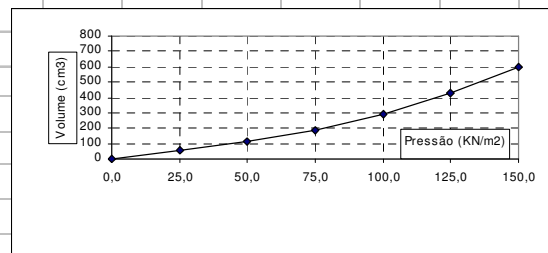
FURO 9A - Prof.: 9,00m
CURVA PRESSÃO x VOLUME



FLUENCIA



CALIBRAÇÃO AO AR



Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)