



**UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA**

**CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA**

**CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**CAMPUS II - CAMPINA GRANDE**

**UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO  
DE UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE DA CIDADE DO RECIFE, ATRAVÉS DA  
UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO MÉNARD.**

**ERINALDO HILÁRIO CAVALCANTE**

**CAMPINA GRANDE**

**SETEMBRO / 1997**

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO  
DE UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE DA CIDADE DO RECIFE, ATRAVÉS DA  
UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO MÉNARD.

por

*Erinaldo Hilário Cavalcante*

Dissertação submetida ao Curso de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil -  
CCPGEC, como parte dos requisitos  
necessários para a obtenção do  
título de **MESTRE EM ENGENHARIA.**

**ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA**

Campina Grande  
Setembro de 1997



C376c Cavalcante, Erinaldo Hilario.  
Uma contribuicao ao estudo do comportamento tensao-deformacao de um deposito de argila mole da cidade de Recife, atraves da utilizacao do Pressiometro Menard / Erinaldo Hilario Cavalcante . - Campina Grande, 1997.  
170 f. : il. color.

Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraiba, Centro de Ciencias eTecnologia.

1. Solos de Argila (Geotecnica). 2. Geotecnica. 3. Pressiometro Menard . 4. Dissertacao. I. Bezerra, Raimundo Leidimar, D.Sc. II. Coutinho, Roberto Quental, D. Sc. III. Universidade Federal da Paraiba - Campus Campina Grande (PB). IV. Título

CDU 624.131.22(043)

UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO  
DE UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE DA CIDADE DO RECIFE, ATRAVÉS DA  
UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO MÉNARD.

*Erinaldo Hilário Cavalcante*

DISSERTAÇÃO APROVADA POR:

BANCA EXAMINADORA:

*R. Bezerra*

Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.

(Orientador)

*R. Coutinho*

Roberto Quental Coutinho, D.Sc.

(Orientador)

*Fernando Arthur Brasil Danziger*

Fernando Arthur Brasil Danziger, D.Sc.

(Examinador)

*F. Barbosa de Lucena*

Francisco Barbosa de Lucena, M.Sc.

(Examinador)

Campina Grande  
Setembro de 1997



**Dedicatória:**

Esta dissertação é dedicada aos meus pais Manoel Hilário e Maria Gomes Cavalcante (in memoriam) os quais deram tudo de si para me proporcionar uma boa formação; à Waldecir, minha esposa, quem mesmo esperando o nascimento do meu primeiro filhinho, o Ricardo, soube pacientemente suportar a minha necessária ausência.

## AGRADECIMENTOS

Meus sinceros agradecimentos a quem contribuiu direta ou indiretamente na elaboração deste trabalho. De forma especial agradeço:

A Deus, por ter-me facultado o dom da dedicação.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal da Paraíba (CPGEC-UFPB/CG), por me aceitar no seu quadro de alunos.

Ao competente professor Orientador Raimundo Leidimar Bezerra, pela sua estimulante orientação e pelo irrestrito apoio dispensado, fundamentais ao desenvolvimento e à elaboração desta dissertação.

Ao professor e Orientador Roberto Quental Coutinho, da Universidade Federal de Pernambuco, pelas oportunas sugestões e pela salutar parceria alcançada, peças fundamentais para o desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPB/CG, pelos conhecimentos transmitidos, de forma especial aos professores Francisco Barbosa de Lucena e Francisco Edmar Brasileiro pelo inestimável esforço financeiro empreendido na aquisição do Pressiômetro Ménard para a Área de Geotecnia.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior, CAPES, pela colaboração financeira, tornando possível realizar o presente trabalho.

Ao quadro de funcionários e bolsistas do Laboratório de Solos e Instrumentação (LSI) da Universidade Federal de Pernambuco, em especial ao Chefe do LSI Eng<sup>o</sup> Joaquim Oliveira, às bolsistas Eng<sup>a</sup> Ana Tereza Jucá e Eng<sup>a</sup> Ana Erika pelo importante apoio dispensado durante os ensaios de campo.

Ao amigo Eng<sup>o</sup> Raimundo Nonato pela colaboração na hospedagem durante a realização dos ensaios de campo.

Aos professores Luiz Carlos Sampaio da Silveira e João Batista Queiroz de Carvalho pelas sugestões feitas durante a elaboração desta dissertação.

Aos colegas do Curso de Pós-Graduação, especialmente ao amigo Cléber da Fonseca Furtado, pela sua colaboração durante os treinamentos com o pressiómetro, e a todos que colaboraram de forma direta ou indireta para que o objetivo deste trabalho fosse alcançado.

Ao professor Juarez Fernandes de Oliveira, do Departamento de Matemática e Estatística, pela oportuna colaboração dada durante as análises estatísticas.

Ao tio José Cavalcanti, quem mesmo estando distante, foi capaz de me transmitir permanente estímulo na realização deste trabalho.

INDICE

## CAPÍTULO 1

1.0 - INTRODUÇÃO .....	01
1.1 - Objetivos da Pesquisa e Subdivisão dos Assuntos.....	04

## CAPÍTULO 2

2.0 - Revisão da Literatura .....	06
2.1 - Breve Histórico do Pressiômetro.....	06
2.2 - Tipos de Pressiômetros.....	09
2.2.1 - O Pressiômetro de BRIAUD.....	10
2.2.2 - O Pressiômetro Ménard.....	10
2.2.3 - O Pressiômetro auto-perfurante.....	13
2.2.4 - O Cone Pressiométrico.....	14
2.3 - O Ensaio Pressimétrico no Brasil.....	17
2.4 - O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO.....	19
2.4.1 - Fundamentação Teórica.....	19
2.4.2 - Concepção do Ensaio Pressiométrico.....	20
2.4.2.1 - Calibrações.....	21
2.4.2.2 - Execução do Furo.....	24
2.5 - PARÂMETROS OBTIDOS NO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO.....	26
2.5.1 - Parâmetros de Deformabilidade.....	26
2.5.1.1 - Módulo Pressiométrico Inicial ( $E_0$ )..	26
2.5.1.2 - Módulo Cíclico ( $E_r$ ).....	31
2.5.2 - Parâmetros de Resistência.....	32
2.5.2.1 - Tensão Horizontal no Repouso ( $\sigma_{ho}$ )..	32
2.5.2.2 - Coeficiente de Empuxo no Repouso ( $K_0$ ).....	35
2.5.2.3 - Pressão Limite ( $P_L$ ).....	36
2.5.2.4 - Pressão Limite Efetiva ( $P_L^*$ ).....	39
2.5.2.5 - Pressão de Fluência ( $P_F$ ).....	40
2.5.2.6 - Resistência ao Cisalhamento não dre- nada ( $S_u$ ).....	41



2.5.2.7 - Ângulo de Atrito Interno Efetivo ( $\phi'$ ).....	44
2.5.3 - Características de Fluxo .....	44
2.5.3.1 - Coeficiente de Adensamento Radial ( $C_h$ ).....	44
2.5.3.2 - Coeficiente de Permeabilidade (K)...	45
2.6 - Uso dos Parâmetros Pressiométricos na Identificação do Tipo de Solo.....	45
2.7 - Vantagens e Limitações do Ensaio Pressiométrico...	48
2.7.1 - Vantagens do Ensaio Pressiométrico.....	48
2.7.2 - Limitações do Ensaio Pressiométrico.....	49

### CAPÍTULO 3

3.0 - Descrição do Pressiômetro Utilizado e da Campanha de Ensaios!.....	50
3.1 - Generalidades.....	50
3.2 - Local Utilizado Para os Ensaios.....	50
3.2.1 - Generalidades.....	50
3.2.2 - Aspectos Geológicos dos Depósito.....	50
3.2.3 - Características Geotécnicas do Local dos En- saios.....	52
3.3 - Campanha de Ensaios Realizada.....	57
3.3.1 - Generalidades.....	57
3.3.2 - Ensaios Pressiométricos.....	58
3.3.2.1 - Equipamento Utilizado.....	58
3.3.2.2 - Preparação do Pressiômetro.....	61
3.3.2.3 - Execução dos Furos.....	63
3.3.2.4 - Execução dos Ensaios.....	64
3.3.3 - Interpretação dos Resultados.....	66
3.3.3.1 - Módulos Pressiométricos ( $E_0$ , $G$ e $E_r$ )	67
3.3.3.2 - Pressão Limite ( $P_L$ ) e Pressão Limite Efetiva ( $P_L^*$ ).....	67

3.3.3.3 - Pressão de Fluência ( $P_F$ ) e Pressão de Fluência Efetiva ( $P_{F^*}$ ).....	68
3.3.3.4 - Tensão Horizontal no Repouso ( $\sigma_{ho}$ )..	69
3.3.3.5 - Coeficiente de Empuxo no Repouso ( $K_0$ ).....	70
3.3.3.6 - Resistência ao Cisalhamento Não-drenada ( $S_u$ ).....	71
3.3.4 - Dificuldades Encontradas Durante a Campanha de Ensaios e Algumas Soluções Sugeridas pelo Autor da Presente Tese.....	72

## CAPÍTULO 4

4.0 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	76
4.1 - Generalidades.....	76
4.2 - Considerações Iniciais.....	76
4.3 - Parâmetros Pressiométricos.....	81
4.3.1 - Módulo Pressiométrico Inicial, $E_0$ .....	82
4.3.2 - Módulo Cisalhante, $G$ .....	85
4.3.3 - Módulo Pressiométrico Cíclico, $E_r$ .....	86
4.3.4 - Pressão Limite do Solo, $P_L$	91
4.3.5 - Avaliação de $\sigma_{ho}$ .....	95
4.3.6 - Avaliação da Pressão de Fluência.....	98
4.3.7 - Avaliação de $K_0$ .....	101
4.3.8 - Avaliação de $S_u$ .....	104
4.4 - Correlações e Valores da Relação Módulo/Pressão Limite.....	111
4.4.1 - Correlação Entre $E_0$ (PMT) e $q_T$ (CPT).....	111
4.4.1.1 - Experiências Anteriores.....	111
4.4.1.2 - Avaliação das Relações Entre $E_0$ e $q_T$	113
4.4.2 - Correlação Entre $P_L$ e $q_T$ .....	115
4.4.2.1 - Experiências Anteriores.....	115
4.4.2.2 - Avaliação da Relação Entre $P_L$ e $q_T$ ..	117

4.4.3 - Avaliação da Relação Módulo Pressiométrico / Pressão Limite.....	120
---	-----

## CAPÍTULO 5

5.0 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	127
5.1 - CONCLUSÕES.....	127
5.2 - ALGUMAS SUGESTÕES PARA OUTRAS PESQUISAS.....	130

## CAPÍTULO 6

6.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	132
---------------------------------------	-----

## APÊNDICES

<u>APÊNDICE I</u> - APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS.....	147
I.1 - Aplicações dos Parâmetros Pressiométricos em projeto de Fundações.....	147
I.1.1 - Estacas Carregadas Axialmente.....	147
I.1.1.1 - Resistência de Ponta ( $Q_p$ ).....	147
I.1.1.2 - Resistência de Atrito Lateral ( $Q_s$ ).....	151
I.1.1.3 - Previsão de Recalques.....	154
I.1.2 - Estacas Carregadas Horizontalmente.....	159
I.1.3 - Fundações Superficiais.....	164
I.1.3.1 - Capacidade de Carga.....	165
I.1.3.2 - Previsão de Recalques.....	167
 <u>APÊNDICE II</u> - VALORES DE ALGUNS PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS OBTIDOS EM RECIFE.....	 170

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	Composição do pressiômetro de pré-furo (MÉNARD).....	02
Figura 2.1	Aspecto da primeira sonda pressiométrica desenvolvida por KÖGLER em 1930 (BAGUELIN et alii, 1978).....	07
Figura 2.2	Estrutura do primeiro pressiômetro desenvolvido por MÉNARD, em 1957 (BAGUELIN et alii (1978).....	08
Figura 2.3	Diagrama geral da sonda do pressiômetro de BRIAUD, Modelo 32-35, em estado de expansão total (BAGUELIN et alii, 1978).....	11
Figura 2.4	Aspecto estrutural da sonda usada no pressiômetro MÉNARD (CLARKE, 1995).....	12
Figura 2.5	Croqui da sonda auto-perfurante segundo BAGUELIN e JEZEQUEL, (1973).....	14
Figura 2.6	Comparação entre as curvas típicas dos ensaios Ménard e auto-perfurante (BAGUELIN e JEZEQUEL, 1972).....	15
Figura 2.7	Aspecto estrutural do cone pressiométrico (BRIAUD, 1992 e YU et alii, 1996).....	16
Figura 2.8	Curvas de calibração do aparato pressiométrico (ASTM, 1987).....	23
Figura 2.9	Influência da execução do furo na curva pressiométrica (BRIAUD, 1992).....	25
Figura 2.10	Curva pressiométrica corrigida ideal (NF P94-110, 1991).....	27
Figura 2.11	Comparação dos módulos pressiométricos obtidos através dos ensaios MÉNARD e Auto-perfurante para a argila mole de Saint-André-de-Cubzac (BAGUELIN et alii, 1972).....	30
Figura 2.12	Curva pressiométrica com laço de descarregamento (MÉNARD, 1975).....	32
Figura 2.13	Método gráfico para determinação de $\sigma_{h0}$ (BRANDT, 1978).....	34



Figura 2.14	Método usado para estimativa da pressão limite (ASTM, 1987).....	38
Figura 2.15	Curva de fluência (NF P94-110, 1991).....	41
Figura 3.1	Planta de locação dos furos e de localização do campo experimental da UFPE (Bairro Madalena-Recife/PE).....	51
Figura 3.2	Perfil característico do depósito de argila mole do Clube Internacional de Recife (COUTINHO et alii, 1993).....	53
Figura 3.3	Valores de $q_c$ versus a profundidade (COUTINHO et alii, 1993).....	54
Figura 3.4	Perfil de resistência de ponta $q_T$ do depósito de argila mole do Clube Internacional (BEZERRA, 1996).....	55
Figura 3.5	História de tensões resistência $S_u$ do depósito a partir de ensaios de laboratório (COUTINHO et alii, 1993).....	56
Figura 3.6	Parâmetros de compressibilidade, ensaios oedométricos (COUTINHO et alii, 1993).....	57
Figura 3.7	Foto completa do Pressiômetro Ménard Testing (fabricado pela APAGEO).....	59
Figura 3.8	Sonda pressiométrica e bainha usadas na presente campanha.....	59
Figura 3.9	Aspecto da sonda com cobertura flexível em expansão total.....	60
Figura 3.10	Curva para verificação da resistência da membrana que forma a célula central.....	60
Figura 3.11	Curva de calibração do sistema de compressibilidade do pressiômetro Ménard.....	62
Figura 3.12	Curva de calibração da perda de pressão típica da sonda usada na campanha de ensaios.....	63
Figura 3.13	Processo usado na execução dos furos para realização de ensaios pressiométricos.....	64
Figura 4.1	Curvas pressiométricas brutas e de calibração da perda de pressão com a resistência da membrana..	77
Figura 4.2	Exemplo de um ensaio efetuado em um furo com diâmetro superior ao da sonda.....	77
Figura 4.3	Curva pressiométrica gerada por um ensaio efetuado em um furo excessivamente perturbado...	78

Figura 4.4	Exemplo de um ensaio com laço de descarregamento/re-carregamento bem posicionado..	79
Figura 4.5	Curva pressiométrica com ciclo de descarga/recarga mal posicionado.....	79
Figura 4.6	Curva de calibração típica para descontar a rigidez da membrana de borracha.....	81
Figura 4.7	Perfil do módulo pressiométrico $E_0$ versus a profundidade.....	82
Figura 4.8	Variação dos valores do módulo de cisalhamento pressiométrico $G$ com a profundidade.....	85
Figura 4.9	Perfil do módulo pressiométrico cíclico inicial $E_r$ em função da profundidade.....	88
Figura 4.10	Ajuste dos valores médios dos módulos pressiométricos $E_0$ e $G$ em função da profundidade.....	90
Figura 4.11	Pressão limite pressiométrica em função da profundidade.....	93
Figura 4.12	Pressão limite efetiva versus a profundidade....	94
Figura 4.13	Perfil da tensão horizontal total no repouso a partir do PMT.....	95
Figura 4.14	Comparação entre os valores de $\sigma_{h0}$ obtidos com o pressiômetro Ménard e valores obtidos a partir de resultados de laboratório e de piezocone (COUTINHO et alii, 1993) usando a correlações empíricas de KULHAWY e MAYNE (1982) e MASOOD (1990), respectivamente.....	97
Figura 4.15	Curva de fluência típica obtida na presente campanha.....	99
Figura 4.16	Perfil da pressão de fluência em função da profundidade.....	100
Figura 4.17	Avaliação de $K_0$ em função da profundidade, a partir dos ensaios pressiométricos em comparação com resultados de laboratório apresentados por COUTINHO et alii (1993).....	102
Figura 4.18	Estimativa de $K_0$ através de ensaios pressiométricos e comparação com resultados obtidos através de ensaios de laboratório,	

	usando a fórmula empírica proposta por KULHAWY e MAYNE(1982) e ensaios de dilatômetro efetuados por COUTINHO (1996).....	103
Figura 4.19	Avaliação de $S_u$ através da correlação proposta por BAGUELIN et alii (1978) e BRIAUD et alii (1985c), conforme citados por BRIAUD (1992), em comparação com resultados de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).....	106
Figura 4.20	Avaliação de $S_u$ obtida a partir da correlação empírica $P_L^*/6,5$ sugerida por BRIAUD (1992) em comparação com resultados de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).....	107
Figura 4.21	Avaliação de $S_u$ a partir da correlação empírica sugerida por AMAR e JEZEQUEL (1972), segundo CLARKE (1995), e comparação com resultados de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).....	108
Figura 4.22	Resistência $S_u$ obtida a partir da correlação empírica sugerida por POWELL (1990), conforme citado por CLARKE (1995), para argilas de consistência rija, e comparação com resultados de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).....	109
Figura 4.23	Avaliação de $S_u$ e comparação com diferentes metodologias de ensaios, a partir de valores médios para os três furos, obtidos através das correlações empíricas, comparadas com valores de referência obtidos por COUTINHO et alii (1993) e resultados de ensaios de piezocone derivados à partir dos fatores de cone $N_{KT}$ e $N_{Au}$ .....	110
Figura 4.24	Relação entre o módulo $E_0$ e a resistência de ponta corrigida $q_r$ obtida por BEZERRA (1996) entre as profundidades de 4,5m e 22,5 metros....	114
Figura 4.25	Correlação entre resultados de CPT (BEZERRA, 1996) e PMT, dos 4,5 m aos 22,5 metros de profundidade.....	115

Figura 4.26	Relação entre a resistência de ponta corrigida $q_T$ (BEZERRA, 1996) e a pressão limite pressiométrica $P_L$ , entre 4,5 m e 22,5 metros de profundidade.....	118
Figura 4.27	Correlação entre resultados de CPT (BEZERRA, 1996) e pressiômetro Ménard, entre os 4,5 m e 22,5 metros de profundidade.....	120
Figura 4.28	Valores da relação módulo pressiométrico/pressão limite pressiométrica.....	123
Figura 4.29	Valores da relação módulo pressiométrico/pressão limite efetiva.....	125
Figura I.1	Curvas para o cálculo da resistência lateral unitária, $f_{Li}$ .....	154
Figura I.2	a- recalques de uma estaca; b - curva f-w; c - curva q-w.....	155
Figura I.3	Recalques previstos e medidos de estacas, (a) silte fofo sobre areia densa; (b) argila mole sobre areia (CLARKE, 1995 após SELLGREN, 1981)..	158
Figura I.4	Comparação de recalques previstos entre um método teórico, métodos baseados na Teoria da elasticidade e recalques medidos através de provas de carga (CLARKE, 1995, após CHRISTOULAS e FRANK, 1991).....	159
Figura I.5	Critérios de projeto de estacas carregadas lateralmente (BRIAUD, 1992).....	160
Figura I.6	Curvas de reação p-y para estacas solicitadas horizontalmente.....	161
Figura I.7	Comparações de capacidade de carga horizontal de estacas previstas pelo método do módulo de reação do subleito com valores medidos em provas de carga, (CLARKE, 1995 após SUYAMA, 1983).....	163
Figura I.8	Conceituação da não-linearidade das curvas p-y (BRIAUD, 1992).....	164
Figura I.9	Valores de $k_p$ recomendados para projetos de fundações superficiais (Briaud, 1992).....	166
Figura I.10	Fundação sobre maciço composto de duas camadas (ALCÂNTARA, 1992).....	167
Figura I.11	Decomposição do solo em camadas para análise de recalques (BRIAUD, 1992).....	169



## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	Resumo da evolução histórica do pressiômetro (AMAR et alii, 1990; BRIAUD, 1992 e CLARKE, 1995).....	09
Tabela 2.2	Guia para estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico (BRIAUD, 1992).....	22
Tabela 2.3	Fatores reológicos $\alpha$ (MÉNARD, 1975).....	29
Tabela 2.4	Valores comuns de $E_0$ e de $P_L$ para vários tipos de solos (MENARD, 1975).....	46
Tabela 2.5	Valores típicos de $E_0$ e de $P_L^*$ para vários tipos de solos (BRIAUD, 1992).....	47
Tabela 2.6	Identificação do tipo de solo (CLARKE, 1995).....	47
Tabela 4.1	Valores de $E_r/E_0$ obtidos para o depósito argiloso investigado.....	89
Tabela 4.2	Correlações entre parâmetros de CPT e PMT para areias e argilas (SCHMERTMANN, 1978, após BRIAUD et alii, 1983).....	112
Tabela 4.3	Valores do módulo pressiométrico $E_0$ , de $P_L$ e da relação módulo/pressão limite versus a profundidade.....	122
Tabela 4.4	Valores do módulo pressiométrico $E_0$ , de $P_L^*$ e da relação módulo pressiométrico/pressão limite efetiva versus a profundidade.....	124
Tabela I.1	Fatores de capacidade de carga para estacas carregadas axialmente (Clarke, 1995; após LCPC, 1985).....	150
Tabela I.2	Seleção das curvas para obtenção do atrito unitário (CLARKE, 1995).....	153
Tabela I.3	Fatores reológicos para vários solos (MÉNARD, 1975).....	162
Tabela I.4	Coefficientes de forma para fundações superficiais (BRIAUD, 1992).....	168

Tabela II.1	Valores dos parâmetros $\sigma_{ho}$ , $K_0$ , $P_f$ e $S_u$ (correlação empírica sugerida por POWELL, 1990) obtidos nos três furos executados no depósito de argila mole saturada do Clube Internacional de Recife em função da profundidade.....	170
-------------	--	-----

## LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$\nu$ .	Coeficiente de Poisson.
$\epsilon$ .	Deformação específica circunferencial.
$\beta$ .	Fator do qual depende a relação $G/S_u$ .
$\alpha$ .	Fator reológico.
$\gamma_a$ .	Peso específico da água.
$\lambda_c$ .	Coeficiente de forma na zona de influência do tensor esférico.
$\lambda_d$ .	Coeficiente de forma na zona de influência do tensor desviatório.
$\sigma_{ho}$ .	Tensão horizontal total no repouso do solo.
$\Delta p$ .	Aumento de pressão na sonda pressiométrica.
$\Delta R/R_0$ .	Deformações relativas na cavidade.
$\Delta V$ .	Variação volumétrica na sonda pressiométrica.
$\Delta V/V$ .	Variação volumétrica específica.
$\sigma_{v0}$ .	Tensão vertical total do solo.
$\sigma_{v0}'$ .	Tensão vertical efetiva do solo.
$a$ .	Coeficiente de compressibilidade do pressiômetro.
$A_p$ .	Área da seção transversal da ponta da estaca.
$A_s$ .	Área da superfície lateral da estaca.
$B$ .	Largura ou diâmetro da fundação.
$B'$ .	Largura ou diâmetro de referência da fundação.
$B_e$ .	Diâmetro equivalente da estaca.
$C_h$ .	Coeficiente de adensamento radial.
CPT.	Cone Penetration Test.
$D_e$ .	Embutimento da fundação.
$D_H$ .	Diâmetro do furo.
$D_i$ .	Diâmetro interno do tubo de calibração.
$D_s$ .	Diâmetro da sonda pressiométrica.
$E$ .	Módulo de Elasticidade do ensaio triaxial.
$E^-$ .	Módulo pressiométrico no descarregamento da curva pressiométrica
$E^+$ .	Módulo pressiométrico no recarregamento da curva pressiométrica.

$E_0$ .	Módulo de Elasticidade pressiométrico na curva de carregamento.
$E_{01}$	Módulo de Elasticidade tangente inicial do ensaio auto-perfurante.
$E_c$ .	Módulo pressiométrico dentro da zona do tensor esférico.
$E_d$ .	Módulo pressiométrico dentro da zona do tensor desviatório.
$E_p$ .	Módulo de Elasticidade pressiométrico.
$EPF_i$ .	Ensaio Pressiométrico relativo ao i-ésimo Furo.
$E_r$ .	Módulo de Elasticidade pressiométrico na curva de descarga/recarga.
$E_s$ .	Módulo de Elasticidade secante ao ponto de ruptura na curva de um ensaio auto-perfurante.
$E_t$ .	Módulo de Elasticidade tangente ao ponto de ruptura na curva de um ensaio auto-perfurante.
F.	Fator ou coeficiente de segurança.
$f_s$ .	Atrito lateral unitário.
FS.	Nível de significância estatística.
G.	Módulo de elasticidade transversal ou de cisalhamento.
$G/S_u$ .	Índice de rigidez do solo.
h.	Comprimento da estaca.
$H_e$ .	Embutimento equivalente de uma fundação.
K.	Coeficiente de permeabilidade do solo.
$K_0$ .	Coeficiente de empuxo no repouso.
$k_p$ .	Fator de capacidade de carga.
$k_s$ .	Módulo de reação do subleito.
$K_s$ .	Volume médio de inflação da sonda.
L.	Comprimento da sonda pressiométrica.
M.	Módulo elástico específico.
$M_{máx}$ .	Momento fletor máximo na estaca.
$N_{AU}$ .	Fator de cone relativo à poro-pressão.
N.	Números de graus de liberdade (estatística).
$N_{KT}$ .	Fator de cone relativo à resistência de ponta.
P.	Pressão aplicada à sonda.
p.	Tensão aplicada na estaca.
$P_1$ .	Pressão no início da fase pseudo-elástica da curva
$P_2$ .	Pressão no final da fase pseudo-elástica da curva
$P_a$ .	Pressão atmosférica.

PAF.	Pressiomètre Autofureur.
PBPMT.	Pré-boring Pressuremeter Ménard Testing.
$P_c$ .	Correção das pressões lidas.
$P_c$ .	Pressão de creep ou de fluência.
$P_f^*$	Pressão de fluência ou de plastificação efetiva.
$P_f$ .	Pressão de fluência ou de plastificação.
PIPMT.	Push-in Pressuremeter Ménard Testing.
$P_L^*$ .	Pressão limite efetiva.
$P_L$ .	Pressão limite pressiométrica.
$P_{le}^*$ .	Pressão limite efetiva equivalente.
$P_{Lmáx}$ .	Pressão limite máxima.
$P_{Lmin}$ .	Pressão limite mínima.
$P_p$ .	Peso próprio da fundação.
$q_c$ .	Resistência de ponta do piezocone.
$Q_L$ .	Capacidade de carga de estacas.
$Q_p$ .	Pressão última na ponta da estaca.
$Q_p$ .	Resistência de ponta de estacas.
$Q_s$ .	Resistência de atrito lateral de estacas.
$Q_t$ .	Carga trabalho da fundação.
$q_T$ .	Resistência de ponta corrigida do piezocone.
$Q_u$ .	Carga de ruptura na ponta da estaca.
R.	Coefficiente de correlação (estatística).
R.	Raio da estaca.
r.	Recalque de uma fundação superficial.
$R^2$ .	Coefficiente de determinação (estatística).
SBPMT.	Self-boring Pressuremeter Ménard Testing.
SPT.	Standard Penetration Test.
$S_u$ .	Resistência ao cisalhamento não drenada.
$u_0$ .	Poropressão.
V.	Volume expandido.
$V_0$ .	Incremento de volume no ensaio com o pressiómetro BRIAUD.
$V_1$ .	Volume no início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica.
$V_2$ .	Volume no final da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica.
$V_{30}$ .	Volume lido aos trinta segundos.
$V_{60}$ .	Volume lido aos sessenta segundos.

- $V_c$ . Correção dos volumes lidos.
- $V_c'$ . Volume expandido para a sonda entrar em contato com as paredes do tubo de aço.
- $V_m$ . Volume médio da cavidade.
- $V_s$ . Volume da célula central de medida da sonda pressiométrica.
- w. Parcela do recalque da ponta da estaca.
- y. Deflexão da estaca.
- $y'$ . Inclinação da estaca.
- Z. Profundidade.
- $z_c$ . Profundidade crítica.

UMA CONTRIBUIÇÃO AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO DE  
UM DEPÓSITO DE ARGILA MOLE DA CIDADE DO RECIFE, ATRAVÉS DA  
UTILIZAÇÃO DO PRESSIÔMETRO MÉNARD

RESUMO

Desde 1984, pesquisas com o pressiômetro vêm sendo realizadas no âmbito da Universidade Federal da Paraíba, Campus de Campina Grande. Até então, essas pesquisas foram restritas basicamente ao uso do pressiômetro BRIAUD, cujo potencial de utilização é direcionado para a pavimentação.

Este trabalho tem por finalidade apresentar e discutir os resultados de uma campanha de ensaios pressiométricos (51 ensaios) efetuados num depósito de argila mole da cidade do Recife, buscando ampliar as informações já existentes, através de uma pesquisa conjunta entre as Áreas de Geotecnia das Universidades Federais da Paraíba e de Pernambuco. Na pesquisa foi utilizado o pressiômetro MÉNARD e seus resultados foram comparados com resultados de outros ensaios de campo e de laboratório, a exemplo do piezocone e triaxial UU, respectivamente, os quais já formam uma extensa base de dados do depósito.

Os resultados obtidos demonstram a boa performance do ensaio pressiométrico na avaliação de parâmetros de resistência de um depósito de solo argiloso saturado. O ensaio pressiométrico mostrou um rápido tempo de resposta, e, em comparação com outros ensaios de campo, a exemplo do piezocone, concorda bem na identificação do perfil do subsolo e em alguns parâmetros de resistência, tal como  $S_u$ . Foram obtidas significativas correlações estatísticas entre os parâmetros pressiométricos e penetrométricos.

A CONTRIBUTION TO THE STUDY OF THE STRESS-STRAIN BEHAVIOR OF A  
SOFT CLAY DEPOSIT OF RECIFE CITY, USING THE MENARD PRESSUREMETER  
TEST

ABSTRACT

Since 1984, various investigations using the pressuremeter test have been carried out at the Federal University of Paraiba - Campina Grande. Until now, these investigations have only used the BRIAUD pressuremeter, which is applicable to pavement.

The present thesis presents and discuss the results of a pressuremeter series of test (51 tests) performed in a soft clay deposit in Recife, through a joint research project between the Geotechnical Areas of the Federal Universities of Paraiba and Pernambuco. The MENARD pressuremeter was used and test results were compared with results of other in situ and laboratory tests, for example, the piezocone and the triaxial UU testing, which form an extensive data base in the deposit.

The results obtained showed the good performance in the pressuremeter test for evaluation strength parameters of the saturated clay deposit studied. The pressuremeter test showed a fast answer, and in the comparison with others in situ tests, for example, the piezocone, agreed well in the identification of the soil profile and some strength parameters. Correlations between penetration and pressuremeter test results have been established.



## CAPÍTULO 1

### 1.0 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento de novos equipamentos e o aperfeiçoamento de técnicas de investigações dos solos "in situ" têm sido, nas últimas décadas, uma tendência mundial. A necessidade de utilização de amostras indeformadas e a impossibilidade de obtenção dessas amostras em alguns tipos de solos (solos arenosos, p.ex.) justificam o surgimento de novos modelos de prospecção geotécnica.

Os ensaios geotécnicos "in situ", por incorporarem todas ou quase todas as propriedades naturais do solo (umidade, densidade, estrutura, etc.) e por envolverem uma grande massa de solo, têm a capacidade de reproduzir de uma maneira um pouco mais realista o comportamento deste de interesse na engenharia de fundações.

Com a evolução tecnológica por que passa o mundo na Mecânica dos Solos, torna-se necessário cada vez mais o desenvolvimento de pesquisas no sentido de desenvolver e aprimorar novas técnicas de investigações de campo com o intuito de melhor aproveitar as características naturais dos solos visando a sua utilização na Engenharia Civil. Procura-se, dessa forma, otimizar não só a utilização do solo como elemento componente das estruturas das fundações, quer seja de edifícios, quer seja de pavimentos, mas também minimizar os custos envolvidos no processo de construção.

Como os ensaios "in situ" envolvem, muitas vezes, equipamentos relativamente pesados e de lenta locomoção e instalação, eles apresentam, inicialmente, algumas desvantagens em relação aos ensaios de laboratório, sendo, às vezes, muito onerosos e ficando restritos apenas às obras de grande porte.

O pressiômetro é um equipamento simples, de dimensões reduzidas e, portanto, de fácil locomoção e instalação. Todavia,

possui limitações relativas à sua aplicabilidade em alguns tipos de solos, principalmente quando se usa a sonda de pré-furo.

O princípio básico do ensaio pressiométrico é a expansão radial de uma sonda cilíndrica em um furo<sup>1</sup>. A Figura 1.1 apresenta uma ilustração do conjunto que forma o pressiômetro de pré-furo, denominado de Pressiômetro Ménard. Sua fundamentação teórica é baseada nas Teorias da Elasticidade, da Plasticidade e de Expansão de Cavidades Cilíndricas. Para fins de interpretação, é considerado um estado plano de deformação. Isto dá ao ensaio um sólido suporte teórico.

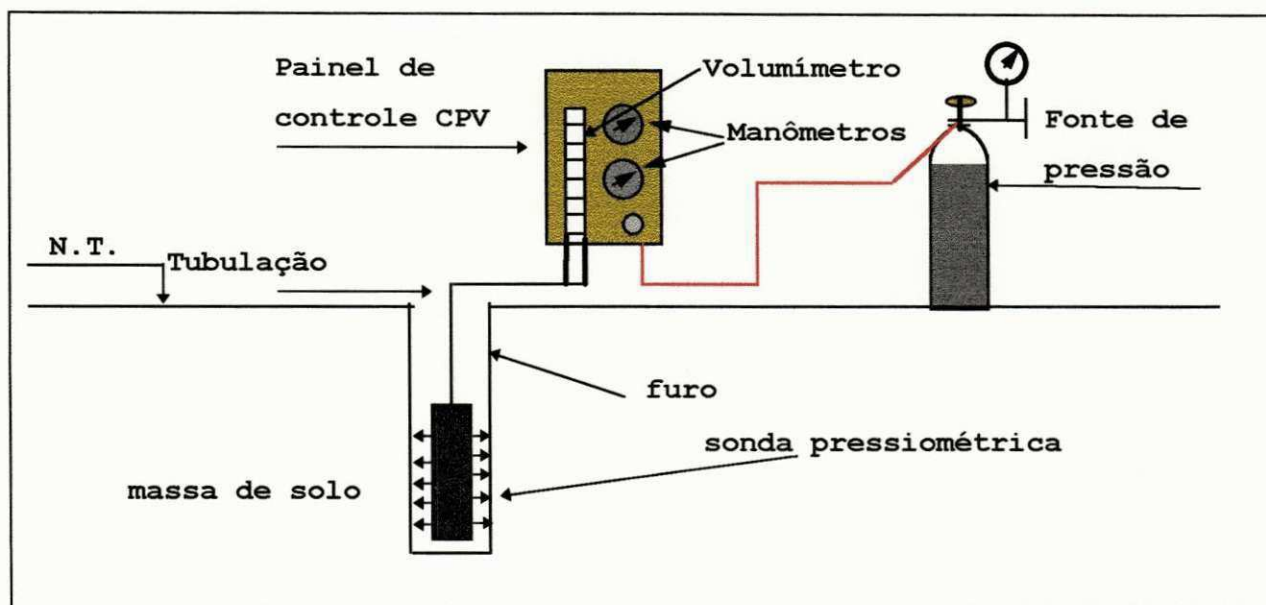


Figura 1.1 - Composição do pressiômetro de pré-furo (MÉNARD)

Segundo ORTIGÃO e ALVES (1994) e CLARKE (1995) dois tipos de pressiômetros são mais usados internacionalmente: o Pressiômetro Ménard (PMT) e o Pressiômetro Auto-perfurante (PAF, na França; SBP, na Inglaterra), desenvolvidos por volta de 1956 e 1970, respectivamente. Para pavimentação, especificamente, destaca-se o pressiômetro de BRIAUD, fabricado e comercializado pela ROCTEST, nos Estados Unidos com o nome de PENCELL, e também por outras firmas francesas. A Área de Geotecnia da Universidade Federal da Paraíba (UFPB) - Campus II, localizado em Campina Grande, possui

<sup>1</sup> A Norma NFP 94-110 recomenda critérios para execução dos furos.

uma unidade do Pressiômetro Ménard Testing (PMT) e duas unidades do pressiômetro de BRIAUD.

O ensaio realizado com o pressiômetro de MÉNARD, assim como o realizado com o de BRIAUD, requer uma perfuração prévia no solo, cuja execução provoca uma perturbação no entorno das paredes do furo e, particularmente em argilas moles saturadas, o ensaio é considerado não drenado. Contudo, é um ensaio muito vantajoso pelo fato de possibilitar o seu emprego em vários tipos de solos e inclusive materiais muito resistentes (rochas), com o auxílio de uma sonda rotativa para execução do furo.

Os ensaios realizados com pressiômetros auto-perfurantes, tipos PAF, Pressiomètre Autoforeur, ou SBP, Selfboring Pressuremeter, são mais vantajosos que os PMT pelo fato de perturbarem menos o terreno. Entretanto, o pressiômetro auto-perfurante é um equipamento caro, de operação muito mais complicada e só perfura materiais facilmente desagregáveis, ORTIGÃO e ALVES (1994).

O ensaio pressiométrico se constitui num dos métodos mais modernos e confiáveis de determinação do módulo de deformabilidade (E) e da pressão limite ( $P_L$ ) dos solos, através de ensaios "in situ". O primeiro dos parâmetros está relacionado com o recalque das fundações, enquanto que o segundo pode ser correlacionado com a resistência. Em alguns países desenvolvidos, a exemplo da França<sup>2</sup>, Inglaterra e Estados Unidos, o pressiômetro tipo MÉNARD tem grande utilização na determinação da capacidade de carga e recalque dos solos, e também de estacas, visando o dimensionamento das fundações. Segundo BRIAUD et alii (1983), só na França, desde 1957, mais de 300.000 construções públicas foram executadas com base nos resultados pressiométricos.

Tendo-se em vista a pouca difusão do ensaio pressiométrico no Brasil e face à importância dos resultados produzidos pelo equipamento para a engenharia geotécnica, é importante contribuir

<sup>2</sup> Possui Norma própria (NFP-110-94)

na divulgação do ensaio e da sua aplicabilidade, buscando, assim, adequá-lo à realidade dos solos brasileiros.

Nesta pesquisa foi utilizado o pressiômetro tipo MÉNARD, num depósito de solo argiloso orgânico mole (COUTINHO et alii, 1993; COUTINHO e OLIVEIRA, 1994), com aproximadamente 20 metros de espessura, situado no Clube Internacional do Recife (Bairro Madalena), na capital do Estado de Pernambuco, onde foram realizados os ensaios pressiométricos e coletados os dados geológicos, geotécnicos e de caracterização disponíveis sobre o depósito, obtidos através de ensaios de laboratório e de campo já efetuados.

A presente tese é parte de uma pesquisa conjunta entre as Áreas de Geotecnia das Universidades Federais da Paraíba e de Pernambuco.

### 1.1 Objetivos da Pesquisa e Subdivisão dos Assuntos

O objetivo deste trabalho é utilizar o Pressiômetro de MÉNARD para determinação do comportamento tensão-deformação-resistência de um depósito de argila mole do Recife, buscando difundir a técnica pressiométrica na região, bem como comparar os parâmetros de resistência fornecidos pelo ensaio aos parâmetros obtidos através de outros ensaios "in situ" e de laboratório realizados no local.

Esta tese está subdividida em seis Capítulos e dois Apêndices. Os assuntos estão distribuídos da seguinte maneira:

No Presente Capítulo está a introdução, aonde se tem uma visualização geral do trabalho quanto à importância dos ensaios "in situ", à importância da pesquisa e quanto aos objetivos a serem atingidos.

No Capítulo 2 é feita uma breve revisão bibliográfica a respeito do pressiômetro e da sua evolução no decorrer dos anos. Em seguida, discute-se o ensaio pressiométrico no Brasil e, por fim, apresenta-se a conceituação teórica do ensaio pressiométrico, bem como são abordados os critérios de interpretação dos dados obtidos.

No Capítulo 3 são apresentados os dados relativos ao Campo Experimental, tais como localização e características geotécnicas já estudadas através de outros ensaios. Neste Capítulo também apresentam-se todas as características do pressiômetro usado na pesquisa e os critérios de interpretação adotados para a obtenção dos parâmetros.

A apresentação e a análise dos resultados são feitas no Capítulo 4, onde parâmetros pressiométricos são analisados individualmente e/ou são comparados com os parâmetros obtidos através de outros ensaios de campo e de laboratório disponíveis no depósito até a realização da presente pesquisa. Por fim, algumas correlações estatísticas significativas são sugeridas.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões e as sugestões para pesquisas futuras, enquanto no Capítulo 6 estão listadas as referências bibliográficas usadas para o desenvolvimento desta tese.

No Apêndice I são abordadas as potencialidades do pressiômetro, no que se refere à sua aplicabilidade no projeto e análise das fundações, enquanto no Apêndice II são mostrados, em Tabelas, alguns resultados apresentados no Capítulo 4 em forma de gráficos.

## CAPÍTULO 2

### REVISÃO DA LITERATURA

#### 2.1 Breve Histórico do Pressiômetro

O passo inicial para a idealização do pressiômetro foi dado por volta de 1933, quando o Engenheiro alemão KÖGLER descreveu um equipamento que ele havia construído no ano de 1930, com a finalidade de medir as propriedades de deformação do solo através da aplicação de pressões radiais numa cavidade cilíndrica (BAGUELIN et alii, 1978).

O aparelho então inventado era composto de uma sonda cilíndrica de 125 cm de comprimento por 10 cm de diâmetro, cujas extremidades eram fixadas por um disco metálico (ver Figura 2.1). Ao inflar-se a sonda injetando-se gás sob pressão, teoricamente tornava-se possível obter uma relação pressão-deformação. Entretanto, na prática, KÖGLER enfrentou muitas dificuldades para medir a variação de volume da sonda em função das pressões aplicadas, bem como, em função das simplificações feitas na base teórica (estado de deformação plana), tornou-se praticamente impossível a interpretação dos seus resultados. Talvez devido a estas dificuldades o inventor do aparelho não tenha prosseguido muito além com a sua idéia.

Todavia, segundo BRIAUD (1992), só em 1955, na França, é que o Engenheiro Civil JEAN-LOUIS MÉNARD desenvolveu o primeiro equipamento denominado de pressiômetro, cuja forma de inserção da sonda no solo era de perfuração prévia. Esse aparelho se diferenciava daquele idealizado por KÖGLER num aspecto muito relevante: a sonda não era mais só uma célula, mas sim três células independentes, as quais aplicavam a mesma pressão ao solo. A condição de deformação plana era satisfeita, visto que apenas na célula do centro eram feitas as medições de pressão e volume.

O aparelho foi produzido pela firma do próprio MÉNARD e já por volta de 1957 era comercializado e posto em uso na França (BAGUELIN et alii, 1978), (ver Figura 2.2).

De 1957 até os dias de hoje muitas modificações foram sendo introduzidas no equipamento e várias versões foram surgindo. A Tabela 2.1 sumariza a evolução do pressiômetro no decorrer desse período.

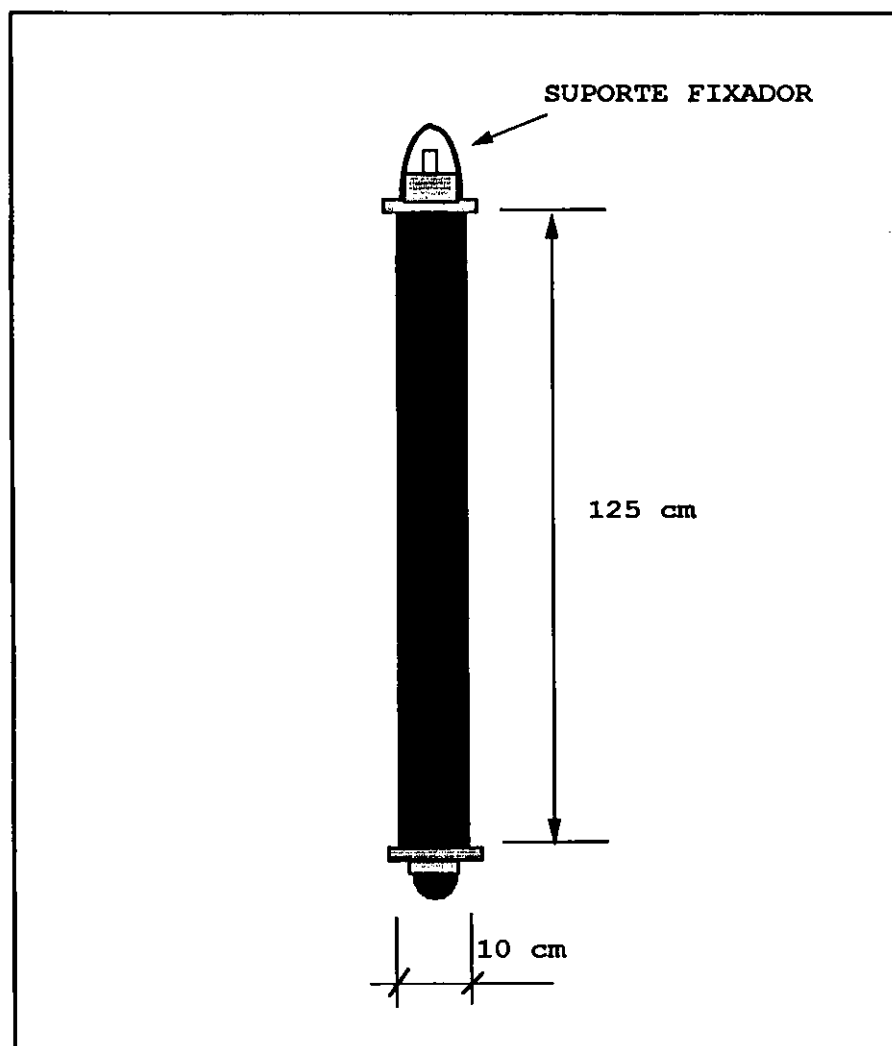


Figura 2.1 - Aspecto da primeira sonda pressiométrica, desenvolvida por KÖGLER em 1930 (BAGUELIN et alii, 1978).

Paralelamente ao desenvolvimento do aparelho, durante esse período também verificou-se uma grande evolução na interpretação de ensaios pressiométricos. O aprimoramento do equipamento através das variadas formas de inserção da sonda no solo tem caminhado em paralelo ao aperfeiçoamento da interpretação e uso dos dados pressiométricos, principalmente na França, Inglaterra, Canadá, Japão, antiga União Soviética, e mais recentemente Itália, Noruega e Estados Unidos. As teorias de LAMÉ (1852) e BISHOP et alii (1945) foram usadas para fins de interpretação dos resultados pressiométricos.

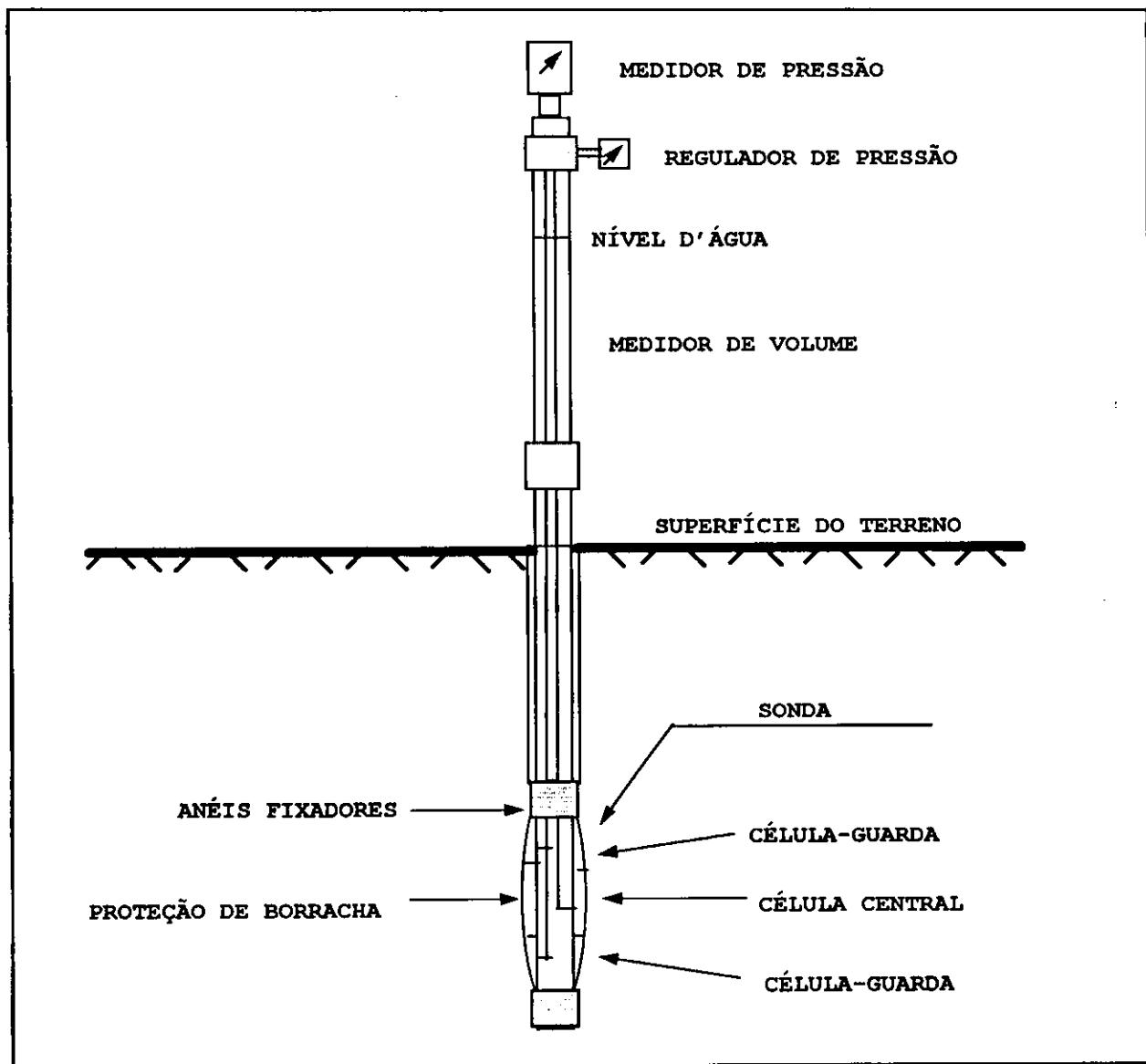


Figura 2.2 - Estrutura do primeiro pressiómetro desenvolvido por MÉNARD, em 1957 (BAGUELIN et alii, 1978).



Tabela 2.1 - Resumo da evolução histórica do pressiômetro  
(AMAR et alii, 1990; BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995)

ANO	PAÍS (ES)	VERSÃO DESENVOLVIDA
1933	ALEMANHA	Pressiômetro de KÖGLER
1957	FRANÇA	Pressiômetro Ménard - Sonda Tricelular Tipo MPM - 1MPa - 12 m de Profundidade.
1959	FRANÇA	MPM em tubo aberto e condutor coaxial
1960/70	FRANÇA	Pressiômetro Auto-perfurante Tipo MPM-G, 5-10 MPa, Profundidade ilimitada
1971	JAPÃO	ELASTMETER 100 - Capacidade de 10 MPa, dotado de LVDT
	INGLATERRA	CANKOMETER (PAF), Cambridge In Situ
1975	INGLATERRA	Pressiômetro de Inserção Direta (PIP)
1977	INGLATERRA	BRE - Stressprobe de Inserção Direta para Trabalhos Offshore
1978	CANADÁ	PENCELL para trabalhos em Pavimentação
	BRASIL	PUC/RJ cria uma versão do MPM e efetua ensaios
	FRANÇA	LCPC - Desenvolve PIP para trabalhos offshore
1980	INGLATERRA	ELASTMETER 200 - 20 MPa, Cambridge In Situ
1982	FRANÇA	TEXAM - Auto-perfurante e de prévia perfuração
		LCPC - Pressio-penetrômetro.

## 2.2 - Tipos de Pressiômetros

Embora os pressiômetros partam do mesmo princípio teórico para a interpretação dos seus 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 de tensão controlada).

### 2.2.1 - O Pressiômetro de BRIAUD

Esse aparelho descende do original de MÉNARD mas foi desenvolvido por Jean-Louis Briaud em 1978, no Canadá. A partir desse ano, BRIAUD e SHIELDS (1979) criaram uma metodologia com a finalidade de aplicá-la ao projeto de pavimentos aeroportuários. Os estudos avançaram satisfatoriamente e já em 1980 o equipamento era aplicado ao projeto de rodovias. O equipamento é composto de:

- uma sonda unicelular de 35 mm de diâmetro e 230 mm de comprimento;
- um sistema de tubulação para injeção de água pressurizada na sonda;
- uma unidade de controle de pressão e volume;
- uma caixa metálica para abrigo dos elementos;
- uma fonte de pressão (mecânica).

A Fig. 2.3 mostra uma seção longitudinal da sonda pressiométrica usada no pressiômetro de BRIAUD. Esta sonda possui uma relação comprimento/diâmetro igual a 6,5 e sua aplicação abrange a área de pavimentos e fundações superficiais. BRIAUD e SHIELDS (1979) criaram uma metodologia de ensaios e interpretação dos seus resultados. BRIAUD et alii (1983) também fornecem detalhes sobre o uso do Pressiômetro de BRIAUD.

### 2.2.2 - O Pressiômetro MÉNARD

Semelhante ao aparelho já descrito, o pressiômetro MÉNARD fabricado pela APAGEO também possui uma fonte de pressão, um painel de controle de pressão e de volume, uma tubulação coaxial e uma sonda pressiométrica (ver Figuras 3.7, 3.8 e 3.9 do capítulo 3).

A fonte de pressão deve fornecer a maior estabilidade possível ao sistema. No painel de controle estão situados os medidores de pressão e de volume e os botões controladores.

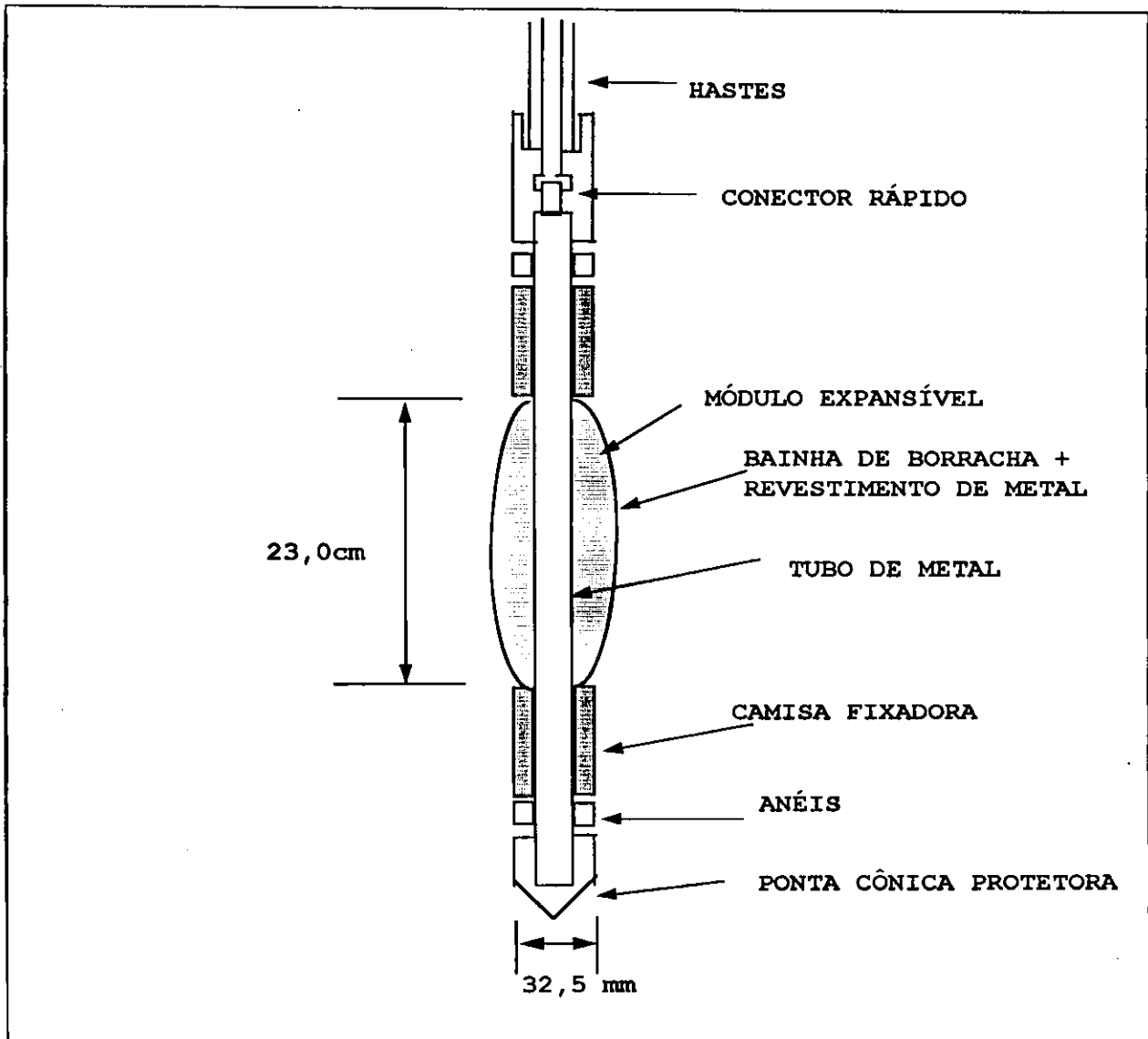


Figura 2.3 - Diagrama geral da sonda do pressiómetro de BRIAUD Modelo 32-35, em estado de expansão total (BAGUELIN et alii, 1978).

A sonda pressiométrica tem formato cilíndrico, possui 60 mm de diâmetro e 500 mm de comprimento e a tubulação coaxial tem capacidade para atingir até 50 metros de profundidade (sem reserva). Diferentemente da sonda do pressiómetro de BRIAUD, no pressiómetro MÉNARD a sonda possui três células (ver Figuras 2.4, 3.7 e 3.8), sendo duas células de guarda (uma na parte superior e

outra na parte inferior da célula central) e uma célula central de medida.

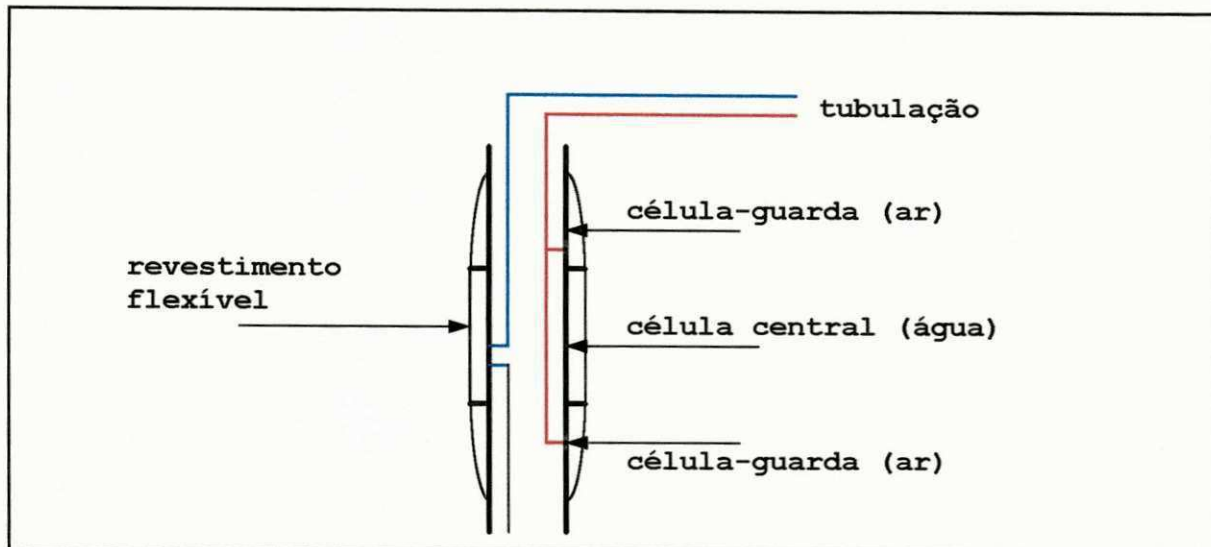


Figura 2.4 - Aspecto estrutural da sonda usada no pressiômetro MÉNARD (CLARKE, 1995).

As células-guarda são pressurizadas por gás, enquanto na célula de medida é injetada água sob pressão. A função das células-guarda é fazer com que as pressões distribuídas nas paredes do furo sejam as mais uniformes possíveis. Sendo assim, é de se esperar que os resultados obtidos através do pressiômetro MÉNARD sejam mais representativos e confiáveis do que os obtidos com o pressiômetro de BRIAUD, haja vista que em ambos é considerado um estado plano de deformação. Isto é satisfeito na medida em que as variações das pressões e dos volumes correspondentes são registradas na célula central da sonda, eliminando desta forma os problemas de comprimento infinito. Uma descrição mais detalhada deste aparelho, inclusive com fotos, será feita no capítulo 3.

### 2.2.3 - O Pressiômetro Auto-perfurante

O aparelho auto-perfurante é de uma geração subsequente ao de pré-furo, e data de 1970. O pressiômetro auto-perfurante foi desenvolvido paralelamente na França, com a denominação PAF, e na Inglaterra, "Self-boring".

O surgimento da sonda auto-perfurante se deu pela necessidade de diminuir os efeitos de perturbação provocados no solo durante a perfuração. Dentre eles, o mais comum parece ser o relaxamento das tensões horizontais provocado pela retirada do confinamento natural quando da abertura do furo. Tal efeito desencadeia uma série de interferências nos resultados obtidos, podendo causar falsas interpretações. Parâmetros como o módulo elástico,  $E_0$ , a tensão horizontal,  $\sigma_{ho}$ , o coeficiente de empuxo no repouso,  $K_0$ , e a resistência não drenada,  $S_u$ , poderão ser altamente afetados.

A sonda auto-perfurante é unicelular, com uma relação comprimento/diâmetro igual a seis, e é munida de uma broca rotativa posicionada no seu interior, que por sua vez, é movida por um motor-bomba, permitindo o auto-avanço até à posição onde se deseja efetuar o ensaio, conforme é mostrado na Figura 2.5. A sonda também é munida de um medidor de poro-pressão, estrategicamente posicionado, o qual permite a avaliação de características de fluxo do solo investigado.

As características tensão-deformação do solo são obtidas mediante uma relação direta entre as pressões de fluido aplicadas e as respectivas deformações específicas,  $\epsilon\%$ , lidas.

Uma curva típica fornecida por um ensaio auto-perfurante é mostrada na Figura 2.6. Na mesma Figura também é mostrada uma curva típica de um ensaio MÉNARD em argilas. Como se vê, a curva do ensaio auto-perfurante possui uma só concavidade, de modo diferente do ensaio MÉNARD, o qual possui curva bicôncava. No ensaio auto-perfurante, o ponto inicial da curva corresponde à tensão horizontal in situ do solo. A partir da curva, três

módulos poderão ser obtidos: o módulo tangente inicial ( $E_{0i}$ ) e os módulos tangente ( $E_t$ ) e secante ( $E_s$ ) ao ponto de ruptura (ponto onde iniciam as grandes deformações plásticas). Caso sejam procedidos ciclos de descarregamento, também poderá ser obtido o módulo elástico cíclico ( $E_r$ ).

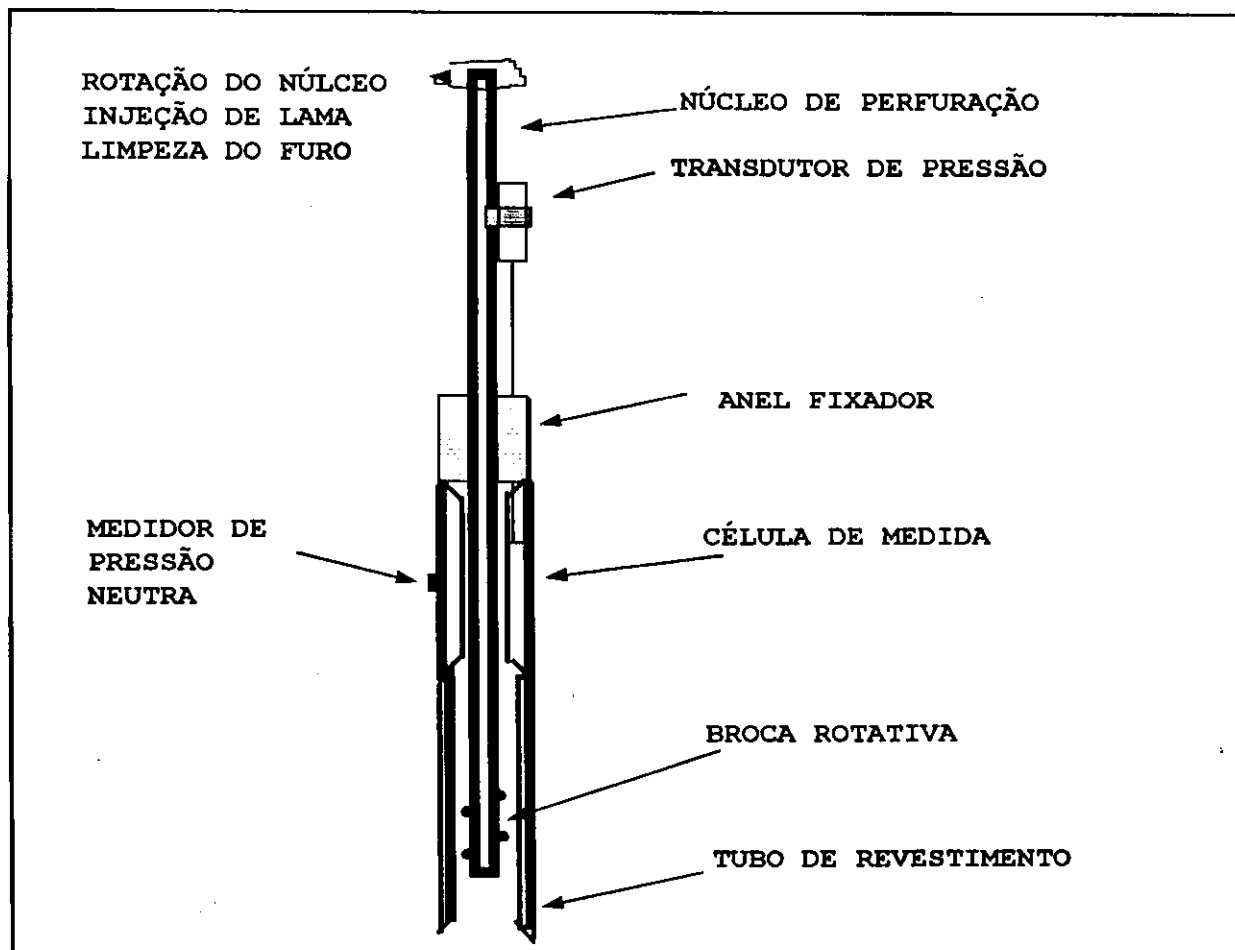


Figura 2.5 - Croqui da sonda auto-perfurante segundo BAGUELIN e JEZEQUEL (1973).

#### 2.2.4 - O Cone Pressiométrico

Uma outra geração de pressiômetros surgiu por volta dos anos 80. A idéia de desenvolver um equipamento que associasse as medidas de resistência do solo nas direções radial e vertical, segundo YU et alii (1996), é devida a HUGHES e ROBERTSON (1985) e WITHERS et alii (1986).

Uma das versões do cone pressiométrico, fabricada pela FUGRO, mede aproximadamente 2,5 m de comprimento total. A seção correspondente ao pressiômetro possui 45 cm de comprimento e cerca de 4,4 cm de diâmetro, ou seja uma relação L/D igual a 10. Logo abaixo da seção do pressiômetro é acoplado um piezocone de mesmo diâmetro, conforme mostrado na Figura 2.7.

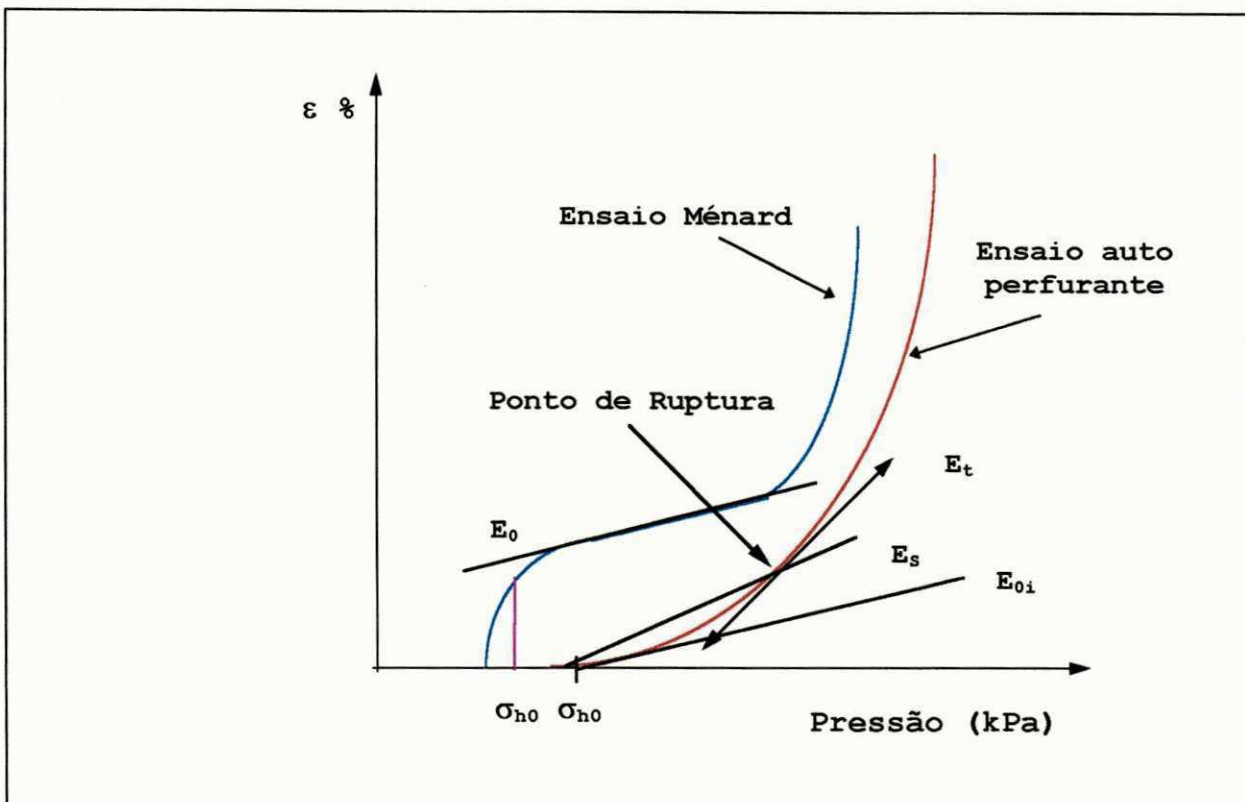


Figura 2.6 - Comparação entre as curvas típicas dos ensaios Ménard e auto-perfurante (BAGUELIN e JEZEQUEL, 1972).

O cone pressiométrico mostrado na Figura 2.7 permite, de forma direta, a obtenção de parâmetros de resistência do solo, tais como a pressão limite e o módulo cisalhante, na seção pressiométrica, enquanto a resistência de ponta é registrada durante a cravação, no piezocone. Estes parâmetros podem ser convenientemente correlacionados com a densidade relativa e o ângulo de atrito interno do solo (SCHNAID, 1990, citado por YU et alii, 1996; AMAR et alii, 1983). Os resultados obtidos têm se

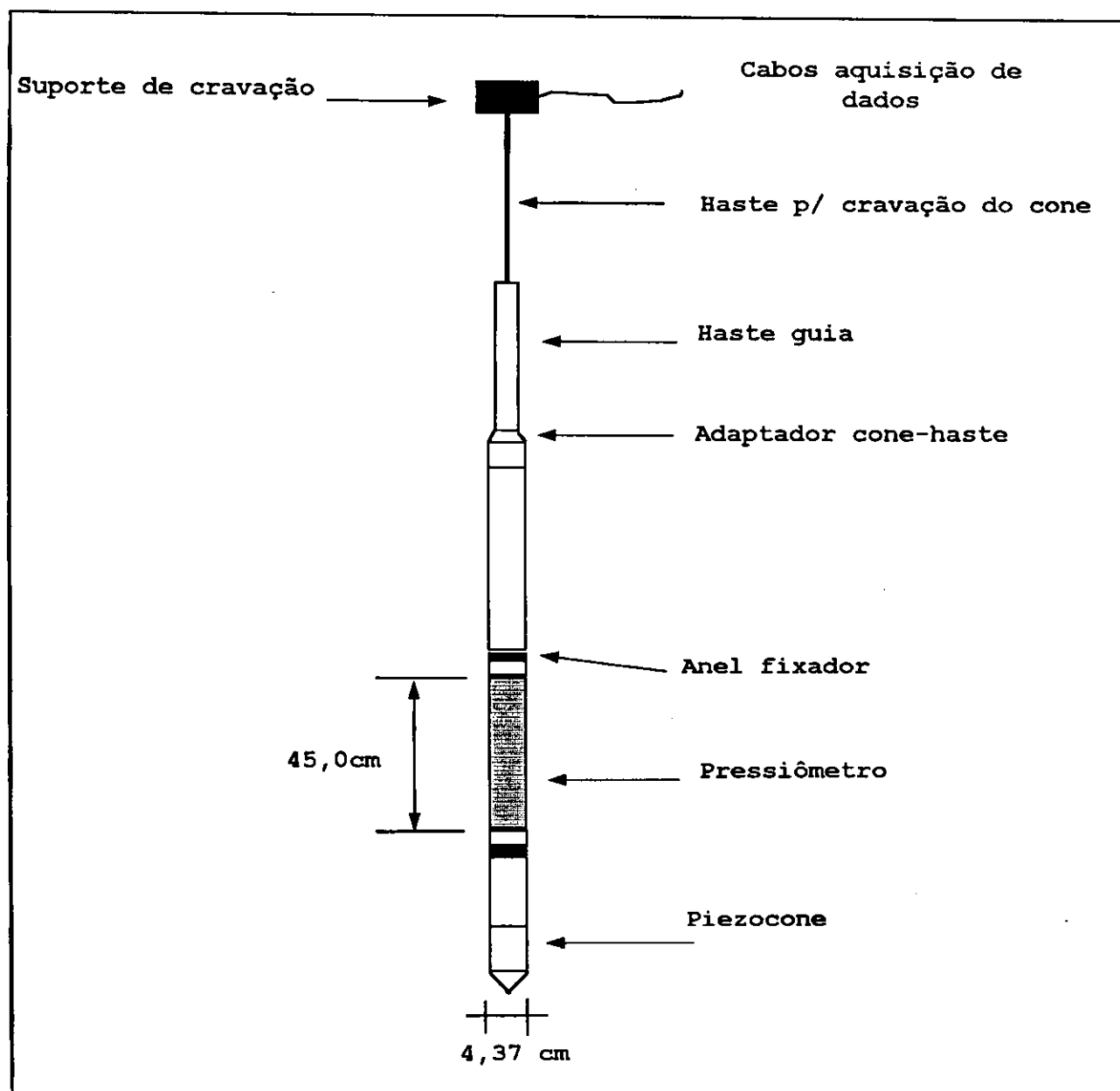


Figura 2.7 - Aspecto estrutural do cone pressiométrico (BRIAUD, 1992; YU et alii, 1996).

comportado bastante satisfatórios em solos arenosos (YU et alii, 1996). O "Laboratoire des Points et Chaussées", na França, desenvolveu uma versão deste equipamento e várias pesquisas do tipo "off shore" têm mostrado ótimos resultados (AMAR et alii, 1983).

Em dois depósitos de argilas siltsosas do Canadá, WANG e LAW (1994) obtiveram excelentes resultados ao compararem os valores do



módulo cisalhante,  $G$ , obtidos com o cone pressiométrico e com o pressiômetro auto-perfurante.

É interessante ressaltar a importância de se poder reunir num só equipamento as potencialidades de dois equipamentos da mais alta relevância para investigações geotécnicas. Contudo, não se deve esquecer das possíveis interferências que a execução do ensaio de piezocone possa causar no ensaio de pressiômetro, visto que este é muito sensível aos efeitos de instalação.

### 2.3 - O Ensaio Pressiométrico no Brasil

Ao contrário de países europeus, como França, Inglaterra, etc., a disseminação do ensaio pressiométrico no Brasil ainda é pequena. A maioria dos trabalhos sobre o assunto se restringe quase que totalmente aos centros de pesquisa localizados nas regiões Sudeste e Sul do país, a exemplo da Pontifícia Universidade Católica/RJ, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e da Universidade de São Paulo/SP, exceto na região Nordeste, a Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande.

Trabalhos como o de BRANDT (1978), LIMA (1983), DELLIS (1987), LUCENA et alii (1988), BEZERRA e LUCENA (1990), ALCÂNTARA (1992), SCHNAID e ROCHA FILHO (1994), ORTIGÃO e ALVES (1994), SCHNAID (1994), VIEIRA FILHO e LUCENA (1995), SANTANA et alii (1995), entre outros, têm contribuído bastante para a popularização da técnica pressiométrica no Brasil, embora de maneira ainda bastante acadêmica.

Apesar da pouca divulgação do ensaio pressiométrico no Brasil, a literatura já registra o desenvolvimento de uma versão do pressiômetro MÉNARD na PUC/RJ, conforme citado por BRANDT (1978), a utilização de uma outra versão pelo Curso de Pós-Graduação em Geotecnia da UFRGS, a qual pertence à CIENTEC, segundo NAKAHARA (1995a), NAKAHARA (1995b), BOSCH (1996) e CUNHA (1996). ORTIGÃO e ALVES (1994) relatam o uso de uma versão do

pressiômetro Ménard na região de Brasília. QUARESMA et alii (1996) reportam a existência de um pressiômetro do tipo auto-perfurante de propriedade da Universidade de São Paulo.

Na Região Nordeste, o pressiômetro foi utilizado pela primeira vez pela Área de Geotecnia da Universidade Federal da Paraíba/Campus II, situado em Campina Grande, há 12 anos (DINIZ e DEMARTINECOURT, 1985). O equipamento usado foi um pressiômetro de pavimentação do tipo BRIAUD. Desde aquela época, vários trabalhos foram desenvolvidos através do uso desse aparelho, dentre eles LUCENA et alii (1988), BEZERRA et alii (1990), ALCÂNTARA (1992), VIEIRA FILHO e LUCENA (1995), SANTANA et alii (1995). Hoje existem duas versões deste equipamento de propriedade da Área de Geotecnia à disposição dos pesquisadores, além do pressiômetro MÉNARD, o qual foi utilizado pela primeira vez para o desenvolvimento do presente trabalho.

No que se refere ao pressiômetro de inserção direta, até o presente não se tem registro de sua utilização no Brasil. Porém trabalhos internacionais usando esse equipamento já demonstram o seu potencial e também algumas das suas desvantagens, como por exemplo os efeitos maléficos da perturbação associados ao processo de instalação da sonda (YU et alii, 1996; WANG & LAW, 1994).

Apesar dos poucos trabalhos desenvolvidos no Brasil com o pressiômetro, as pesquisas existentes indicam um grande potencial do ensaio, incentivando, assim, sua utilização de uma forma muito mais extensiva.

Por conveniência, como as citações de trabalhos internacionais com o uso do pressiômetro nas investigações geotécnicas são muitas, elas estão adequadamente distribuídas no presente capítulo e nos posteriores para a obtenção de parâmetros geotécnicos.

## 2.4 - O ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

### 2.4.1 - Fundamentação Teórica

A expansão da cavidade cilíndrica na massa de solo pode ser convenientemente interpretada, através do uso adequado de conceitos fundamentais das Teorias da Elasticidade (LAMÉ, 1852) e da Plasticidade (BISHOP et alii, 1945), citados por CLARKE (1995), e utilizada na determinação de parâmetros de deformabilidade, resistência e até de fluxo. As pressões são aplicadas às paredes do furo segundo a Equação:

$$\Delta P = 2 \times \epsilon_p \times G \quad (2.1)$$

sendo  $G$  o módulo cisalhante,  $\Delta P$  o aumento da pressão na sonda pressiométrica e  $\epsilon_p$  a deformação específica circunferencial.

A deformação  $\epsilon_p$  é obtida diretamente por meio de instrumentação acoplada à sonda pressiométrica, em pressiômetros auto-perfurantes. Por outro lado, pressiômetros de perfuração prévia, tipo Ménard, medem a variação volumétrica. Neste caso, o módulo cisalhante é obtido a partir da variação volumétrica específica,  $\Delta V/V$ . Segundo a expressão proposta por LAMÉ (1852):

$$\frac{\Delta V}{V} = 1 - \left[ \frac{1}{(1 + \epsilon_p)} \right]^2 \quad (2.2)$$

Para valores muito pequenos de  $\epsilon_p$ , a Equação 2.2 será expressa da seguinte forma:

$$\frac{\Delta V}{V} = 2 \times \epsilon_p \quad (2.3)$$

Ao se substituir a Equação 2.3 na Equação 2.1, obtém-se:

$$G = \frac{\Delta P}{\frac{\Delta V}{V}} = \frac{E}{[2(1 + \nu)]} \quad (2.4)$$

onde  $\Delta V$  representa a variação volumétrica da sonda devida ao aumento de pressão  $\Delta P$  e  $V$  é o volume de referência, ou seja, o volume inicial da sonda acrescido do volume médio expandido.

O módulo de deformabilidade pressiométrico,  $E_p$ , é obtido através do cálculo da inclinação da curva pressão-expansão, no trecho pseudo-elástico, usando-se a Equação 2.4:

$$E_p = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G \quad (2.5)$$

Para solos, é muito freqüente a adoção do valor médio 0,33 para o coeficiente de Poisson. Este valor foi recomendado pelo "Centro d'Études Ménard", e o módulo elástico correspondente é chamado de "módulo pressiométrico MÉNARD". Todavia, esse valor poderá ser outro de acordo com o tipo de solo, não sendo apropriado para o comportamento não-drenado de argilas (BRIAUD, 1992). Para o local de desenvolvimento deste trabalho será adotado o valor de 0,5 (considerando argila totalmente saturada). Entretanto, a sua influência é muito pequena no valor do módulo calculado.

A pressão limite,  $P_L$ , é determinada geralmente por meio de extrapolações da curva pressiométrica. A pressão limite e o módulo,  $E_p$ , são de importância fundamental em investigações geotécnicas e no projeto de fundações superficiais e profundas.

#### 2.4.2 - Concepção do Ensaio Pressiométrico

O ensaio pressiométrico em furo prévio pode ser realizado tanto sob tensão controlada quanto a uma taxa constante de variação de volume.

Ao se aplicar um incremento de pressão ou de volume conhecido, conforme determine a norma específica, pode-se medir em intervalos regulares de tempo as variações volumétricas, ou de pressão, através do painel de controle.

Com os valores conhecidos da pressão e do volume, traça-se uma curva pressão versus o volume medido, ou do volume versus a pressão medida, conforme seja a metodologia adotada, de MÉNARD ou a de BRIAUD, respectivamente.

Quando no ensaio é utilizado o pressiômetro MÉNARD, o procedimento é sob tensão controlada. Neste caso, iguais incrementos de pressão são aplicados à sonda e mantidos constante durante um minuto. As variações de volume são lidas aos 15, 30 e 60 segundos. No ensaio são usados de 8 a 14 incrementos de pressão num período máximo de 15 minutos. Sendo assim, o ensaio tem comportamento essencialmente não-drenado em argilas e drenado em pedregulhos e areias.

Nos ensaios sob tensão controlada é necessário estimar o valor da pressão limite para se poder determinar o valor dos incrementos de pressão, conforme guia para estimativa da pressão limite citado por BRIAUD (1992), mostrado na Tabela 2.2.

#### 2.4.2.1 - Calibrações

As operações de calibração descritas neste item referem-se ao pressiômetro MÉNARD munido de sonda com revestimento de borracha.

Antes da realização do ensaio deverão ser feitas as devidas calibrações do equipamento. Devido à resistência da membrana de borracha que reveste a sonda pressiométrica e do seu sistema de proteção, a pressão lida na unidade de controle não é a mesma (é maior) que solicita as paredes do furo. Da mesma forma, por causa da expansibilidade da tubulação, conexões e elementos de medição,

Tabela 2.2 - Guia para estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico (BRIAUD, 1992).

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

além da relativa compressibilidade da água, o volume lido na unidade de controle é maior que o volume real de inflação da sonda. As Normas ASTM D4719 (1987) e NF P94-110 (1991) orientam quanto aos procedimentos de calibração e interpretação do pressiômetro MÉNARD.

A curva de calibração da perda de pressão é obtida pressurizando-se a sonda ao ar livre em dez estágios de pressão, cada um mantido por um minuto. As leituras de pressão e de volume são plotadas num gráfico, o qual é usado para correção das pressões do ensaio bruto.

A calibração da perda de volume é efetuada pressurizando-se a sonda dentro de um tubo rígido de aço, com diâmetro levemente superior ao da sonda, em dez estágios de pressão iguais a 250 kPa. Após a sonda tocar as paredes do tubo, qualquer variação de volume será devida à compressibilidade do equipamento. A inclinação da curva pressão-volume dá o coeficiente de compressibilidade ( $\alpha$ ) do

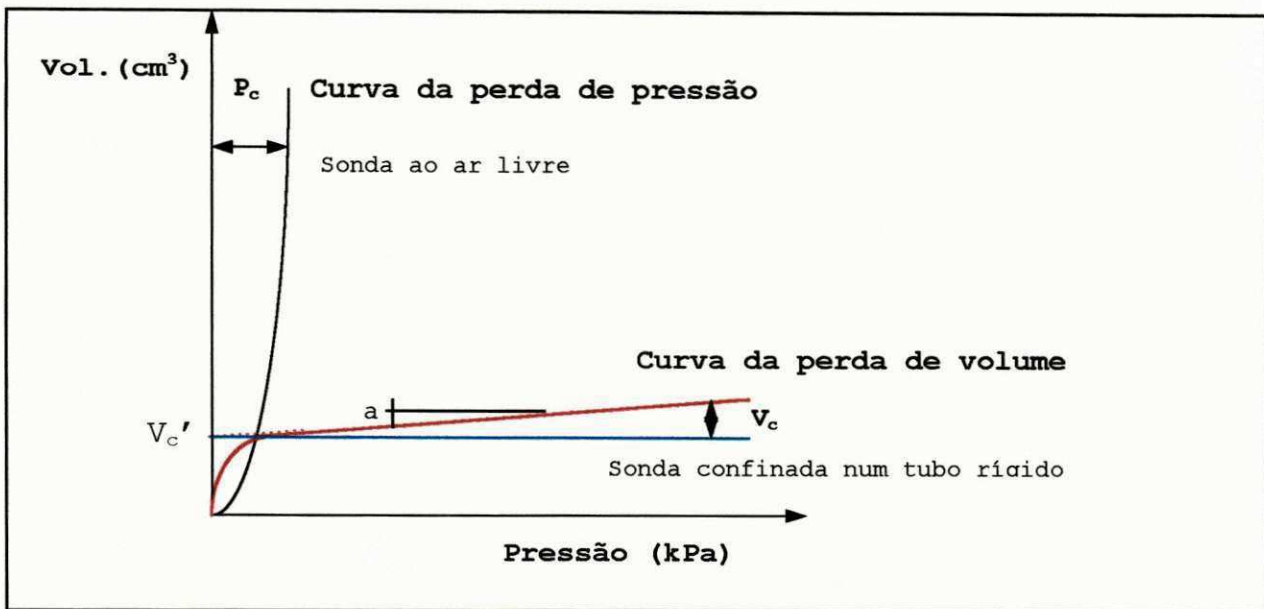


Figura 2.8 - Curvas de calibração do aparato pressiométrico (ASTM D-4719, 1987).

equipamento. Geralmente o valor desse coeficiente está entre 0,0020 e 0,0040  $\text{cm}^3/\text{kPa}$ . Como este valor é relativamente pequeno, pode-se desprezar esta correção quando se faz ensaios em solos que possuem baixa pressão limite e uma elevada deformabilidade. Assim, em argilas moles, por exemplo, onde são injetados volumes da ordem de 700  $\text{cm}^3$  na sonda para efetuar um ensaio submetido a pressões máximas de 500 kPa, correções deste tipo tornam-se insignificantes.

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).

Curvas de calibração típicas são mostradas na Figura 2.8. O volume  $V_c$  e a pressão  $P_c$  devem ser deduzidos dos valores lidos na unidade de controle. A calibração da perda de volume, segundo o Manual de Operações do equipamento, é desnecessária quando se efetuam ensaios a baixas pressões usando o pressiômetro MÉNARD.

A calibração da perda de volume também é usada para checar o volume da célula central de medida  $V_s$ . Esse volume é calculado por:

$$V_s = 0,25.\pi.L.D_i^2 - V_c'$$

onde:

L: comprimento da célula central (L = 21 cm)

D<sub>i</sub>: diâmetro interno do tubo de calibração

V<sub>c</sub>': volume expandido para que a sonda toque as paredes do tubo (depende do tipo de sonda utilizado)

O pressiómetro MÉNARD utilizado nesta pesquisa possui um volume da célula de medida, V<sub>s</sub>, estimado pelo fabricante em 535 cm<sup>3</sup>. Entretanto, a checagem será feita nos testes de calibração.

#### 2.4.2.2 - Execução do Furo

A preparação e a qualidade do furo são os mais importantes fatores responsáveis pela obtenção de um ensaio pressiométrico satisfatório (BRIAUD, 1992). Para se executar um furo de boa qualidade, dois requisitos são indispensáveis: equipamento e método usado para a perfuração, e a obediência às tolerâncias ao diâmetro do furo.

A perfuração inevitavelmente causa perturbação no solo, todavia esta pode ser minimizada com o uso da técnica correta. CUNHA (1997) tentou quantificar a perturbação causada no solo quando da instalação de sondas auto-perfurantes, usando como parâmetro indicativo um coeficiente CD (coefficient of disturbance). No caso da sonda instalada em pré-furo, AMAR et alii (1991) e BRIAUD (1992) sugerem o uso do equipamento de perfuração em função do tipo de solo. É recomendado para execução de furos em solos argilosos moles, por exemplo, o uso de trado manual com adição de lama bentonítica. Também é aceitável o uso de tubo



amostrador. BRIAUD (1992) também sugere que o diâmetro do furo deve ficar entre 3 e 10% acima do diâmetro da sonda.

O diâmetro do furo tem influência no comportamento da curva pressiométrica. A Figura 2.9 mostra as diferenças entre um furo apertado, um furo muito largo e um furo bem calibrado. Nessa Figura, observa-se que se o furo é muito apertado (curva **a**), são registrados altos valores da pressão sem o correspondente aumento de volume. Assim, informações sobre o módulo de deformação do solo não são disponíveis, apesar de se poder obter boas informações a respeito da pressão limite (BRIAUD, 1992).

Por outro lado, se o furo é muito largo em relação ao diâmetro da sonda (curva **b**), será consumido um grande volume de líquido inicialmente pela sonda para que atinja as paredes da cavidade. Com isso, torna-se praticamente impossível atingir a pressão limite. Entretanto, pode-se obter alguma informação a respeito do módulo de deformabilidade do solo (BRIAUD, 1992).

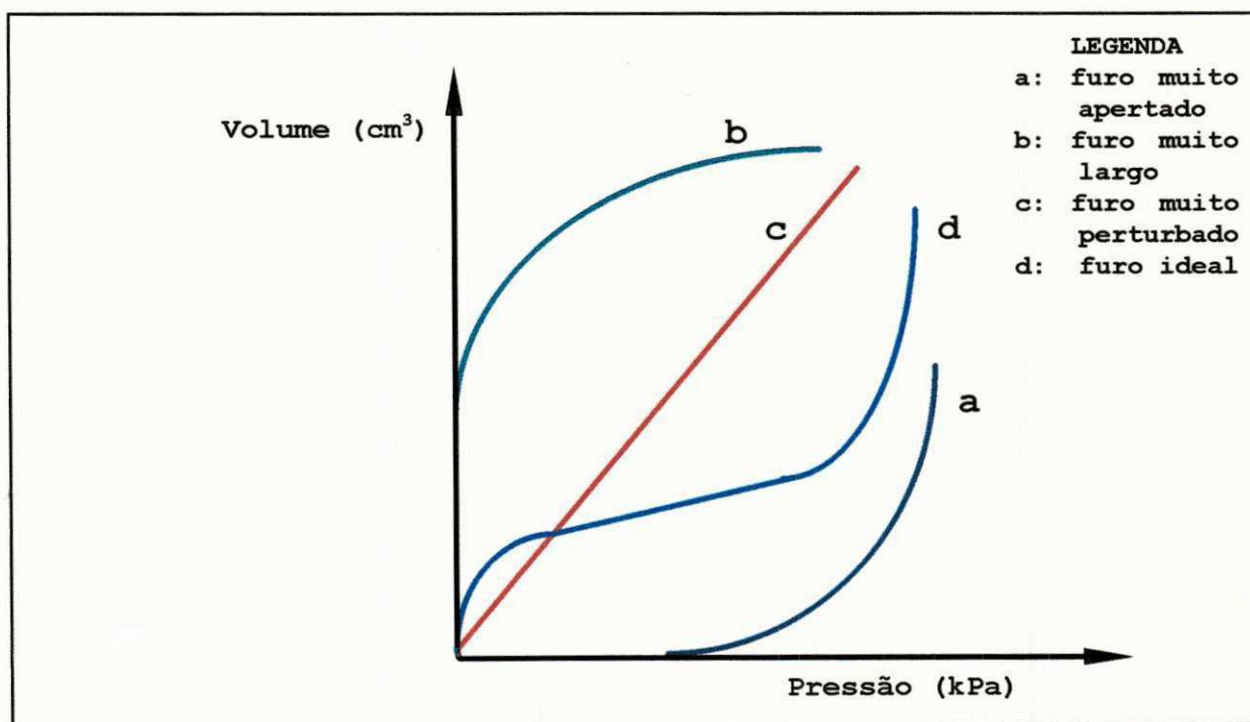


Figura 2.9 - Influência da execução do furo na curva pressiométrica (BRIAUD, 1992).

A curva "c" caracteriza um ensaio num furo excessivamente perturbado, de onde não se poderá obter quaisquer informações a respeito do módulo de deformabilidade e da pressão limite do solo.

A curva "d" representa um ensaio ideal, ou seja, um ensaio levado a efeito num furo bem executado, o qual poderá fornecer, com alto grau de precisão, todos os parâmetros do ensaio pressiométrico.

É oportuno ressaltar que a curva pressiométrica obtida através do pressiômetro auto-perfurante é idêntica à curva "a" ilustrada na Figura 2.9. Porém, a mesma análise não deverá ser aplicada a ambas as curvas, haja vista que no caso do pressiômetro auto-perfurante a pressão registrada no início da curva é exatamente a tensão horizontal no repouso ( $\sigma_{h0}$ ) do solo, enquanto que, quando isso acontece com o pressiômetro de pré-furo, a pressão registrada no início da curva, devido aos efeitos de instalação, é um valor qualquer e não representa  $\sigma_{h0}$  (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995).

## 2.5 - PARÂMETROS OBTIDOS NO ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

### 2.5.1 - Parâmetros de Deformabilidade

#### 2.5.1.1 - Módulo Pressiométrico Inicial ( $E_0$ )

O módulo pressiométrico da fase de carregamento,  $E_0$ , é determinado no trecho pseudo-elástico da curva corrigida pressão x volume, utilizando a Equação 2.6, ou seja:

$$E = 2(1+\nu) \cdot V_m \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.6)$$

onde  $V_m = V_s + (v_1+v_2)/2$  é o volume médio da cavidade,  $\Delta P = p_2-p_1$ ,  $\Delta V = v_2-v_1$  são a variação de pressão e a variação de volume no

tramo pseudo-elástico da curva pressiométrica, respectivamente (ver Figura 2.10).

Adotando-se um valor médio para  $\nu$  igual a 0,33, a Equação 2.6 será escrita assim:

$$E = 2,66 \left[ V_s + \frac{(V_1 + V_2)}{2} \right] \cdot \left( \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (2.7)$$

A norma francesa recomenda que a pressão  $p_2$  deve ser, no máximo, igual a pressão de fluência,  $p_f$ .

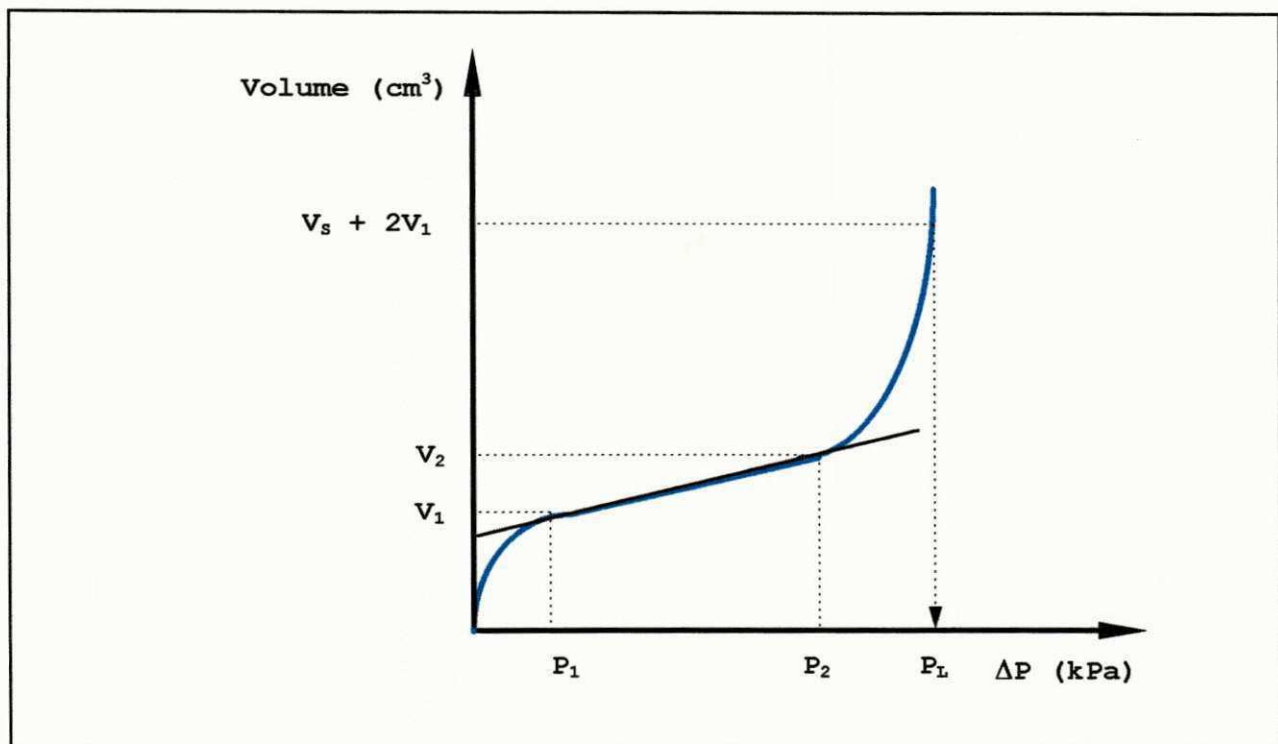


Figura 2.10 - Curva pressiométrica corrigida ideal (NF P94 110, 1991).

A forma da curva pressiométrica, juntamente com as características visuais no momento da perfuração e a relação  $E_o/P_L$  podem dar uma precisa indicação das camadas investigadas. MÉNARD (1975) obteve valores do módulo  $E_o$ , em argilas moles, variando entre 0,5 e 3,0 MPa, enquanto que nas argilas de consistência média esses valores se encontram numa faixa variando entre 3,0 e 8,0 MPa. É relatado ainda que a relação  $E_o/P_L$  variando de 12 a 30

podem estar indicando solos pré-adensados, enquanto que valores na faixa de 5 a 8 são característicos de solos aluviais, tais como areias e pedregulhos, e areias siltosas saturadas. AMAR e JEZEQUEL (1972) comentam ser comum entre argilas obter-se valores da relação variando entre 8 e 12.

MÉNARD (1975) demonstra que essa relação em argilas deve ficar em torno de dez. É abordado ainda que a perturbação do furo poderá reduzir esses valores de 20% a 30%.

BRIAUD (1992) e CLARKE (1995) sugerem valores comuns para identificação do tipo de solo (ver Tabelas 2.5 e 2.6) também fornecem relações entre o módulo  $E_0$  e a pressão limite efetiva  $P_L^*$  tratando do mesmo objetivo:

$$\frac{E_0}{P_L^*} > 12 \quad \Rightarrow \quad \text{argilas}$$

$$7 < \frac{E_0}{P_L^*} < 12 \quad \Rightarrow \quad \text{areias}$$

Em argilas pré-adensadas é possível que apareçam dois trechos lineares, na curva pressiométrica. Neste caso, a pressão de pré-adensamento poderá ser obtida diretamente (BRIAUD et alii, 1983). Neste mesmo trabalho, é proposta uma correção para o módulo  $E_0$ , para sua aplicação em projetos de engenharia. O valor do módulo deverá ser dividido por um coeficiente  $\alpha$ , o qual varia de 0,25 em pedregulhos a 1,0 em argilas pré-adensadas.

MÉNARD (1975) relaciona o módulo pressiométrico  $E_0$  com o módulo de elasticidade do solo através de um fator reológico  $\alpha$ . Esse fator depende do tipo de solo e do seu grau de adensamento, conforme é mostrado na Tabela 2.3. Nesse caso, o módulo elástico do solo poderá ser estimado pela equação:  $E = E_0/\alpha$ . Todavia, o autor não faz referência em que nível de deformação o módulo  $E$  foi obtido.

Tabela 2.3 - Fator reológico  $\alpha$  (MÉNARD, 1975)

Tipo de solo	argila	silte	areia	areia + pedregulho
Pré-adensada	1,00	0,67	0,50	0,33
Normalmente adensada	0,67	0,50	0,33	0,25

BAGUELIN et alii (1972) compararam os resultados dos módulos pressiométricos obtidos através de ensaios com os pressiômetros MÉNARD e auto-perfurante numa argila mole de Saint-André-de-Cubzac (França). Os autores mostraram que o módulo  $E_0$  da curva de carregamento do ensaio MÉNARD é inferior numericamente a todos os módulos obtidos na curva fornecida pelo ensaio auto-perfurante.

Uma leve concordância existe entre os módulos  $E_0$  e o módulo tangente à ruptura  $E_t$ . Os módulos comparados foram:  $E_0$  (do ensaio MÉNARD),  $E_{0i}$ ,  $E_s$  e  $E_t$  (módulos elásticos inicial, secante e tangente da curva pressiométrica do ensaio auto-perfurante). A Figura 2.11 mostra os resultados obtidos pelos autores. Os valores mostrados na Figura foram corrigidos do original devido àqueles autores terem calculado os módulos usando um coeficiente de Poisson médio recomendado por Ménard, igual a 0,33. Como neste trabalho será adotado um valor de 0,5, a correção é justificada para efeitos comparativos.

DAVIDSON e PEREZ (1980), citados por BRIAUD et alii (1983), fizeram comparações entre o módulo de deformabilidade  $E_0$  obtidos com os pressiômetros MÉNARD e auto-perfurante (CANKOMETER) e resultados de ensaios de compressão triaxial UU com as argilas de SEATTLE (U.S.A.). Os resultados mostraram que o módulo  $E_0$  do ensaio MÉNARD possui valor superior ao módulo tangente inicial do ensaio triaxial UU e inferior ao seu similar obtido com o ensaio auto-perfurante, que por sua vez, se compara favoravelmente ao módulo de descarregamento inicial do ensaio MÉNARD.



No trabalho de BRIAUD et alii (1983), estudos de MORI (1982) efetuados em solos coesivos moles da costa norte de Tóquio, revelaram concordância favorável entre o módulo  $E_0$  obtido através do ensaio auto-perfurante e o módulo tangente inicial do ensaio de compressão triaxial CU. Os ensaios com o pressiómetro MÉNARD geraram módulos  $E_0$  consistentemente menores (2 a 3 vezes menores) do que o ensaio auto-perfurante. O amolgamento das paredes do furo provocado pelo pré-furo quando da realização do ensaio MÉNARD explica a diferença em relação à sonda auto-perfurante, como já mencionado. Com relação à subestimação do módulo elástico obtido pelos ensaios de compressão triaxial, o processo de amostragem poderá ser o responsável pelo amolgamento do solo, aliviando o estado de tensões natural existente no depósito.

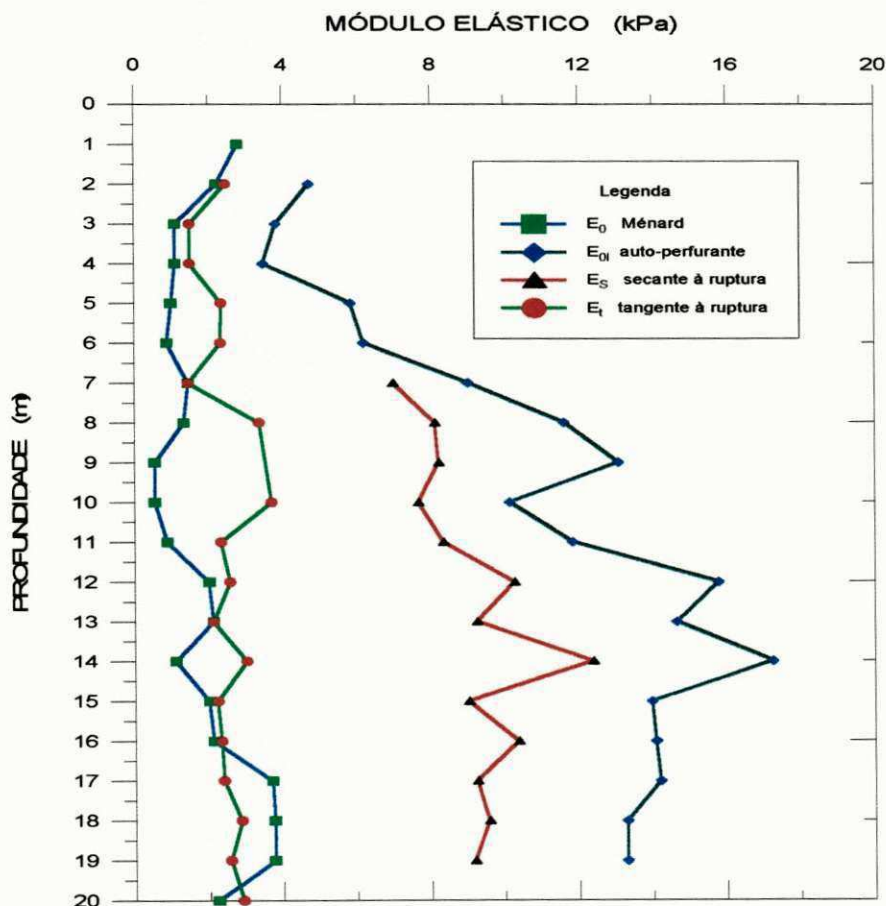


Figura 2.11 - Comparação dos módulos pressiométricos obtidos através dos ensaios MÉNARD e Auto-perfurante para a argila mole de Saint-André-de-Cubzac (BAGUELIN et alii, 1972).

MEHTA (1989) comparou o módulo pressiométrico  $E_0$  com o módulo de elasticidade,  $E$ , do ensaio de compressão triaxial num depósito de argila siltosa bem graduada e obteve relações  $E_0/E$  variando entre 1,98 e 2,87. Todavia, o autor da presente tese ressalta a pequena base de dados apresentada por aquele autor.

### 2.5.1.2 - Módulo Cíclico ( $E_r$ )

Um procedimento também recomendado para uma melhor definição do módulo pressiométrico,  $E$ , consiste em realizar-se estágios sucessivos de carregamento-descarregamento na curva pressão x volume. Este módulo representa melhor o comportamento elástico do solo, pelo fato dele ser determinado numa zona teoricamente livre dos efeitos da execução do pré-furo e de instalação da sonda. Ele é também importante quando o objetivo é projetar estruturas sujeitas a carregamentos repetidos.

O cálculo do módulo elástico no laço de descarga-recarga segue o mesmo princípio do módulo  $E_0$ . Neste caso, deve-se levar em consideração o laço de descarregamento (ver Figura 2.12).

A expressão para o cálculo do primeiro módulo cíclico,  $E_r$ , também é a mesma do cálculo de  $E_0$  (MÉNARD, 1975):

$$E_r = K \left( \frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (2.8)$$

sendo  $K = 2,66 \times [v_s + (v_1' + v_2)/2]$ , o volume médio de inflação da sonda.

Existe ainda um módulo cíclico médio,  $E_a$ , quando mais de um laços são efetuados na curva:

$$E_a = K \cdot \left( \frac{P_2 - P_1}{V_2' - V_1'} \right) \quad (2.9)$$

considerando, no cálculo de  $K$ , a nova variação de volume do laço.

A relação  $E_r/E_0$  também poderá fornecer uma indicação do tipo de solo (BRIAUD, 1992):

$$1,5 \leq E_r/E_0 \leq 5,0 \quad \Rightarrow \quad \text{argilas}$$

$$3,0 \leq E_r/E_0 \leq 10 \quad \Rightarrow \quad \text{areias}$$

onde pode-se observar uma intercepção entre as relações. Porém, como não apenas esse índice é usado para identificar o solo investigado, mas também outros fatores, a exemplo do material que é retirado do furo no momento da perfuração, compreende-se a existência de possíveis valores comuns às relações.

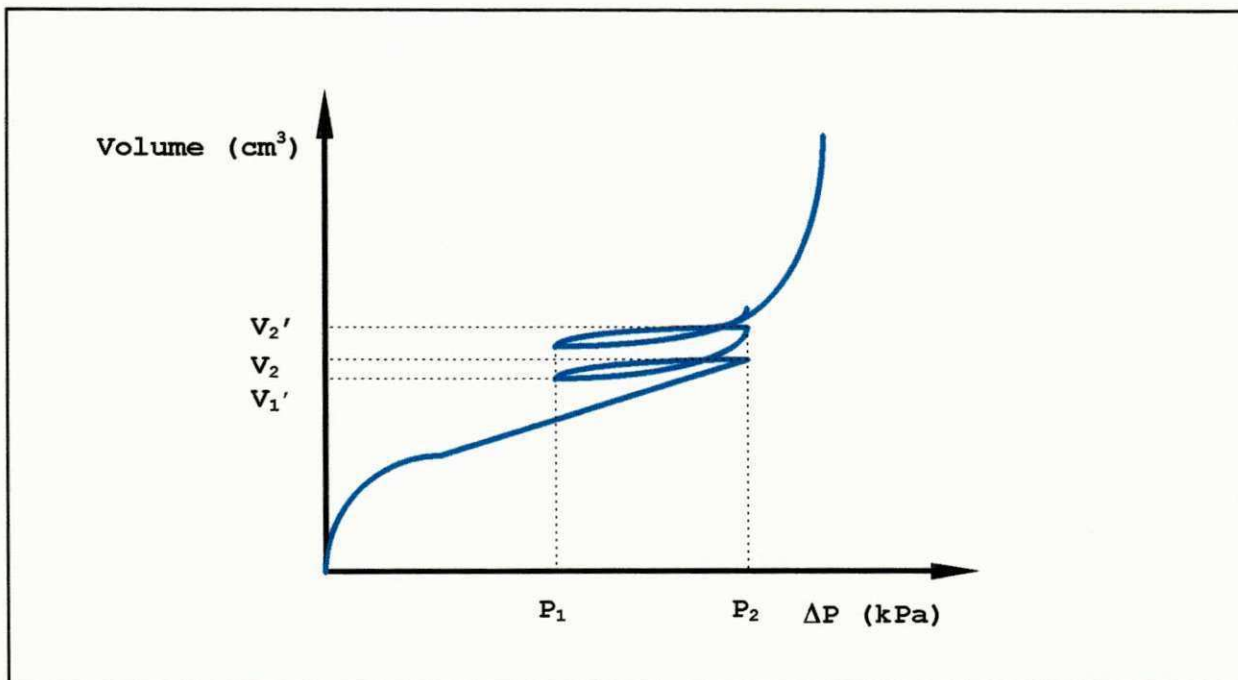


Figura 2.12 - Curva pressiométrica com laço de descarregamento (MÉNARD, 1975)

## 2.5.2 - Parâmetros de Resistência

### 2.5.2.1 - Tensão Horizontal no Repouso ( $\sigma_{ho}$ )



Dos parâmetros obtidos num ensaio pressiométrico, a tensão  $\sigma_{ho}$  é talvez o de caráter mais subjetivo. Uma curva pressiométrica típica se constitui de três fases: a fase inicial ou de recompressão, a segunda fase, caracterizada por um comportamento linear elástico, e a fase de grandes deformações (ver Figura 2.10).

A tensão horizontal no repouso, teoricamente deveria ser aquela correspondente ao ponto em que a sonda tocara pela primeira vez as paredes do furo, isto é, uma expansão igual ao raio inicial da cavidade. Todavia, a identificação dessa posição é por demais subjetiva, pois ao ser feita a perfuração, as paredes do furo são descarregadas e a magnitude do alívio de tensão é desconhecido (SCHNAID e ROCHA FILHO, 1994; CLARKE, 1995). A qualidade do furo é o fator mais importante na obtenção de  $\sigma_{ho}$ . Se as paredes do furo são excessivamente perturbadas, a obtenção desse parâmetro torna-se ainda mais difícil. Mesmo usando sondas auto-perfurantes, a sua seleção é subjetiva, haja vista que outros fatores estão envolvidos, tais como o sistema de calibrações, as características da sonda e a rigidez do solo, (JAMIOLKOWSKI et alii, 1985; MAIR e WOOD, 1987, citados por SULLY, 1994). BENOIT e CLOUGH (1986) ressaltam a subestimação de  $\sigma_{ho}$  com sondas auto-perfurantes em argilas moles devido ao fluxo da água de lavagem em contato com as paredes do furo.

Alguns métodos são citados na literatura atual para estimar a tensão  $\sigma_{ho}$  a partir de ensaios pressiométricos (CLARKE, 1995). A maioria desses métodos são aplicáveis apenas ao ensaio auto-perfurante. No caso do ensaio em pré-furo, especificamente o MÉNARD, um método gráfico sugerido por BRANDT (1978) faz uso da curva pressiométrica corrigida. O método consiste em traçar uma reta passando pelo trecho de recompressão tangenciando o ponto de máxima curvatura e outra pelo trecho linear elástico. O ponto de intercepção das retas tem como abcissa a tensão  $\sigma_{ho}$  (ver Figura 2.13).

BRIAUD et alii (1983) e BRIAUD (1992) sugerem um método semelhante ao anterior, também baseado no ponto de máxima curvatura do trecho inicial da curva pressiométrica. Para acentuar esse ponto, eles sugerem que se construa um gráfico, onde no eixo das abcissas sejam colocadas as deformações relativas,  $\Delta R/R_0$ , e no eixo das ordenadas as respectivas pressões.

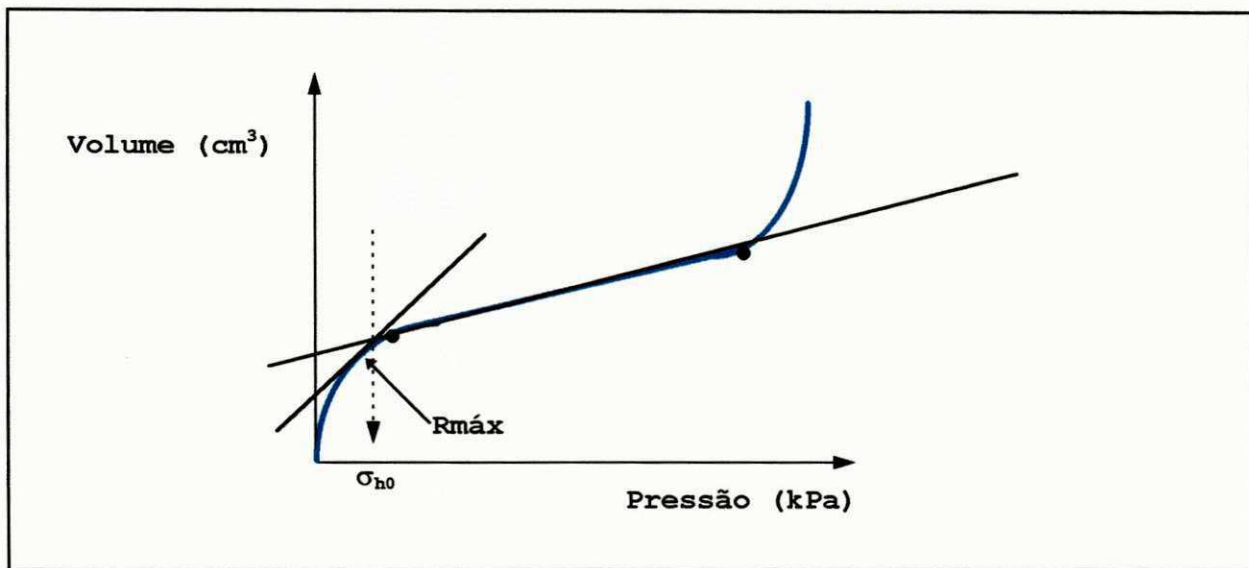


Figura 2.13 - Método gráfico para determinação de  $\sigma_{h0}$  (BRANDT, 1978).

Outro método citado por BRANDT (1978) faz uso da curva de fluência. Essa curva é obtida traçando-se a variação volumétrica entre os 30 e 60 segundos versus a pressão de cada estágio. A tensão  $\sigma_{h0}$  corresponde então, ao ponto onde a curva atinge o seu valor mínimo estável (ver Figura 2.15).

BRANDT (1978) mostrou, ao realizar ensaios tipo MÉNARD em alguns solos residuais paulistas, que a curva de creep para esses solos, em alguns casos, se comporta exatamente conforme prevê a teoria, tornando-se possível a obtenção de  $\sigma_{h0}$  e  $P_f$ .

POWELL e UGLOW (1985) relatam uma boa estimativa da tensão  $\sigma_{h0}$ , com o uso do pressiômetro MÉNARD, porém no caso de argilas

muito rijas, aplicando uma técnica iterativa (MARSLAND e RANDOLPF, 1977, citados por LUNNE et alii, 1989).

AMAR e JEZEQUEL (1972) constataram uma tendência de aumento linear desse parâmetro com a profundidade em depósitos de argilas moles francesas. Os autores propuseram então uma correlação linear simples, cujo resultado é representado pela Equação:

$$\sigma_{ho} = 20 \times Z \quad [\text{kPa}] \quad (2.10)$$

CLARKE (1993), citado por CLARKE (1995), formou uma base de dados bastante expressiva em 15 depósitos de argilas de Londres. Os resultados produziram a correlação exponencial representada pela Equação:

$$\sigma_{ho} = 46 \times Z^{0,8} \quad [\text{kPa}] \quad (2.11)$$

Alguns autores não recomendam o pressiómetro MÉNARD para determinação da tensão horizontal no repouso, em areias e argilas (HOULSBY e WITHERS, 1988, citados por LUNNE et alii, 1989). Em se tratando de argilas moles, a subjetividade da estimativa desse parâmetro é ainda mais evidente, pois a inevitável perturbação causada nas paredes do furo altera o estado de tensões inicial.

#### 2.5.2.2 - Coeficiente de Empuxo no Repouso ( $K_0$ )

Mais uma vez deve ser ressaltada a importância da qualidade do furo, pois a magnitude do coeficiente  $K_0$  está diretamente relacionada à tensão horizontal in situ, a qual é muito sensível às perturbações causadas durante a operação de perfuração.

EISENSTEIN e MORRISON (1973) citados por ALCÂNTARA (1992), condenam a determinação de  $K_0$  a partir da tensão  $\sigma_{ho}$  obtida da curva pressiométrica de um ensaio Ménard, face ao amolgamento causado no solo, tornando imprecisa a sua estimativa. Segundo LUNNE et alii (1989), só é aconselhável determinar  $K_0$  a partir de ensaios

pressiométricos auto-perfurantes, pelo fato destes dar uma estimativa de  $\sigma_{ho}$  numa faixa de confiabilidade de média a alta. Por outro lado, BAGUELIN e JEZEQUEL (1972) obtiveram estimativas bastante razoáveis dos valores de  $K_0$  em argilas de Saint-André-de-Cubzac, uma região da França, usando o pressiômetro MÉNARD.

SCHNAID e ROCHA FILHO (1994), avaliando o estado de tensões inicial de solos residuais paulistas através do pressiômetro MÉNARD, obtiveram relações entre as tensões vertical e horizontal próximas ou acima da unidade, usando procedimentos gráficos.

CLARKE (1995) comenta a subjetividade da estimativa de  $K_0$ , até mesmo com sondas auto-perfurantes. Ele afirma ser muito difícil a sua determinação em ensaios de pré-furo. Conforme já comentado, o fluxo d'água durante a perfuração poderá provocar uma redução na tensão  $\sigma_{ho}$ , e, conseqüentemente, a obtenção de valores de  $K_0$  possivelmente menores do que aqueles obtidos através de ensaios de laboratório.

#### 2.5.2.3 - Pressão Limite ( $P_L$ )

Assumindo o solo como um material elástico perfeitamente plástico, a solução proposta por BISHOP et alii (1945) para metais, permite avaliar a pressão máxima resistida pelo solo quando da expansão de uma cavidade cilíndrica e infinita. No ensaio pressiométrico essa é a pressão limite do solo.

Define-se como pressão limite, a abcissa da assíntota à curva pressiométrica corrigida (ver Figura 2.10). Do ponto de vista teórico, esta pressão seria atingida quando houvesse a expansão de um cilindro infinitamente longo. Contudo, no ensaio pressiométrico, a expansão da sonda é limitada. Então, para que se determine a pressão limite, alguns critérios são adotados.

Convencionalmente, as normas francesa NF P94-110 (1991) e americana ASTM D 4719 (1987) consideram como pressão limite aquela pressão suficiente para duplicar o volume inicial da célula central de medida. Ou seja, quando se obtiver o volume da célula,  $V = V_s + 2V_1$ , terá sido atingida a pressão limite. Sendo  $V_s$  o volume da sonda e  $V_1$  o volume do início da fase pseudo-elástica. Esta seria, então, a pressão limite do ensaio MÉNARD, no qual, atinge-se a pressão limite exatamente quando  $\Delta V/V = 0,5$ .

Geralmente, a obtenção da pressão limite não é atingida diretamente na curva pressiométrica devido à limitação na expansão da sonda ou à pressões excessivamente altas. Neste caso, a norma americana (ASTM/D-4719-87) propõe que a pressão limite seja determinada num gráfico, em cujo eixo das abcissas seja colocada a pressão,  $p$ , e no eixo das ordenadas, alguns pontos do volume correspondentes à fase plástica, em escala logarítmica. São marcados, normalmente três pontos correspondentes à fase plástica do ensaio, os quais formarão uma reta (ver Figura 2.14). O prolongamento da reta até a ordenada que corresponde ao dobro do volume inicial da cavidade, fornecerá a pressão  $P_L$ .

Existem outros critérios de extrapolação da fase plástica da curva pressiométrica usados para avaliar o valor da pressão limite. NAKAHARA (1995a) comenta a respeito dos métodos sugeridos por BAGUELIN et alii (1978), MANASSERO (1989) e GUIONA et alii (1990). MÁNTARAS (1995) e BOSCH (1996) relatam sobre os métodos propostos por VAN WAMBEKE e D'HENRICOURT (1971), JÉZEQUEL et alii (1974) e GUIONA et alii (1981). Resultados obtidos por BOSCH (1996) mostram que os três últimos critérios citados apresentam valores de  $P_L$  superiores aos obtidos através do critério adotado por MÉNARD. É importante ressaltar que o critério adotado por MÉNARD é internacionalmente considerado como padrão.

Ao se usar sondas BX, no pressiômetro MÉNARD, pode-se determinar a pressão limite pressiométrica por extrapolação, convencionalmente, quando o volume lido devidamente corrigido atingir  $700 \text{ cm}^3$  (MÉNARD, 1975).



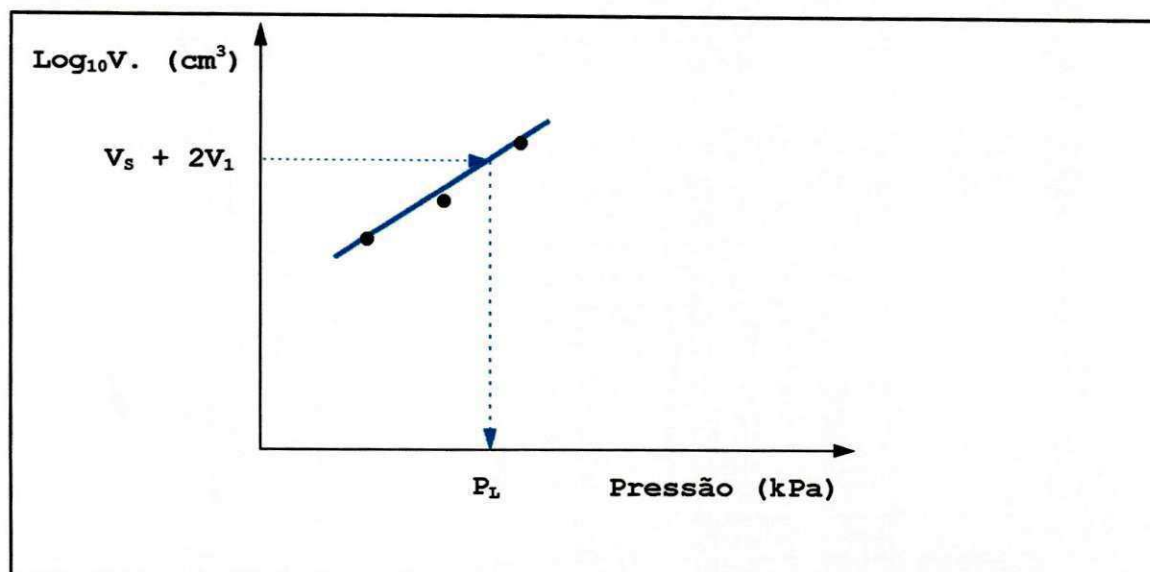


Figura 2.14 - Método usado para estimativa da pressão limite (ASTM D/4719, 1987).

BRIAUD (1992) afirma que a pressão limite é menos sensível às perturbações causadas durante a perfuração do que o módulo  $E_o$ . Assim, a relação módulo/pressão limite possibilitará um julgamento da qualidade do ensaio realizado: valores desta relação muito abaixo daqueles relatados no item 2.5.1.1 poderão indicar um furo excessivamente perturbado.

A precisão da medida da pressão limite do solo também é relatada por BRIAUD (1992), como dependente da precisão com que é medida a resistência da membrana que recobre a célula central. Em argilas muito moles, cuja pressão limite é inferior à 100 kPa, a precisão da medida é menor do que em solos mais resistentes.

Já a relação comprimento/diâmetro da sonda,  $L/D$ , influencia mais no valor da pressão limite do que no módulo  $E_o$ . Uma relação  $L/D$  de, no mínimo, 6,5 é recomendado (BRIAUD, 1992). No pressiômetro MÉNARD, essa razão é em torno de 7,5, um valor considerado suficiente para amenizar os efeitos da expansão finita da sonda.

A pressão limite obtida através de sondas auto-perfurantes é muito menor do que aquela obtida num ensaio MÉNARD, em solos

granulares. Contudo, em argilas não há praticamente diferença (AMAR et alii, 1991). YU et alii (1996) comentam a respeito da influência da relação L/D. Como a sonda auto-perfurante possui essa relação em torno de 6, é de se esperar que os valores de  $P_L$  com ela obtidos sejam superiores aos obtidos com a sonda usada no pressiômetro MÉNARD, visto que há uma tendência de aumento do valor deste parâmetro com a diminuição da razão L/D.

#### 2.5.2.4 - Pressão Limite Efetiva ( $P_L^*$ )

A pressão limite efetiva,  $P_L^*$ , é uma medida de resistência do solo derivada da pressão limite pressiométrica. Ela representa a pressão limite líquida do solo após ser subtraída a tensão horizontal no repouso. Ou seja:

$$P_L^* = P_L - \sigma_{ho} \quad (2.12)$$

sendo  $P_L$  determinada conforme descrito no item anterior.

BAGUELLIN et alii (1978), afirmam que a pressão  $P_L^*$  é relativamente insensível às possíveis perturbações decorrentes da operação de perfuração. Todavia, a afirmativa poderá sofrer contestação, haja vista que a tensão  $\sigma_{ho}$  é altamente afetada durante uma perfuração fora das recomendações.

Por outro lado,  $P_L^*$  é relativamente sensível à relação L/D da sonda, principalmente em areias, onde um decréscimo na relação de 10 para 5 poderá aumentar a pressão  $P_L^*$  em até 20% (BRIAUD et alii, 1986d, citados por BRIAUD 1992). Já em argilas, essa variação é insignificante e uma relação de 6,5 é plenamente aceitável.

Valores de referência tem sido indicados por BRIAUD (1992), para identificar o tipo de solo investigado, baseado em limites de  $P_L^*$  associados com o módulo  $E_o$ . Um exemplo é mostrado na Tabela 2.7.

Os valores comuns da relação  $E_o/P_L^*$  são os seguintes: 4 a 7 (areia fofa a muito fofa); 7 a 10 (areias compactas a muito compactas), 8 a 10 (turfas moles a argilas rijas), 12 a 15 (loess) e 10 a 20 (argilas de consistência rija a muito rija). MEHTA (1989) usou estas relações para identificar as camadas investigadas e obteve bons resultados.

#### 2.5.2.5 - Pressão de Fluência ( $P_F$ ou $P_c$ )

A pressão de fluência é determinada no final da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica. Apesar de não ser usada diretamente em projetos, essa pressão é calculada para checar a qualidade do ensaio ou para estimar a pressão limite quando esta não é obtida diretamente.

A sua determinação, segundo a norma francesa, é feita a partir do diagrama de fluência. A curva de fluência é obtida traçando-se no eixo das abcissas as pressões correspondentes às variações de volume  $\Delta V = V_{60} - V_{30}$  na célula central de medida (ver Figura 2.15.) O ajuste dos pontos deverá fornecer três segmentos de reta representando as respectivas fases do ensaio. A abcissa correspondente ao ponto de transição da fase elástica para a fase plástica é a pressão de fluência.

LUKAS e LECLER de BUSSY (1976), citados por KULHAWY e MAYNE (1990), após realizarem ensaios tipo MÉNARD em argilas do lago de Chicago, concluíram que a pressão  $P_F$  muito se assemelha à pressão de pré-adensamento. Contudo, conforme relatado por BRIAUD et alii (1983), alguns pesquisadores observaram a ocorrência de dois trechos retos numa única curva pressiométrica, cuja pressão correspondente à união entre as duas retas eles denominaram de pressão de pré-adensamento.



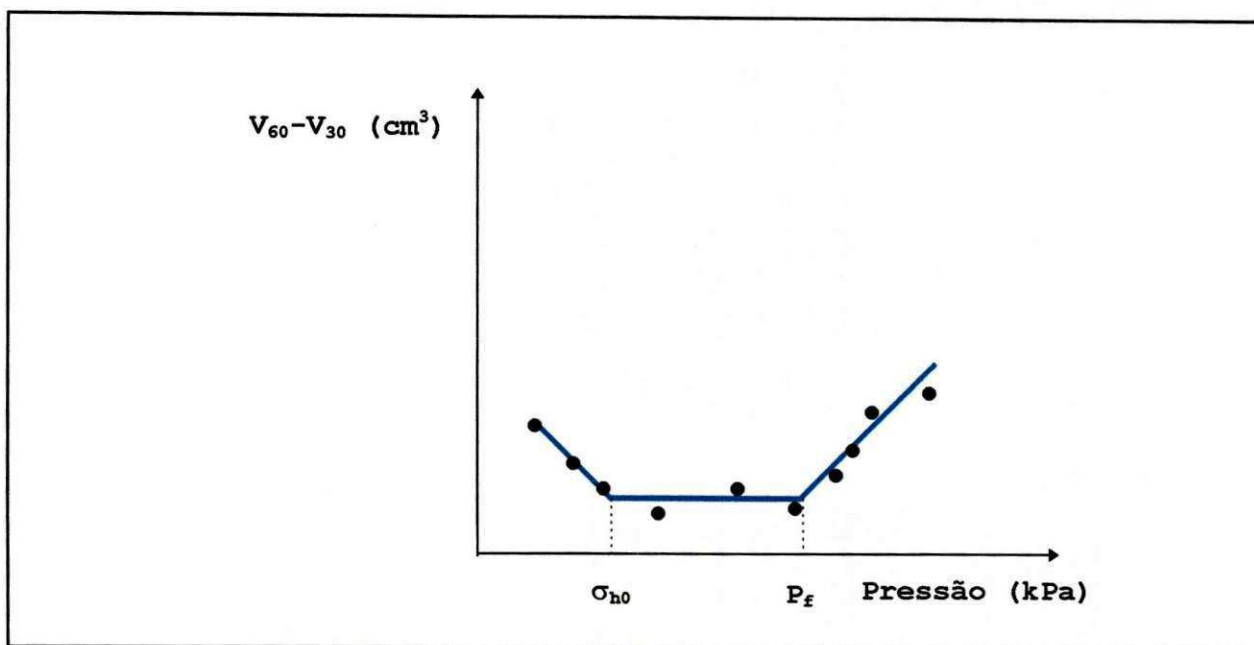


Figura 2.15 - Curva de fluência típica (NF P94 110, 1991).

### 2.5.2.6 - Resistência ao Cisalhamento Não-Drenada ( $S_u$ )

Os solos coesivos se caracterizam por um comportamento não-drenado durante a expansão pressiométrica, cuja duração é em torno de 15 minutos. Em vista disso, a sua resistência ao cisalhamento é considerada não-drenada.

Existem alguns métodos para estimar o valor de  $S_u$  a partir de um ensaio pressiométrico. BRIAUD (1992) menciona quatro deles: o método da pressão limite, o método da pressão de escoamento, o método de GIBSON e ANDERSON (1961) e o método da curva de cisalhamento.

O método da pressão limite parece ser o mais usado. Ele faz uso de correlações empíricas entre pressão limite efetiva e a resistência  $S_u$  obtida através de ensaios triaxiais. Neste método é sugerido que se calcule a resistência pela Equação:

$$S_u = \frac{P_L'}{\beta} \tag{2.13}$$

O parâmetro  $\beta$  depende da relação  $G/S_u$  (índice de rigidez) e esta varia de uma para outra argila, dependendo do coeficiente de pré-adensamento (OCR).

MÉNARD em 1970 e BRIAUD et alii (1986d) citados por BRIAUD (1992), sugerem que  $\beta$  seja igual a 5,5 e 6,5, respectivamente. AMAR e JEZEQUEL (1972) também propõem  $\beta$  igual a 5,5, desde que  $P_L^*$  seja menor que 300 kPa. Caso contrário, a resistência  $S_u$  deverá ser calculada como:

$$S_u = (P_L^*/10) + 25 \quad [\text{kPa}] \quad (2.14)$$

Baseados num estudo de duas grandes bases de dados, BAGUELIN et alii (1978) e BRIAUD et alii (1985c), citados por BRIAUD (1992), propõem a expressão a seguir para o cálculo de  $S_u$ :

$$S_u = 0,67 (P_L^*)^{0,75} \quad [\text{kPa}] \quad (2.15)$$

Muitas outras correlações são enumeradas por CLARKE (1995), que considera o método da pressão limite como um método aproximado.

BRIAUD (1992) comenta que devido às variações que ocorrem na relação  $G/S_u$ , um valor médio de  $\beta$  igual a 6,5 é o ideal. Por outro lado, CLARKE (1995) relata bons resultados obtidos por POWELL (1990) através da Equação 2.13 com  $\beta$  igual a 7,8 em argilas rijas, usando três tipos de pressiômetros em comparação com vários outros resultados.

Os demais métodos se aplicam a resultados de ensaios pressiométricos auto-perfurantes.

LUNNE et alii (1989), baseados em experiências com inúmeros ensaios auto-perfurantes e de inserção direta, concluíram que a resistência ao cisalhamento não drenada apresenta boa

repetibilidade e é a mesma para qualquer um dos métodos empregados quando se analisa uma argila mole. Em argilas medianamente compactas, ela depende do equipamento utilizado. Quando derivada de um bom ensaio auto-perfurante é substancialmente maior do que a  $S_u$  obtida em ensaios de compressão triaxial (devido à consolidação parcial da argila ao redor da sonda). Quando derivada de ensaios de inserção direta tende a ser menor do que aquela derivada de ensaios auto-perfurantes. BAGUELIN et alii (1972) mostraram que a resistência  $S_u$  obtida no ensaio auto-perfurante tende a apresentar valores superiores aos obtidos com os demais ensaios de campo, tipos vane e piezocone. Os autores também obtiveram valores de  $S_u$  superiores aos valores obtidos através do ensaio triaxial UU. Essas afirmativas corroboram com observações feitas por SOARES et alii (1997).

POWELL (1990) mostra boas evidências de que a resistência  $S_u$  obtida através de correlações empíricas, com a pressão limite estimada a partir dos pressiômetros SBPMT, PIPMT e PBPMT (MÉNARD) concordam bem com resultados de dilatômetro, que por sua vez fornece valores inferiores aos de laboratório (ensaios triaxiais).

Segundo CLARKE (1994), citado por CLARKE (1995), como a pressão limite depende do limite de deformação para que se tenha uma extrapolação da curva pressiométrica, a resistência do solo será função da quantidade de expansão durante o ensaio. Por conseguinte, há que se especificar claramente o tipo de sonda utilizada (a razão L/D) e a metodologia de ensaio empregada, para que não sejam cometidas interpretações enganosas. A afirmativa é corroborada com resultados e comparações feitas por YU et alii (1996).

BENOIT e CLOUGH (1986) verificaram que a velocidade de expansão de sondas auto-perfurantes tem significativa influência nos valores de  $S_u$ , pois sendo baixa a velocidade, o ensaio em argilas poderá ser conduzido com alguma drenagem.

BRIAUD (1992) afirma que o método de estimativa de  $S_u$  que faz uso da Equação 2.13 apresenta valores relativamente mais consistentes que os demais.

#### 2.5.2.7 - Ângulo de Atrito Interno Efetivo ( $\phi'$ )

A literatura atual não relata casos de obtenção do ângulo de atrito interno em solos coesivos, a partir de ensaios pressiométricos tipo MÉNARD. BRIAUD (1992) cita quatro métodos usados para determinar esse parâmetro em solos não coesivos: o método da pressão de escoamento, o método da pressão limite, o método de HUGHES-WROTH-WINDLE (1977) e o método das correlações empíricas.

A descrição dos métodos, bem como a discussão a respeito da confiabilidade de cada um, será omitida pelo fato de estar fora do escopo deste trabalho.

#### 2.5.3 - Características de Fluxo

##### 2.5.3.1 - Coeficiente de Adensamento Radial ( $C_h$ )

Durante um estágio de carregamento em um ensaio pressiométrico são geradas poro-pressões, principalmente em solos com coeficiente de permeabilidade inferior a  $10^{-7}$  m/min (CLARKE, 1988; AMAR et alii, 1991).

O ensaio com o pressiômetro do tipo Ménard, é capaz de estimar o coeficiente de consolidação radial,  $C_h$ , se for incorporado à sonda pressiométrica um dispositivo de medida de poro-pressão (BAGUELIN, 1973; RANDOLPH et alii, 1979; BAGUELIN et alii, 1986b, citados por BRIAUD, 1992).

Segundo BRIAUD (1992), os sistemas de medida de poro-pressões não são disponíveis comercialmente em pressiômetros de pré-furo.

Contudo, algumas unidades auto-perfurantes (SBPMT) são equipadas com um dispositivo que possibilita a medida da poro-pressão dissipada durante um ensaio pressiométrico. AMAR et alii (1991) afirmam que os valores de  $C_h$  assim obtidos são, em geral, maiores do que aqueles obtidos através de ensaios de laboratório.

No presente trabalho, não será possível a obtenção deste parâmetro, posto que o pressiômetro utilizado não dispõe de um elemento capaz de estimar as poro-pressões. A informação serve como sugestão para futuros trabalhos.

#### 2.5.3.2 - Coeficiente de Permeabilidade (k)

Até o desenvolvimento da presente pesquisa, não se tem conhecimento do uso do pressiômetro com o objetivo de estimar de forma direta o coeficiente de permeabilidade,  $k$ , de solos, em particular de argilas.

Contudo, ele poderá ser estimado de maneira indireta, a partir do coeficiente de consolidação radial. Neste caso, é preciso que se determine o módulo  $M$ , relativo ao problema modelado: carregamento virgem, descarregamento ou recarregamento, para enfim aplicar a Fórmula proposta:

$$K = \frac{(C_h \cdot \gamma_a)}{M} \quad (2.16)$$

onde  $\gamma_a$  é o peso específico da água. Segundo Lunne et alii (1989), a determinação do módulo  $M$  é muito difícil.

#### 2.6 - Uso dos Parâmetros Pressiométricos na Identificação do Tipo de Solo

Conforme já foi citado em algumas seções, a relação  $E_o/P_L^*$  associada a outras características do solo podem indicar a

natureza das camadas investigadas, MÉNARD (1975), BRIAUD et alii (1983), MEHTA (1989), BRIAUD (1992), CLARKE (1995). Valores comuns de  $E_0$  e de  $P_L$  sugeridos por MÉNARD (1975) e de  $E_0$  e  $P_L^*$  sugeridos por BRIAUD (1992) são apresentados nas Tabelas 2.4 e 2.5, respectivamente, onde a segunda Tabela é baseada em investigações feitas até 30 metros de profundidade e possui faixas de valores um pouco mais amplas em relação à primeira.

MÉNARD (1975) recomenda que a identificação do material deve ser acompanhada de um exame visual das amostras de solo no momento da perfuração com o trado. BRIAUD (1992) sugere que a forma da curva pressiométrica pode indicar se o material é argila ou areia, haja vista que a curva fornecida por um ensaio em argila exibe uma ruptura bem pronunciada, enquanto que a areia não apresenta um claro ponto de ruptura, ou seja, a curva neste caso apresenta curvatura suave.

Tabela 2.4 - Valores típicos de  $E_0$  e de  $P_L$  para vários tipos de solos (MÉNARD, 1975).

Tipo de Solo	$E_0$ (kPa)	$P_L$ (kPa)	$E_0/P_L$
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 puro	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
pedra calcária	80000 - 20000000	3000 - >10000	26,7 - >2000
aterros jovens	500 - 5000	50 - 300	10 - 16,7
aterros velhos	4000 - 15000	400 - 1000	10 - 15



Tabela 2.5 - Valores típicos de  $E_o$  e  $P_L^*$  para vários tipos de solo (BRIAUD, 1992).

ARGILA					
tipo	mole	média	rija	muito rija	dura
$P_L^*$ (kPa)	0-200	200-400	400-800	800-1600	>1600
$E_o$ (kPa)	0-2500	2500-5000	5000-12000	12000-25000	>25000
AREIA					
tipo	fofa	compacta	densa	muito densa	
$P_L^*$ (kPa)	0-500	500-1500	1500-2500	>2500	
$E_o$ (kPa)	0-3500	3500-12000	12000-22500	>22500	

CLARKE (1995), a partir de estudos de BAGUELIN (1982) e BECUE et alii (1986), afirma que o ensaio pressiométrico auto-perfurante possibilita uma boa identificação do tipo de solo, utilizando um coeficiente  $\beta$ , que é função das pressões a 20% e 5% de deformação da cavidade e da pressão horizontal no repouso. Como a metodologia não pode ser aplicada a ensaios de pré-furo, devido a variabilidade do diâmetro do furo, causando uma dispersão no coeficiente  $\beta$ , é sugerido também uma classificação baseada na relação  $E_o/P_L$ , conforme mostrado na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Identificação do tipo de solo (CLARKE, 1995).

Tipo de solo	$E_o/P_L$
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

## 2.7 - Vantagens e Limitações do Ensaio Pressiométrico

Embora o pressiômetro seja um aparelho bastante versátil, a sua escolha é função, principalmente, das condições do solo e do produto final que se deseja alcançar, ou seja, dos parâmetros de projeto ou das propriedades de engenharia do solo.

A confiabilidade dos seus resultados é fixada pela técnica de colocação da sonda no solo e pelo método de interpretação. Os problemas associados com a perturbação do local onde se realiza o ensaio é fator preponderante no sucesso do teste.

### 2.7.1 - Vantagens do Ensaio Pressiométrico

Uma das maiores vantagens do ensaio pressiométrico, especialmente dos ensaios em perfuração, é a possibilidade de sua realização na maioria dos solos e rochas, o qual representa uma prova de carga *in situ*. Uma outra vantagem se refere ao julgamento da qualidade do ensaio a partir da curva pressão x deformação "*in situ*", da qual parâmetros importantes do solo podem ser derivados.

Outro ponto de altíssima relevância do ensaio está associado ao tempo de resposta, ou seja, em poucos minutos é possível obter parâmetros importantes do solo, mesmo se o sistema de aquisição de dados for manual (caso do pressiômetro MÉNARD).

Do ponto de vista de sua aplicação, destacam-se os métodos para projeto de estacas carregadas horizontal e verticalmente, baseados nos resultados do ensaio (ver Apêndice I). Além da possibilidade de substituição da prova de carga sobre placas pelo ensaio, auxiliando e agilizando o dimensionamento das fundações superficiais, haja vista que o ensaio pressiométrico é realizado em pouco tempo e com maior praticidade.



### 2.7.2 - Limitações do Ensaio Pressiométrico

As principais desvantagens do ensaio estão associadas aos efeitos da instalação e geometria da sonda, ao sistema de medidas, às condições de drenagem e à anisotropia (CLARKE, 1995). O ensaio exige pessoal treinado e um criterioso preparo do furo, principalmente em solos muito sensíveis. Solos como argilas moles ( $S_u < 24$  kPa) e areias fofas sob nível d'água ( $N_{SPT} < 10$  golpes/30cm) impossibilitam a execução de um furo de boa qualidade, ainda que se use a sonda auto-perfurante, pois partículas isoladas de pedregulhos ou conchas marinhas podem impedir o avanço regular da sonda.

As condições de drenagem não podem ser controladas durante o ensaio, nem tampouco as poro-pressões podem ser medidas em ensaios de pré-furos comuns.

Do ponto de vista de projeto geotécnico, o pressiômetro ainda não pode auxiliar diretamente na análise da estabilidade de taludes, e possui limitações no estudo dos problemas de estruturas de contenção.

## CAPÍTULO 3

### DESCRIÇÃO DO PRESSIÔMETRO UTILIZADO E DA CAMPANHA DE ENSAIOS

#### 3.1 - Generalidades

O presente capítulo apresenta de forma objetiva todo o trabalho desenvolvido em campo, ou seja, escolha e localização da área pesquisada, locação e execução dos ensaios "in situ", bem como apresenta os dados já disponíveis de caracterização e algumas propriedades de engenharia do depósito em estudo (ensaios de laboratório e de campo) e, também, os equipamentos e métodos de ensaio utilizados.

#### 3.2 - Local Utilizado Para os Ensaio

##### 3.2.1 - Generalidades

A pesquisa foi desenvolvida no campo experimental da UFPE, uma área já bastante pesquisada (AMORIM JÚNIOR, 1975; OLIVEIRA, 1991; COUTINHO et alii, 1993; COUTINHO e OLIVEIRA, 1994; BEZERRA, 1996 e outros), situada no Clube Internacional do Recife. A localização dos furos e o perfil do terreno constam das Fig. 3.1 e 3.2, respectivamente.

##### 3.2.2 - Aspectos Geológicos do Depósito

O depósito de solos moles/argilas orgânicas onde se realizou a presente pesquisa tem origem flúvio-lagunar ou de mangues, sendo argilo siltosos com presença de matéria orgânica. O depósito foi formado no período Holoceno, com idade estimada em 10.000 anos, e é parte integrante da planície do Recife, a qual apresenta dois conjuntos de terraços marinho-arenosos (um do Pleistoceno e o outro do Holoceno), além de mangues, sedimentos flúvio-lagunares e aluviões (COUTINHO et alii, 1993).

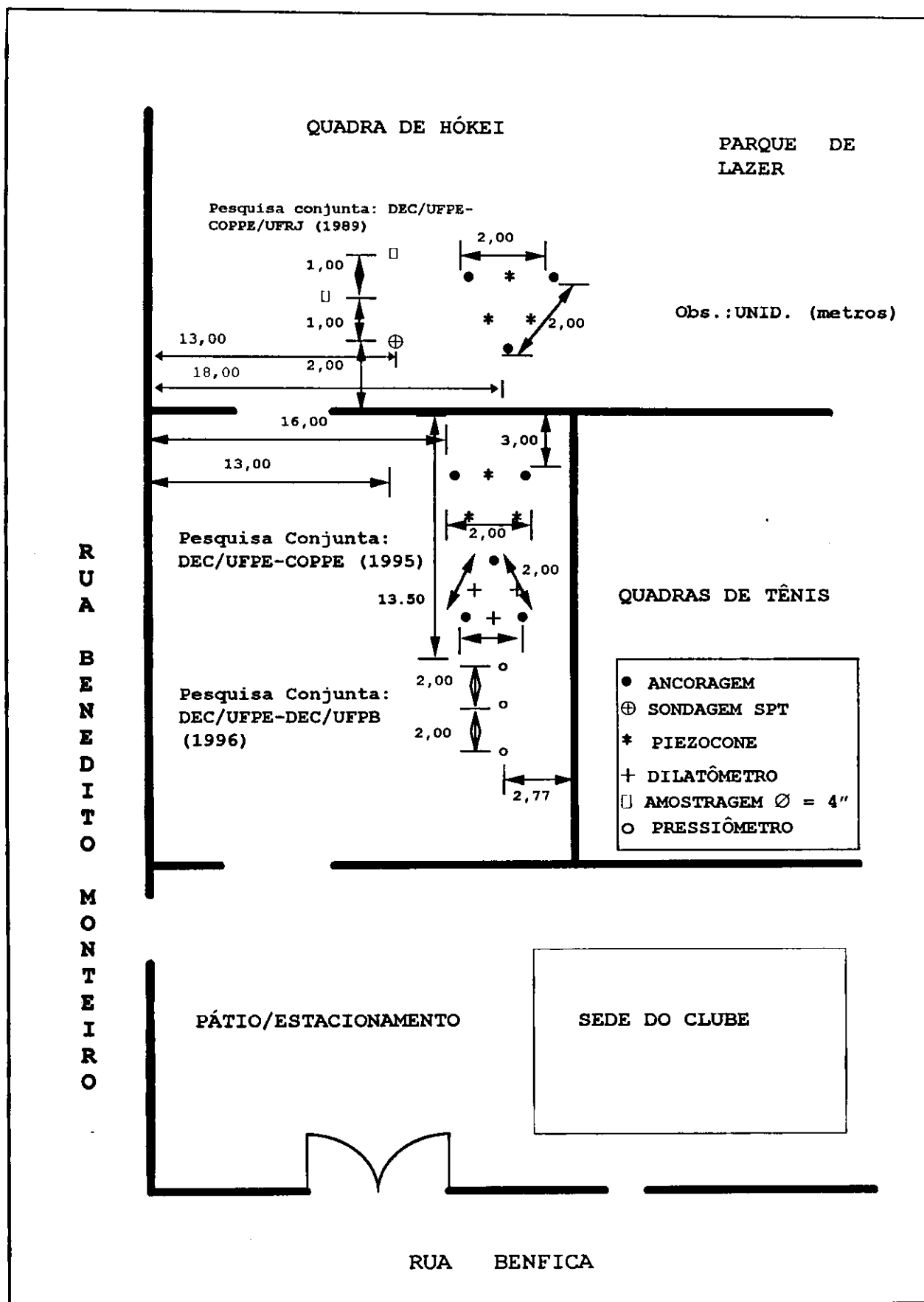


Figura 3.1 - Planta de locação dos furos e de localização do Campo Experimental da UFPE (Bairro Madalena - Recife/PE)

Segundo LIMA FILHO e ALHEIROS (1990), conforme citado por COUTINHO e OLIVEIRA (1994), o mar e a formação Barreiras são os limites da planície do Recife, cuja deposição ocorreu no pré-Quaternário. Sua altitude é pequena em relação ao nível do mar, ocorrendo que, na maioria das vezes, os depósitos de solos moles são encontrados totalmente abaixo do lençol freático.

### 3.2.3 - Características Geotécnicas do Local dos Ensaios

O perfil do subsolo, obtido através de sondagens à percussão (SPT) e ensaios de caracterização de laboratório, apresenta dois horizontes argilosos bem definidos, conforme mostrado na Figura 3.2.

O perfil é constituído de uma camada de aterro com aproximadamente 2 metros de espessura, onde geralmente se encontra o nível d'água (normalmente variando entre 1,4 e 1,9 metros de profundidade). Em seguida, observa-se uma camada de areia argilosa fofa com cerca de 5 metros de espessura. Logo após, surge o depósito de argila siltosa orgânica mole, a qual se estende até a profundidade de 26 metros, sendo que aos 16 m existe uma camada intermediária de baixa resistência de aproximadamente 2 m de espessura, constituindo-se numa camada de transição. Após a profundidade de 26 m, são observadas camadas alternadas de areia e argila de compactidade e consistência variadas. O limite da sondagem foi atingido por volta dos 40 metros, onde é encontrada uma camada resistente de areia compacta (COUTINHO et alii, 1993).

Resultados obtidos através de ensaios de caracterização do depósito, ou seja, umidade natural ( $w$ ), limites de consistência (LL e LP), massa específica do solo e teor de matéria orgânica, evidenciam, segundo COUTINHO et alii (1993), a ocorrência de duas camadas distintas no depósito de solo mole. A primeira, situando-se entre as profundidade de 6-7 m e 16 metros, com IP de  $70,4\% \pm 12,4$  e a segunda camada, que se inicia aos 16 m indo até os 26 metros de profundidade, cujo IP está na faixa dos  $33,0\% \pm 5,7$ .

A umidade natural mostra-se ligeiramente inferior ao limite de liquidez em ambas as camadas. O teor de matéria orgânica tende a diminuir com a profundidade, sendo na primeira camada quase o dobro da segunda. Ensaio granulométricos efetuados em amostras das duas camadas, relatados por COUTINHO et alii (1993), sugerem a seguinte composição para o solo: 65% de argila, 25% de silte e 10% de areia. Portanto, um solo de composição bastante fina.

Ensaio de piezocone foram realizados no depósito com protótipos dos piezocones COPPE, denominados de COPPE II e COPPE III. Os ensaios foram executados com penetração estática e contínua, com velocidade de penetração de 20 mm/s. Os piezocones utilizados são capazes de registrar a cada 20 mm ou menos, a resistência de ponta ( $q_c$ ), a resistência lateral ( $f_s$ ), a poro-pressão, com a pedra porosa situada na face de revolução lateral do cone ( $\Delta_{uface}$ ) (COUTINHO et alii, 1993).

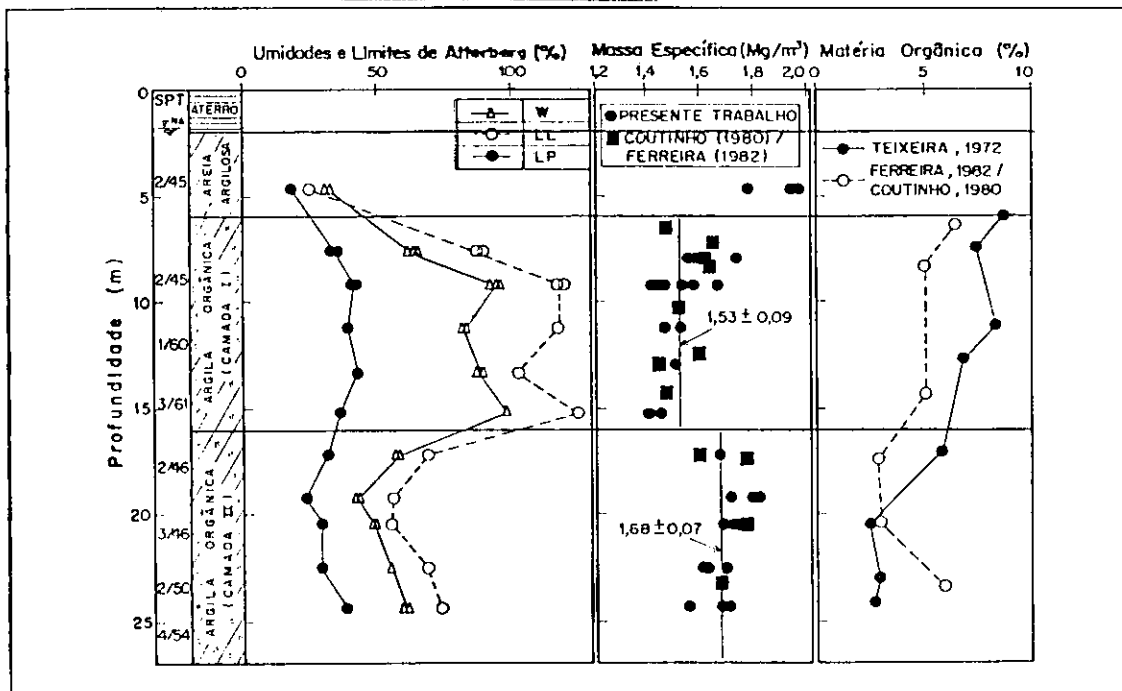


Figura 3.2 - Perfil característico do depósito de argila mole do Clube Internacional do Recife (COUTINHO et alii, 1993)

Uma análise rápida do gráfico  $q_c$  x profundidade (ver Figura 3.3), evidencia a existência das duas camadas distintas de argila, identificadas pelos ensaios de laboratório.

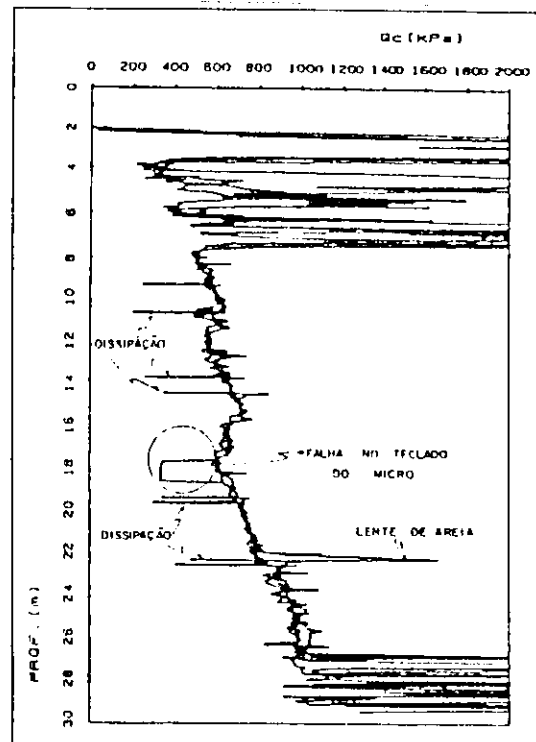


Figura 3.3 - Valores de  $q_c$  versus a profundidade (COUTINHO et alii, 1993).

Utilizando o piezocone COPPE-IV, a mais nova versão dos piezocones da COPPE, BEZERRA (1996) realizou uma nova campanha de ensaios no depósito. Os resultados da resistência de ponta corrigida  $q_r$ , poro-pressão na face de revolução do cone, ( $u_1$ ) e a poro-pressão na base do cone ( $u_2$ ), sugerem a existência de três camadas distintas no depósito de argila, (ver Figura 3.4): a camada I, entre os 6 e 10 m, em seguida a camada II, situando-se a partir dos 10 até os 16 m e, por último, a camada III entre os 18 e 26 m, havendo uma camada de transição (resistente e de baixa permeabilidade) entre a segunda e a terceira camadas, possuindo 2 m de espessura. Esta nova proposta será checada através dos resultados dos ensaios pressiométricos.

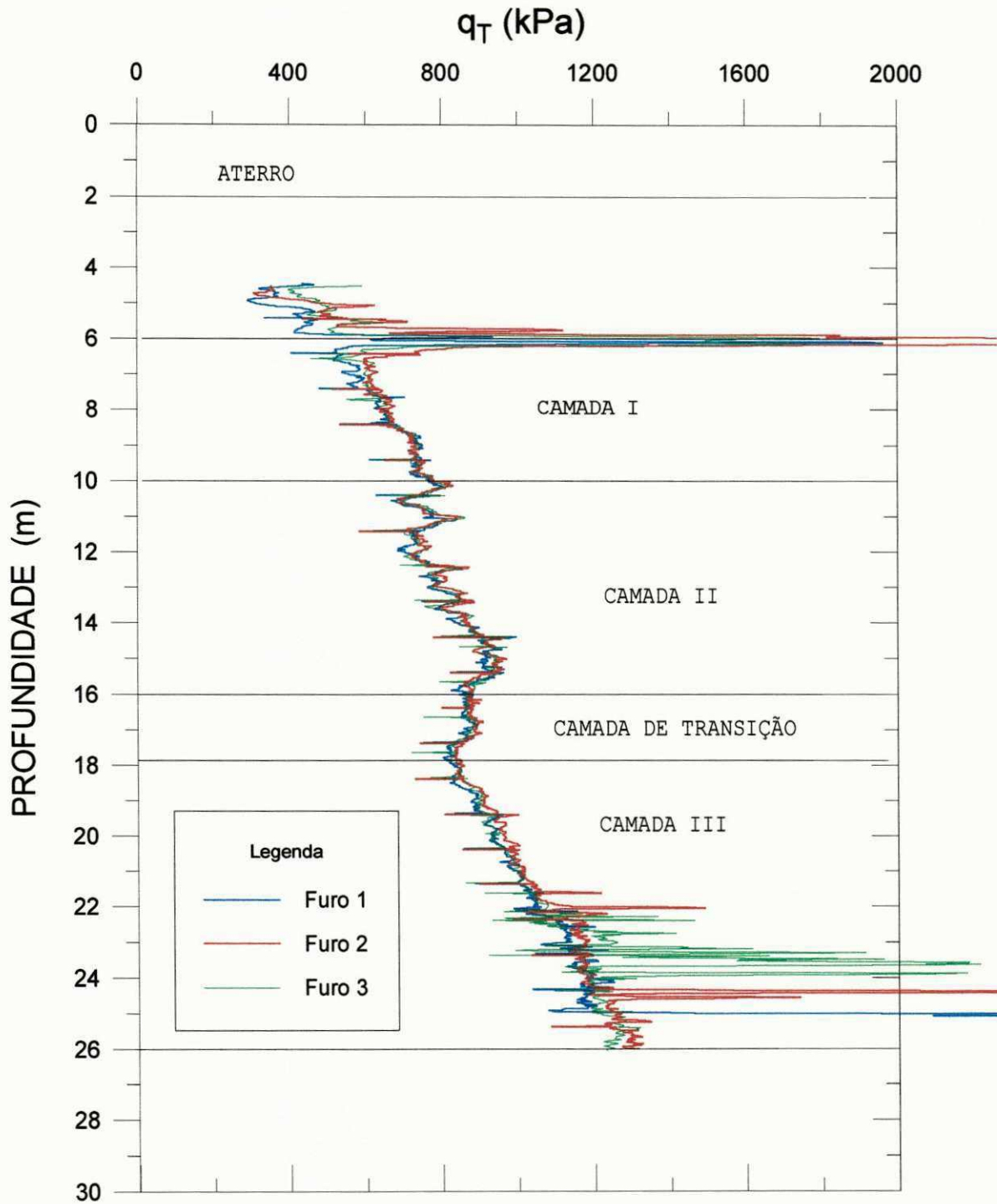


Figura 3.4 - Perfil da resistência de ponta corrigida  $q_T$  do depósito de argila mole do Clube Internacional (BEZERRA, 1996).

No que se refere à história de tensões e de resistência do depósito, são mostrados na Figura 3.5 resultados de ensaios oedométricos e de cisalhamento triaxial UU e CIU obtidos por COUTINHO et alii (1993). Nota-se na Figura 3.5 uma tendência de aumento linear da tensão vertical efetiva ( $\sigma'_{vo}$ ) com a profundidade. A razão de pré-adensamento (OCR) demonstra que a camada I é pré-adensada ( $OCR \leq 2,5$ ), enquanto que a camada II apresenta  $OCR = 1$ , portanto normalmente adensada. Os valores de  $S_u$  parecem constantes, com valores em torno de 42 kPa, entre 6 e 16 m, 35 kPa, entre 16 e 18 m e 49,2 kPa, dos 18 aos 26 m.

Quanto aos parâmetros de compressibilidade, o depósito exhibe duas camadas de comportamentos distintos, onde os índices de compressão ( $C_c$ ), de recompressão ( $C_r$ ), de expansão ( $C_s$ ) e do índice de vazios mostram-se aparentemente constantes em cada camada, mas diferentes de uma para a outra, com valores inferiores na segunda camada. Na Figura 3.6 são mostrados resultados obtidos por COUTINHO et alii (1993), onde mais uma vez se pode observar uma clara distinção entre os dois horizontes argilosos. Por exemplo, o índice de vazios que é em torno de dois na primeira camada, cai para 1,3, aproximadamente, na segunda. Talvez a história de tensões do depósito explique o fenômeno.

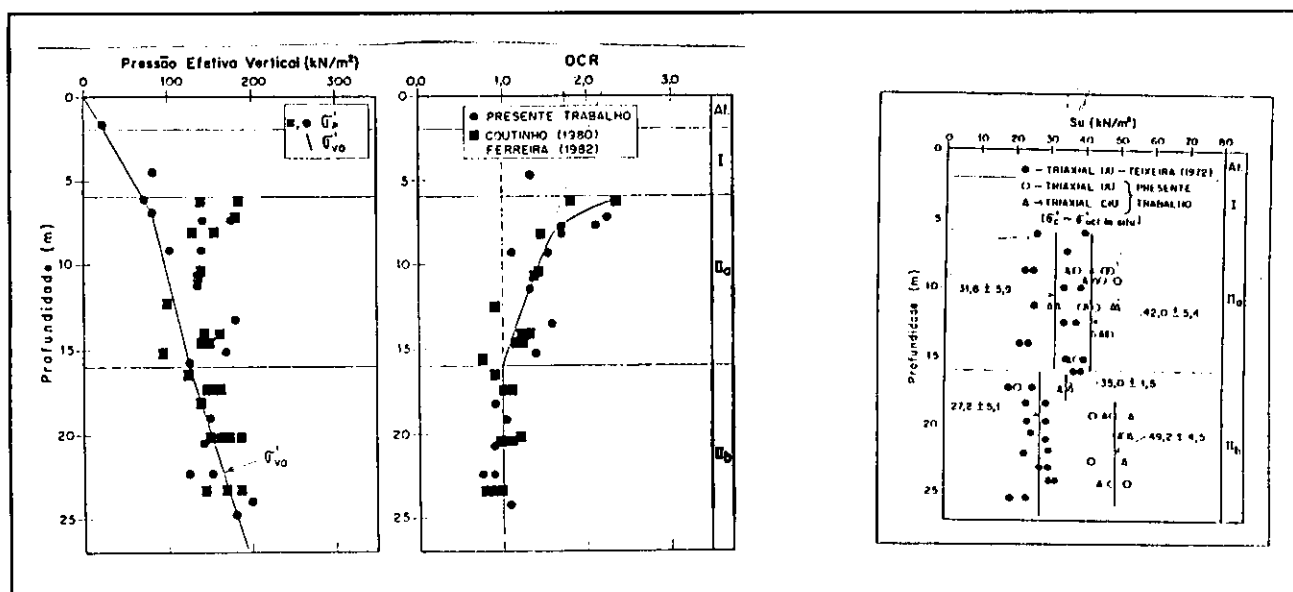


Figura 3.5 - História de tensões e resistência  $S_u$  do depósito a partir de ensaios de laboratório (COUTINHO et alii, 1993).



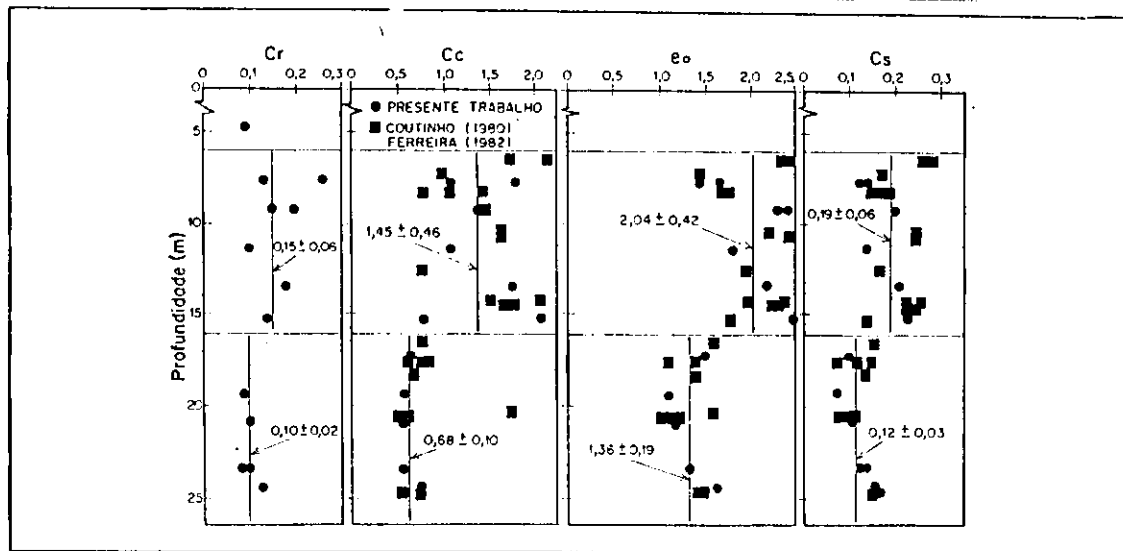


Figura 3.6 - Parâmetros de compressibilidade, ensaios edométricos (COUTINHO et alii, 1993).

### 3.3 - Campanha de Ensaios Realizada

#### 3.3.1 - Generalidades

O principal motivo que levou à escolha desta área foi o desejo, por parte das pessoas envolvidas nesta pesquisa, de aplicar uma técnica recente no Brasil de investigação "in situ", com o objetivo de complementar e ampliar as informações existentes de um depósito já extensivamente estudado. O depósito de argila orgânica mole aonde realizou-se a campanha de ensaios é parte integrante do grande depósito encontrado em cerca de cinquenta por cento da área da planície existente na Área Metropolitana da cidade do Recife (COUTINHO et alii, 1993). Esses depósitos apresentam-se ora em superfície ora em profundidade, com baixa capacidade de suporte, o que geralmente traz graves problemas para a engenharia de fundações.

A presente campanha de ensaios de campo constou de uma série de 51 ensaios pressiométricos, executados em três furos, fetuados até a profundidade máxima de 22,5 metros, utilizando-se o pressiômetro MÉNARD.

A profundidade máxima de 22,5 metros foi fixada pela limitação do comprimento disponível da tubulação do pressiômetro, que é de aproximadamente 25 metros.

### 3.3.2 - Ensaio Pressiométricos

#### 3.3.2.1 - Equipamento Utilizado

Os ensaios foram efetuados com o Pressiômetro MÉNARD modelo GC (veja Figuras 3.7, 3.8 e 3.9), fabricado e comercializado pela firma francesa "APAGEO". O equipamento é constituído basicamente de uma fonte de pressão (1), uma unidade de controle de pressão e de volume (CPV) (2), e de uma sonda cilíndrica com 50 cm de comprimento e 6 cm de diâmetro (3). Uma tubulação coaxial flexível com cerca de 11 mm de diâmetro externo e 25 metros de comprimento estabelece a conexão entre a sonda e a unidade de controle localizada na superfície.

A sonda utilizada para a realização dos ensaios obedece às recomendações das Normas ASTM-D4719 (1987) e NF P94-110 (1991) para solos de baixa resistência, ou seja, sonda tipo BX com revestimento flexível de borracha, uma relação comprimento diâmetro L/D em torno de 7,5 (ver Figuras 3.8 e 3.9). A pressão limite da membrana que forma a célula central, obtida num ensaio de expansão até um volume de 600 cm<sup>3</sup>, é em torno de 50 kPa, conforme mostrado na Figura 3.10.

A sonda pressiométrica é formada, basicamente, por um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes formadas por duas membranas de borracha superpostas. O tubo metálico oco possui orifícios posicionados estrategicamente nas suas laterais, de forma a permitir a passagem de água pressurizada para a célula central de medida e ar para as células de guarda. A sonda também possui um pequeno botão de descarga na sua extremidade inferior, o qual tem a função de permitir a drenagem da água, quando necessária.

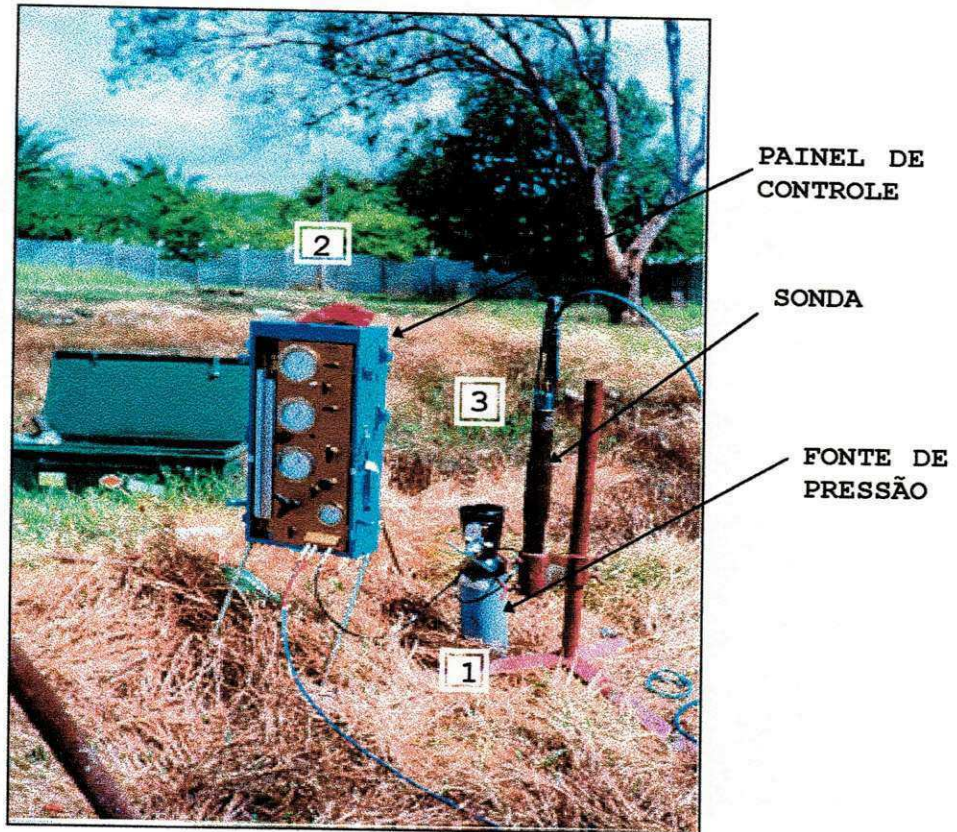


Figura 3.7 - Foto completa do Pressiômetro Ménard (APAGEO).

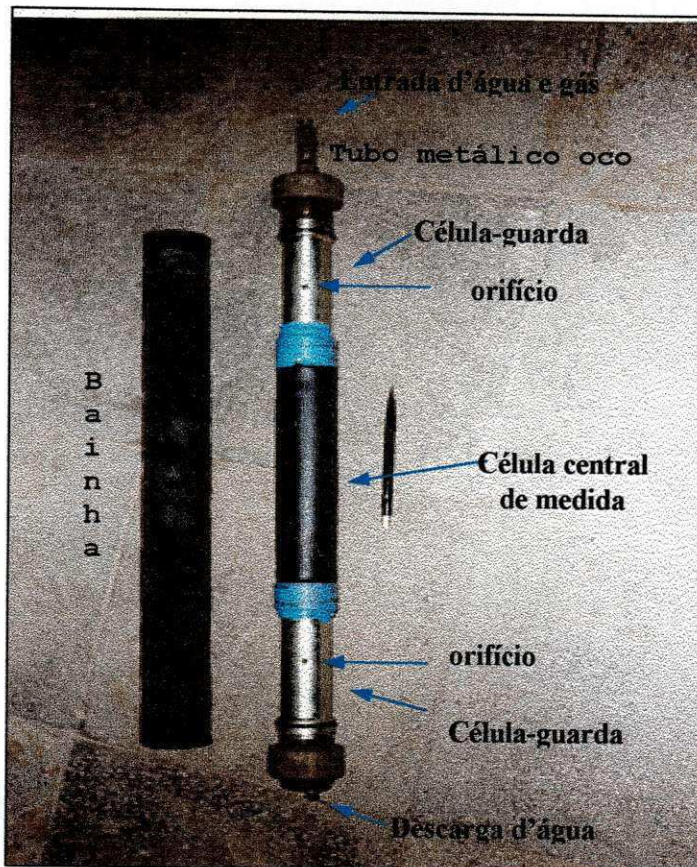


Figura 3.8 - Sonda pressiométrica e bainha usadas na presente campanha de ensaios.



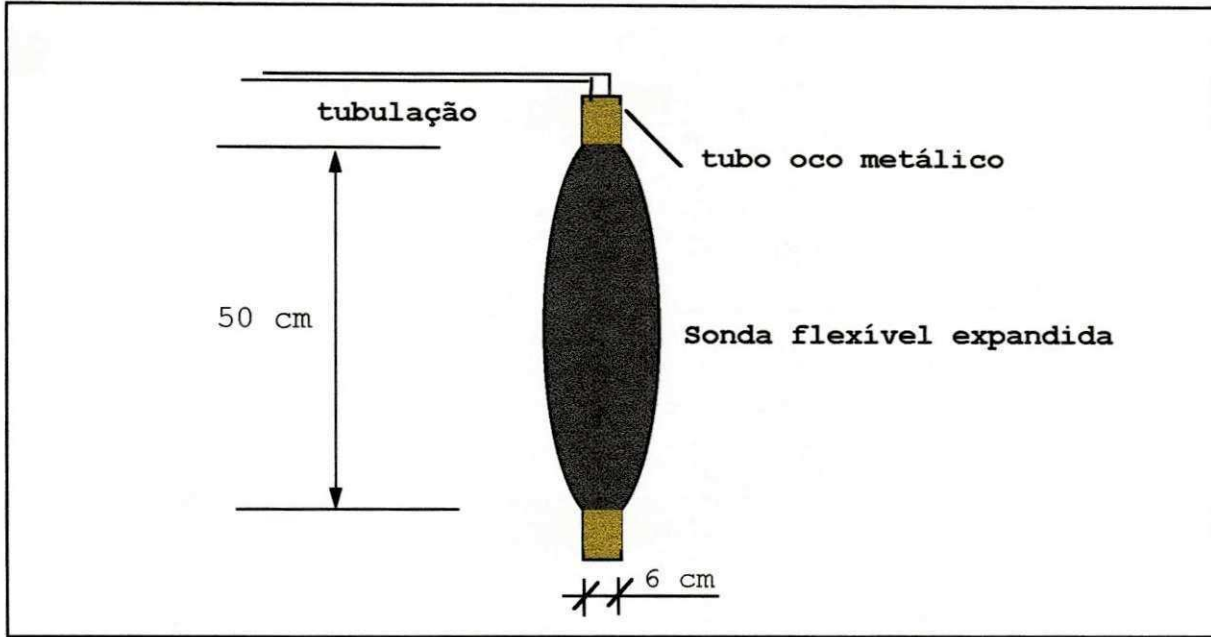


Figura 3.9 - Aspecto da sonda com cobertura flexível em expansão total.

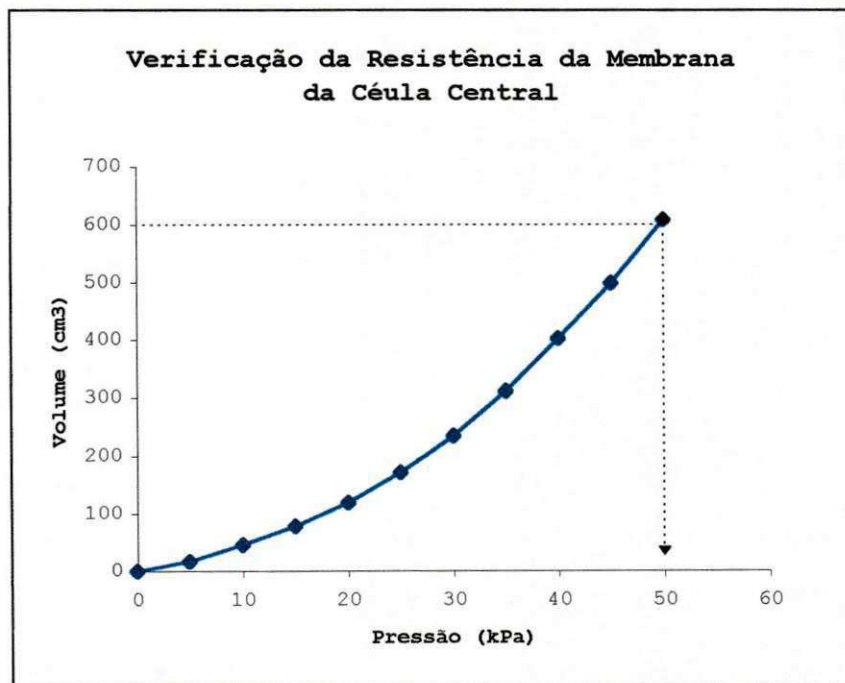


Figura 3.10 - Curva para verificação da resistência da membrana que forma a célula central.

### 3.3.2.2 - Preparação do Pressiômetro

Antes de realizar qualquer ensaio, foi necessário efetuar um conjunto de operações que tem a finalidade de preparar o equipamento para o ensaio. Esta série de operações consistiu em:

- i) montagem do equipamento e abastecimento de água do volumímetro;
- ii) saturação total da tubulação e da sonda;
- iii) verificação de possíveis vazamentos no sistema;
- iv) procedimentos de calibração;
- v) estabelecimento do volume zero da sonda.

Os procedimentos de preparação acima descritos são determinados segundo o "Manual de Operações do Pressiômetro MÉNARD" e das Normas referidas no sub-item 3.3.2.1.

Após ter feito a verificação da resistência da membrana que forma a célula central (ver Figuras 3.8 e 3.10), colocou-se a bainha na sonda e expandiu-se várias vezes o conjunto. Em seguida, a sonda foi colocada num tubo de aço, teoricamente indeformável, e procedeu-se a um ensaio constituído de 14 estágios de pressão, sendo que nos primeiros 5 estágios foram atribuídos valores inferiores aos 9 últimos, com vistas a se obter uma definição melhor da parte inicial da curva. Enquanto nos primeiros 5 estágios foram aplicados incrementos de 50 kPa, nos últimos todos incrementos foram de 250 kPa. Esse procedimento teve a finalidade de determinar o volume inicial da sonda, bem como o coeficiente de compressibilidade do sistema.

O resultado dessa calibração está representado na Figura 3.11. A sonda utilizada possui um volume inicial estimado em 480 cm<sup>3</sup> e todo o conjunto possui um coeficiente de compressibilidade igual a 0,0035 cm<sup>3</sup>/kPa. Isso representa uma perda de volume de aproximadamente 0,07% do volume inicial da sonda por 100 kPa de pressão. Segundo as Normas ASTM D-4719 (1987) e NF P94-110 (1991) e BRIAUD (1992), entre outros, o sistema pode ser considerado como

apropriadamente deaerado, livre de vazamentos e tolerável para efetuar ensaios com uma perda de até 0,1% do volume inicial da célula de medida por 100 kPa de pressão.

Feita essa calibração, a sonda foi retirada do tubo, foram feitas várias expansões e procedeu-se à calibração da sonda quanto às perdas de pressão. Para isso, a sonda foi expandida ao ar livre, no nível do medidor de pressão, sob dez estágios de pressão iguais a 12,5 kPa. A curva de calibração resultante está mostrada na Figura 3.12. Como se vê, a sonda usada possui uma resistência limite, para um volume igual a  $1,2 V_s$  ( $1,2 \times 480 = 576 \text{ cm}^3$ ), em torno de 78 kPa. Deve-se ressaltar que essa calibração foi repetida várias vezes durante os ensaios no campo.

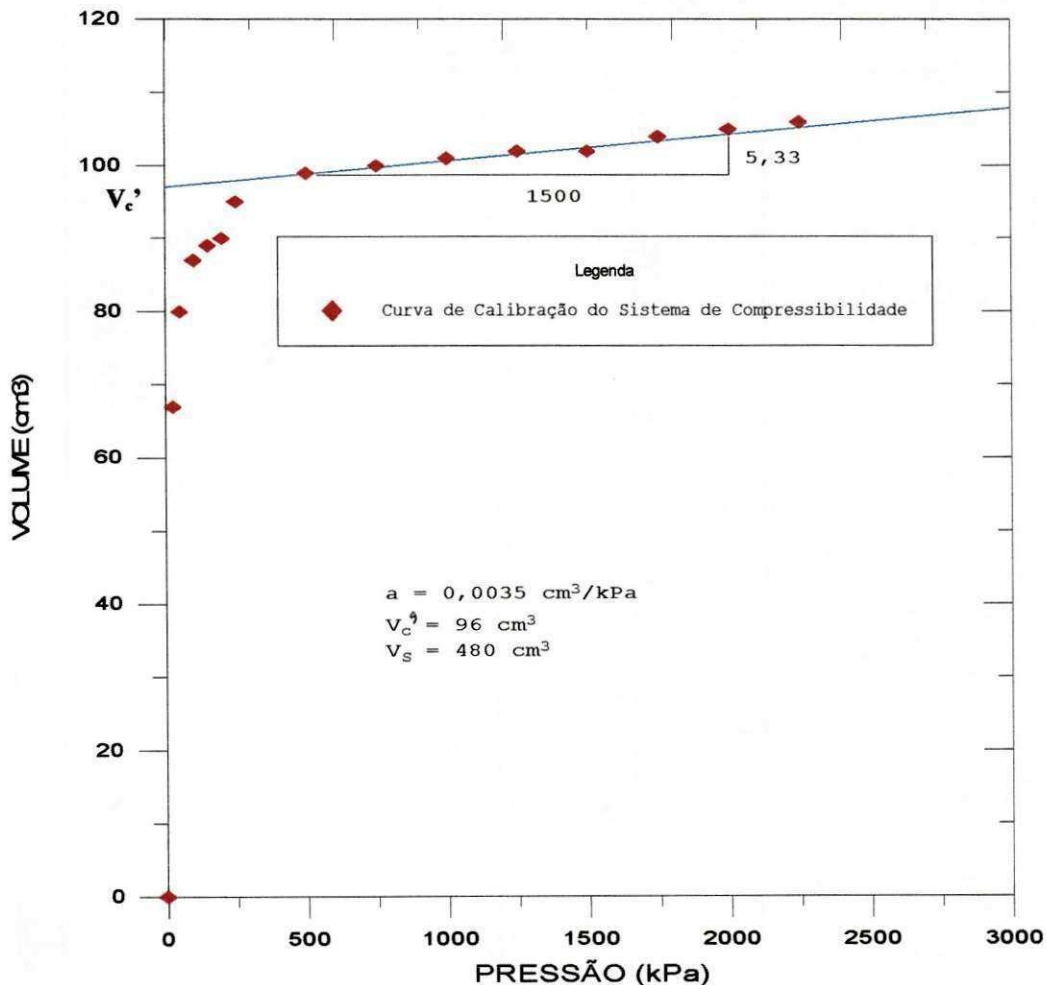


Figura 3.11 - Curva de calibração do sistema de compressibilidade do pressiómetro MÉNARD.

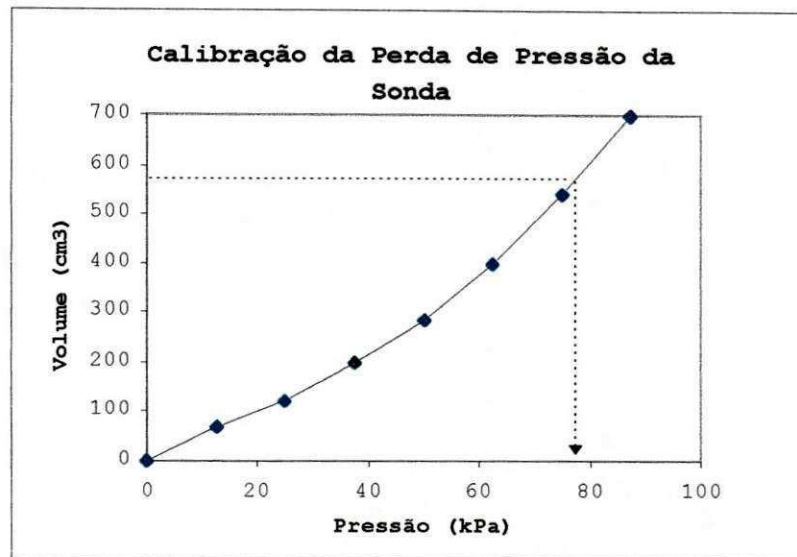


Figura 3.12 - Curva de calibração da perda de pressão, típica da sonda usada na campanha de ensaios.

### 3.3.2.3 - Execução dos Furos

Como o processo de perfuração influi decisivamente na qualidade dos ensaios pressiométricos, todo cuidado foi tomado no sentido de executar o furo da forma mais criteriosa possível. Apesar disso, muitas dificuldades surgiram, devido principalmente à inexperiência da equipe de sondagem contratada para executar os furos e ao próprio tipo de material existente no depósito, conforme será relatado adiante.

No presente trabalho, foram executados três furos, sendo que no primeiro atingiu-se a profundidade de 22,5 m, com a realização de ensaios a cada 2 m. Nos demais furos foi possível atingir 22,5m de profundidade, com avanços e ensaios sucessivos a cada metro. O método de perfuração empregado foi, basicamente, o da simples lavagem com trépano de 2½", onde, simultaneamente, o furo era abastecido com lama bentonítica para evitar o desmoronamento e/ou até mesmo excessivo alívio de tensão nas paredes da cavidade. Nos primeiros 2-3 m de cada furo, foi usado o trado manual padrão, do tipo helicoidal, como instrumento de perfuração para atravessar o



aterro. Em seguida, cada furo foi revestido com tubo metálico até os primeiros 3m para evitar desmoronamento de material impedindo a passagem da sonda, visto que o nível d'água se encontrava muito alto. A partir daí usou-se o processo de simples lavagem com trépano para continuar a perfuração, conforme mostrado na foto da Figura 3.13.



**Figura 3.13 - Processo usado na execução dos furos para realização de ensaios pressiométricos.**

#### **3.3.2.4 - Execução dos Ensaios**

Imediatamente após a perfuração, a sonda era devidamente posicionada na cota desejada (medida em relação ao centro da sonda), eram feitas as devidas anotações iniciais e então era procedido o ensaio propriamente dito.



No Furo 1, os ensaios foram efetuados a cada 2 metros de profundidade, enquanto que nos Furos 2 e 3 optou-se pela realização de ensaios a cada metro. No terceiro furo, eram avançados 2 metros de uma só vez e eram realizados dois ensaios sucessivos. Essa metodologia foi empregada com o objetivo de diminuir o tempo entre a execução de ensaios consecutivos, visto que as Normas permitem o avanço de até três metros para a realização de ensaios em argilas, desde que o tempo entre um ensaio e outro não seja muito grande.

O ensaio consistiu basicamente em injetar água sob a pressão de gás Nitrogênio na sonda pressiométrica e, simultaneamente, fazer as leituras das variações do volume de água injetada a cada 15, 30 e 60 segundos. Para isso, foi necessário fazer inicialmente uma estimativa da pressão limite do solo (BRIAUD, 1992) e determinar o número e o tamanho dos incrementos de pressão a serem aplicados através da unidade de controle. Alguns autores (BAGUELIN et alii, 1978; BRIAUD et alii, 1983; BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995) e as próprias Normas francesa e americana limitam o número de incrementos a um máximo de 14, com a finalidade de evitar um ensaio muito demorado. Neste trabalho, o número de estágios de pressão para cada ensaio variou entre 10 e 12.

A duração média de cada ensaio, sem descarregamento, foi em torno de 40 minutos, incluindo a operação de perfuração. Já no caso do ensaio com carregamento/descarregamento esse tempo aumentou para aproximadamente 50 minutos. Com o ensaio cíclico se espera obter parâmetros elásticos do solo menos submetidos aos efeitos da perfuração, uma vez que esses parâmetros são determinados numa zona do solo teoricamente fora daquela perturbada pelos equipamentos usados na instalação da sonda.

Nos ensaios realizados com o Pressiômetro MÉNARD, uma preocupação adicional deve-se ter no tocante ao controle da pressão diferencial, que deve existir entre as células-guarda e a célula central de medida, pois, devido à diferença de rigidez entre as células central e extremas, a pressão aplicada nas

células-guarda deverá ser inferior à pressão aplicada na célula central, de forma que a pressão aplicada às paredes do furo seja a mesma ao longo de todo o comprimento da sonda e, assim, sua expansão seja a mais cilíndrica possível. Para o tipo de membrana utilizado, essa diferença fica em torno de 100 kPa. Essa diferença de rigidez se dá pelo fato de que, na célula central, além da membrana própria da célula, existe ainda a cobertura de borracha que protege toda a extensão do torpedo.

Em virtude dessa diferença de rigidez entre as membranas que formam a sonda pressiométrica, é necessário, antes da realização de cada ensaio, ajustar a pressão diferencial. Essa pressão deve manter-se constante, e o seu ajuste depende da profundidade do ensaio. Por exemplo, em um ensaio realizado aos 10 metros de profundidade, não é necessário colocar a pressão diferencial, pois a pressão da coluna d'água dentro da tubulação (100 kPa) corresponde aproximadamente ao valor requerido. Já se o ensaio for a uma profundidade inferior a 10 m, deve-se acrescentar ao valor da pressão devida à coluna d'água o complemento para atingir a pressão diferencial necessária. Por outro lado, para ensaios acima dos 10 m de profundidade, o procedimento de ajuste dessa pressão deverá ser invertido, ou seja, a pressão deverá ser aumentada nas células-guarda, para compensar o excesso gerado pela coluna d'água.

### 3.3.3 - Interpretação dos Resultados

As leituras de cada incremento de pressão e de cada volume lidos, feitas aos 15, 30 e 60 segundos, são valores brutos, e, devido a possíveis perdas de pressão e de volume que podem ocorrer nas tubulações, esses valores devem ser devidamente corrigidos, de forma que se tenha apenas os valores líquidos. Além dessas perdas, também são acrescentadas as pressões devidas à coluna d'água entre a posição do ensaio e a tubulação. As correções referentes às perdas de volume são desnecessárias, no presente caso, uma vez que o Manual de Operação do equipamento não considera relevante

este tipo de correção para ensaios realizados a baixas pressões. O coeficiente de compressibilidade do equipamento, para a membrana e bainha usadas, é em torno de  $0,0035\text{cm}^3/\text{kPa}$ , cujo valor é desprezível para correções de ensaios em solos moles, visto que as pressões são baixas enquanto o solo é bastante deformável. A Figura 3.12 dá um exemplo típico da correção feita para compensar as perdas de pressão devidas à rigidez da sonda utilizada durante os ensaios.

De posse dos valores devidamente corrigidos, traça-se a curva pressiométrica corrigida e, a partir dela, determina-se o módulo pressiométrico ( $E_p$ ) e a pressão limite ( $P_L$ ).

### 3.3.3.1 - Módulos Pressiométricos, ( $E_o$ , $G$ e $E_r$ )

O módulo pressiométrico na fase de carregamento,  $E_o$ , foi calculado usando-se a Equação 2.7 (página 27), onde os valores de  $(P_1, V_1)$  e  $(P_2, V_2)$  são determinados de forma bastante subjetiva no trecho aparentemente linear da curva pressiométrica. O módulo de elasticidade transversal,  $G$ , foi calculado fazendo-se uso da Equação 2.4 (página 20). Já o módulo cíclico inicial, ( $E_r$ ), foi calculado através da Equação 2.8 (página 31), adotando-se em todas as Equações anteriores um coeficiente de Poisson igual a 0,5. O valor adotado para  $\nu$  é baseado no fato do depósito de argila se encontrar totalmente submerso, e o ensaio, neste caso, ser considerado como perfeitamente não-drenado.

### 3.3.3.2 - Pressão Limite ( $P_L$ ) e Pressão Limite Efetiva ( $P_L^*$ )

Uma das grandes vantagens do pressiômetro MÉNARD está no fato do mesmo operar com uma sonda, cujas dimensões possibilitam a mesma duplicar o volume inicial do furo, principalmente quando se trabalha com solos de baixa à média resistência.

Neste trabalho, a estimativa da pressão limite,  $P_L$ , foi feita muitas vezes, diretamente na curva pressiométrica corrigida, como sendo aquela pressão correspondente ao dobro do volume inicial do furo (NF P94 110, 1991). Quando não se conseguiu estimar esse parâmetro diretamente na curva pressiométrica, lançou-se mão do método "Log V", uma vez que em todos os ensaios foi atingida a fase denominada plástica do solo. Assim sendo, foram construídos gráficos, nos quais foram usados, em média, 3 pontos correspondentes à fase plástica da curva pressiométrica, onde no eixo das abcissas foram colocadas as pressões e no eixo das ordenadas as correspondentes variações volumétricas ocorridas ao final de 60 segundos em escala logarítmica. Feito isso, pode-se obter no gráfico uma linearidade dos pontos e então a extrapolação da curva até o volume correspondente ao dobro do volume inicial do furo, para a obtenção do valor de  $P_L$ .

A pressão limite efetiva,  $P_L^*$ , foi obtida a partir da estimativa da pressão limite determinada como descrito acima, e da tensão horizontal no repouso  $\sigma_{h0}$  conforme estabelecido no item 3.3.3.4. A pressão  $P_L^*$  é considerada a diferença entre os dois parâmetros, a qual é utilizada em correlações empíricas na avaliação da resistência  $S_u$  e como parâmetro indicativo do tipo de solo.

### 3.3.3.3 - Pressão de Fluência ( $P_f$ ) e Pressão de Fluência Efetiva ( $P_f^*$ )

Como todas as curvas pressiométricas contêm o trecho correspondente à fase plástica do solo, a estimativa da pressão correspondente ao início do escoamento foi possível. Todavia, como o depósito em estudo é de baixa consistência, não foi possível identificar com muita precisão o valor de  $P_f$  diretamente na curva pressiométrica. Para isso, utilizou-se o método sugerido na bibliografia, a exemplo da Norma NF P94-110 (1991) e MÉNARD (1975), o qual consiste em se traçar um gráfico em cuja ordenada são marcadas as variações volumétricas ocorridas

entre as leituras efetuadas aos 60s e 30s, e nas abcissas as pressões aplicadas à sonda, conforme mostrado na Figura 2.15 (página 41).

A pressão de fluência efetiva foi também avaliada de maneira semelhante à estimativa de  $P_L^*$ , embora, neste caso, a parcela de subjetividade seja maior, pelo fato de em muitos gráficos não ter sido possível identificar claramente o ponto que define o início do escoamento plástico do solo.

#### 3.3.3.4 - Tensão Horizontal no Repouso ( $\sigma_{ho}$ )

Uma das principais desvantagens atribuídas ao ensaio em pré-furo (tipo MÉNARD), principalmente em solos moles, consiste na dificuldade em se identificar, na curva pressiométrica corrigida, o exato ponto correspondente à tensão de repouso do solo. Mesmo assim, o pressiômetro ainda é um dos poucos ensaios de campo capaz de estimar a tensão horizontal de solos com relativa confiabilidade.

A perfuração, inevitavelmente, provoca um alívio de tensões no solo, o qual é de difícil determinação.

Neste trabalho, foi utilizado para a avaliação da tensão,  $\sigma_{ho}$ , um método gráfico proposto na literatura (BRANDT, 1978), sujeito a críticas devido à sua subjetividade, mas dotado de uma boa praticidade e que procura, de certa forma, compensar um pouco a perturbação causada quando do processo de perfuração. O método faz uso da curva pressiométrica corrigida, o qual consiste em traçar uma reta tangente à curvatura inicial desta, até encontrar o prolongamento da reta correspondente ao trecho elástico do solo. O ponto de encontro de ambas é convencionalmente como a tensão  $\sigma_{ho}$ . BRIAUD (1992) considera esse como sendo o ponto de máxima curvatura do trecho inicial da curva. Vale ressaltar que, em várias curvas corrigidas, o trecho inicial não se apresentava com uma curvatura adequada para a aplicação do método, devido à

correção da coluna d'água deslocar muito o valor das pressões no início do ensaio. Contudo, essas curvas no estado bruto geralmente se apresentavam bem definidas. Dessa forma, a metodologia adotada pelo autor desta tese consistiu em obter o valor bruto e, em seguida, fazer as devidas correções. Esse sistema pode inclusive ser estendido à obtenção de outros parâmetros, tal como o módulo pressiométrico  $E_o$ , de forma a se poder identificar com certa precisão a região da curva que se quer analisar.

No sub-item 2.5.2.1 são fornecidos mais detalhes sobre o método e na Figura 2.13 (página 34) mostra-se a sua esquematização.

### 3.3.3.5- Coeficiente de Empuxo no Repouso ( $K_o$ )

A determinação do coeficiente de empuxo no repouso está diretamente associada à estimativa da tensão horizontal no repouso do solo. Sendo assim, é de se esperar que a estimativa de um determine o grau de precisão do outro.

No presente trabalho, a estimativa de  $K_o$  foi feita utilizando-se a tensão  $\sigma_{ho}$ , conforme obtida no item anterior, a poro-pressão estática,  $u_o$ , determinada através do conhecimento da posição do nível d'água no solo, e da tensão vertical efetiva,  $\sigma'_{vo}$ , determinada por COUTINHO et alii (1993).

A opção pelo uso de  $\sigma'_{vo}$  a partir do referido trabalho é justificada na medida em que se verificou que o nível d'água médio medido na época da realização dos ensaios pressiométricos, ou seja, 1,65 metros, era aproximadamente o mesmo do medido quando da realização dos ensaios de COUTINHO et alii (1993).



### 3.3.3.6 - Resistência ao Cisalhamento Não-Drenada ( $S_u$ )

A literatura revela pelo menos quatro métodos usados para a obtenção do parâmetro  $S_u$  a partir de ensaios pressiométricos (BRIAUD, 1992). Dentre eles, o método baseado em correlações empíricas com a pressão limite do solo parece ser o mais indicado para ensaios pressiométricos em pré-furo.

O método usado no presente trabalho para a estimativa de  $S_u$  foi o da pressão limite, no qual 4 correlações empíricas foram utilizadas. As correlações foram determinadas a partir de extensivas bases de dados formadas, em sua maioria, em solos europeus, tendo como referência a resistência  $S_u$  de laboratório determinada em ensaios de compressão triaxial UU. A resistência  $S_u$  está relacionada ao módulo de elasticidade cisalhante obtida com o pressiômetro,  $G$ , à tensão horizontal total,  $\sigma_{ho}$ , e à pressão limite através da equação:

$$P_L = \sigma_{ho} + S_u \left[ 1 + \ln \left( \frac{G}{S_u} \right) \right] \quad (3.1)$$

A Equação 3.1 pode ser reescrita da seguinte maneira:

$$S_u = \frac{P_L *}{\beta} \quad (3.2)$$

Conforme se pode ver na Equação 3.1, o parâmetro  $\beta$  depende da relação entre o módulo de cisalhamento,  $G$ , e da resistência  $S_u$ , a qual depende do tipo de solo. BRIAUD (1992) comenta que geralmente a relação  $G/S_u$ , chamada índice de rigidez, varia entre 200 e 600<sup>1</sup>, o que induz a valores de  $\beta$  na faixa de 5,6 a 7,4, conduzindo a um valor médio de 6,5. Baseados nesse fato, vários autores propuseram, a partir de extensivas bases de dados, correlações empíricas, dentre as quais 4 foram utilizadas neste trabalho:

<sup>1</sup> Nas argilas moles brasileiras esses limites podem não ser os mesmos.

1 - BAGUELIN et alii (1978) e BRIAUD et alii (1985c),

$$S_u = 0,67 \cdot P_L^{*0,75} \quad [\text{kPa}]$$

2 - BRIAUD (1992),

$$S_u = P_L^*/6,5 \quad [\text{kPa}]$$

3 - AMAR e JÉZEQUEL (1972),

$$S_u = [P_L^*/10] + 25 \quad [\text{kPa}]$$

4 - POWELL (1990)

$$S_u = P_L^*/7,8 \quad [\text{kPa}]$$

### 3.3.4 - Dificuldades Encontradas Durante a Campanha de Ensaios e Algumas Soluções Sugeridas pelo Autor da Presente Tese

Devido ao fato da técnica pressiométrica ser relativamente nova em ensaios de campo no Brasil e, mais especificamente, na Região Nordeste, era de se esperar que dificuldades surgissem durante a presente campanha de ensaios.

Os problemas surgiram tanto no que se refere à execução dos furos de sondagem, quanto no tocante à operacionalidade do equipamento. No primeiro caso, deve ser ressaltada a inexperiência da equipe de sondagem com o método de perfuração recomendado para o ensaio. Ou seja, o cuidado máximo que se deve ter com a velocidade de injeção da lama e com a verticalização e rotação do trépano, de forma a se evitar o desmoronamento e escavação excessiva das paredes do furo. Para isso, o autor da presente tese teve de reunir a equipe no início e torná-la ciente do fato. Mesmo assim, como o controle dos equipamentos de perfuração não está



diretamente ligado a quem opera o pressiômetro, tornou-se difícil, muitas vezes, uma rigorosa execução dos furos. Até porque esse tipo de sondagem em solo mole, tal qual o encontrado nesta campanha de ensaios, dificulta muito uma perfuração de excelente qualidade.

Outros problemas relacionados à sondagem, como falta de lama bentonítica, quebra de conexões das hastes, quebra do motor-bomba, até mesmo falta d'água para diluir a bentonita, ocorreram na campanha.

No que concerne ao funcionamento do pressiômetro MÉNARD, ressalta-se a importância da sensibilidade do operador relativa à aplicação correta dos estágios de pressão, bem como da precisão com que se faz as leituras. Também surgiram problemas nesse campo, haja vista que algumas vezes o próprio cansaço físico desviava a atenção do operador e a leitura não era tão precisa. O autor da presente tese sugere dois operadores para um dia de ensaios, quando a campanha constar de 50 (cinquenta) ensaios ou mais, além de um anotador. Também erros podem ocorrer na determinação real da posição da sonda, o que poderá levar a uma colocação inadequada da pressão diferencial.

Foram detectados alguns fenômenos quando da operação do pressiômetro MÉNARD, os quais chamaram a atenção do autor da presente tese. Dentre eles, cita-se o surgimento de uma pressão logo após o ajuste da pressão diferencial e posicionamento da sonda no furo, ou seja, antes da aplicação do primeiro estágio de pressão no solo. Aliado a essa "estranha" pressão, também se verificava uma variação às vezes positiva, às vezes negativa, no nível do volumímetro.

Com relação ao surgimento de uma pressão inicial, deve-se ressaltar que os furos foram abastecidos com lama bentonítica. No início do ensaio, sendo a pressão da lama maior que a pressão da coluna d'água, a lama faz pressão contra a sonda e essa pressão é registrada no manômetro, enquanto o nível do volumímetro aumenta.

Quando a pressão da coluna d'água é maior que a pressão exercida pela lama, a sonda pode ser expandida e o nível do volumímetro diminuir.

O que se fez durante os ensaios nos quais surgiu essa pressão inicial foi fazer o devido registro do seu valor e aplicar os incrementos de pressão pré-estabelecidos rigorosamente iguais. Assim, ao término de cada incremento, a pressão lida no manômetro era igual à pressão acumulada mais a pressão registrada inicialmente. Já o volume lido ao término de cada incremento representava o volume real expandido, considerando que nenhuma perda ocorria durante o ensaio. Vale salientar que, quando o volume inicial registrado era negativo, o volume lido no final de qualquer estágio era sempre acrescido do volume inicial, porque, nesse caso, houve inicialmente uma deflação da sonda por algum motivo. Assim, o volume atual expandido é o valor de toda a coluna d'água injetada na sonda. Por outro lado, quando o volume inicial era positivo, havia a indicação de que alguma expansão da sonda tinha havido e o volume lido correspondia ao volume atual injetado sob aquela pressão.

Quanto aos problemas de ordem accidental, deve ser ressaltada a possibilidade de alguma pedrinha ou mesmo concha marinha furar a cobertura de borracha, de haver rompimento da tubulação e desgaste de alguma conexão. Em todo caso, o autor deste trabalho sugere que se tenha sempre de reserva algumas membranas de borracha. Caso ocorra apenas um simples furo na bainha e não se disponha de uma substituta, um borracheiro poderá contornar o problema, desde que o remendo colocado não altere o formato natural da sonda quando totalmente expandida. Também é recomendado manter sempre a tubulação fixa às hastes da sonda, pelo menos até os primeiros 3 m, para diminuir a possibilidade de rompimento, bem como ter sempre uma tubulação reserva para eventual substituição. Deve-se manter as conexões devidamente limpas e lubrificadas, bem como toda a composição metálica da sonda.

A falta de gás é um problema freqüente quando não se dispõe de cilindro reserva ou se a central de reabastecimento é distante. O problema pode se agravar se o solo requer ensaios sob altas pressões, pois, assim, um cilindro de gás é consumido em poucos ensaios. Recomenda-se, de qualquer forma, sempre manter um cilindro reserva abastecido.

No que se refere ao controle da qualidade dos ensaios, o autor da presente tese recomenda que, logo após o término, ou, se possível, no decorrer de um ensaio, seja feito um esboço da curva pressão x volume, de forma a se ter uma idéia "in loco" do comportamento do ensaio face ao processo de perfuração adotado. Dessa maneira, a forma da curva permitirá uma avaliação do método de perfuração empregado e, assim, ter a opção de mudar para outro, caso os resultados não sejam satisfatórios.

## CAPÍTULO 4

### APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

#### 4.1 - Generalidades

No presente capítulo será feita a apresentação e a análise dos resultados dos ensaios, pressiométricos, tendo como base o exposto no capítulo anterior e, em conjunto com o banco de dados disponível do depósito em estudo, serão feitas algumas comparações e serão sugeridas algumas correlações.

#### 4.2 - Considerações Iniciais

A forma predominante em todas as curvas pressiométricas geradas a partir dos ensaios, é a mostrada na Figura 4.1. Também mostra-se na Figura uma curva de calibração da perda de pressão típica das obtidas durante esta campanha. Como se vê na curva pressiométrica, o seu comportamento é típico de curvas fornecidas por ensaios pressiométricos realizados em argilas, haja vista que neste tipo de solo a forma exibida pela curva permite identificar, quase sempre com muita facilidade, as suas três fases distintas anteriormente mencionadas.

Entretanto, alguns ensaios efetuados em furos descalibrados puderam ser observados. Como exemplo, são mostradas as Figuras 4.2 e 4.3, onde são apresentadas curvas pressiométricas características de ensaios executados num furo com diâmetro muito superior ao da sonda e num furo excessivamente perturbado, respectivamente.

Observa-se da Figura 4.2 que alguma resposta pode-se obter a respeito do módulo elástico  $E_0$ , enquanto que os resultados sobre  $P_L$  estão comprometidos. Na Figura 4.3 nenhum destes parâmetros pode ser avaliado.

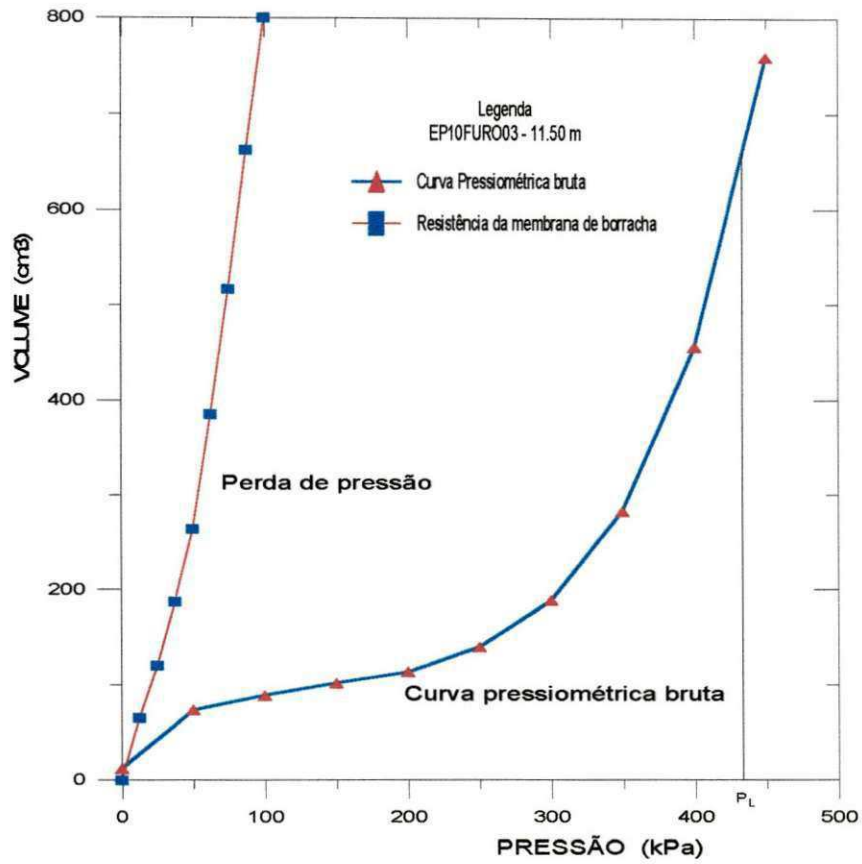


Figura 4.1 - Curvas pressiométrica e de calibração da perda de pressão.

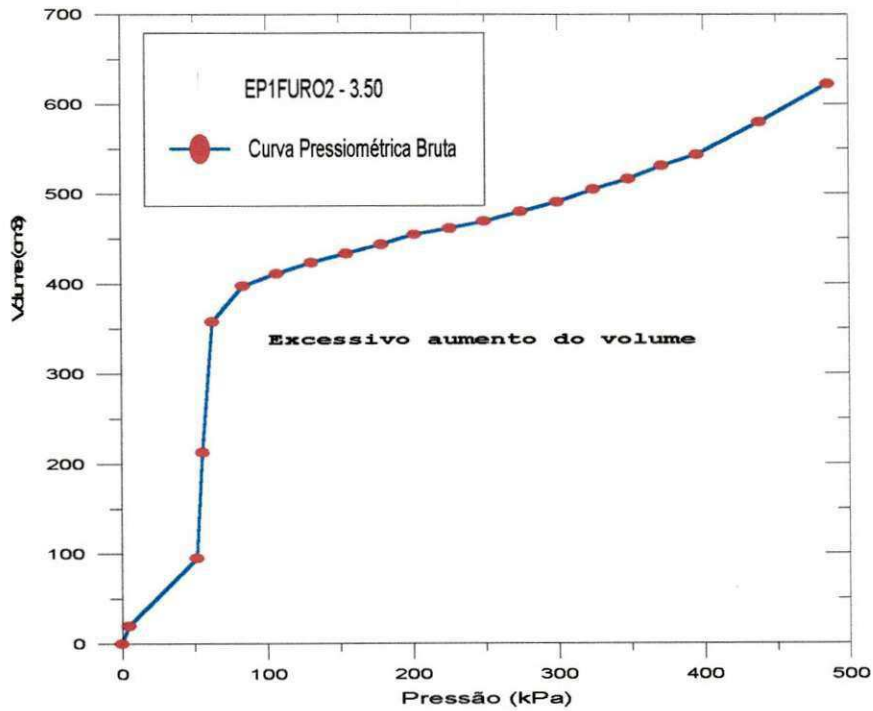
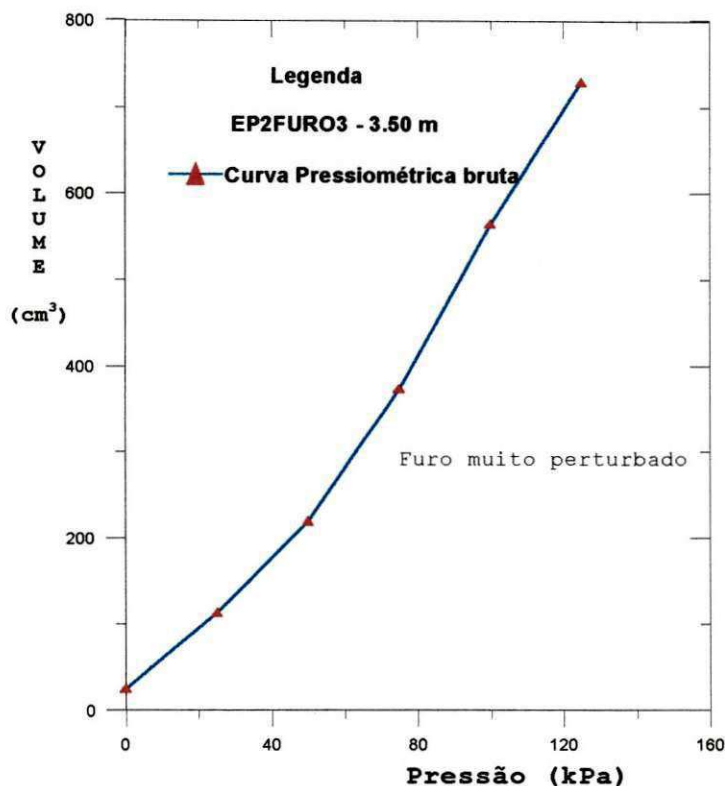


Figura 4.2 - Exemplo de um ensaio efetuado em um furo com diâmetro muito superior ao da sonda.



**Figura 4.3 - Curva pressiométrica gerada por um ensaio efetuado num furo excessivamente perturbado.**

Estes tipos de ocorrências foram poucos nesta campanha, contudo poderão ser evitados desde que seja adotado um rigoroso controle na técnica de perfuração, embora ressalte-se que é humanamente impossível efetuar um furo perfeito em argila mole.

Também foram efetuados ensaios com ciclos de carregamento durante a presente campanha. Ou seja, foi efetuado um ensaio cíclico a cada três ensaios normais.

Nas Figuras 4.4 e 4.5 mostram-se curvas típicas de ensaios efetuados com ciclos de descarga/recarga. Nota-se na Figura 4.4 que o descarregamento foi executado corretamente, ou seja, no trecho pseudo-elástico da curva, o que não se vê na Figura 4.5, onde o ciclo foi mal posicionado.

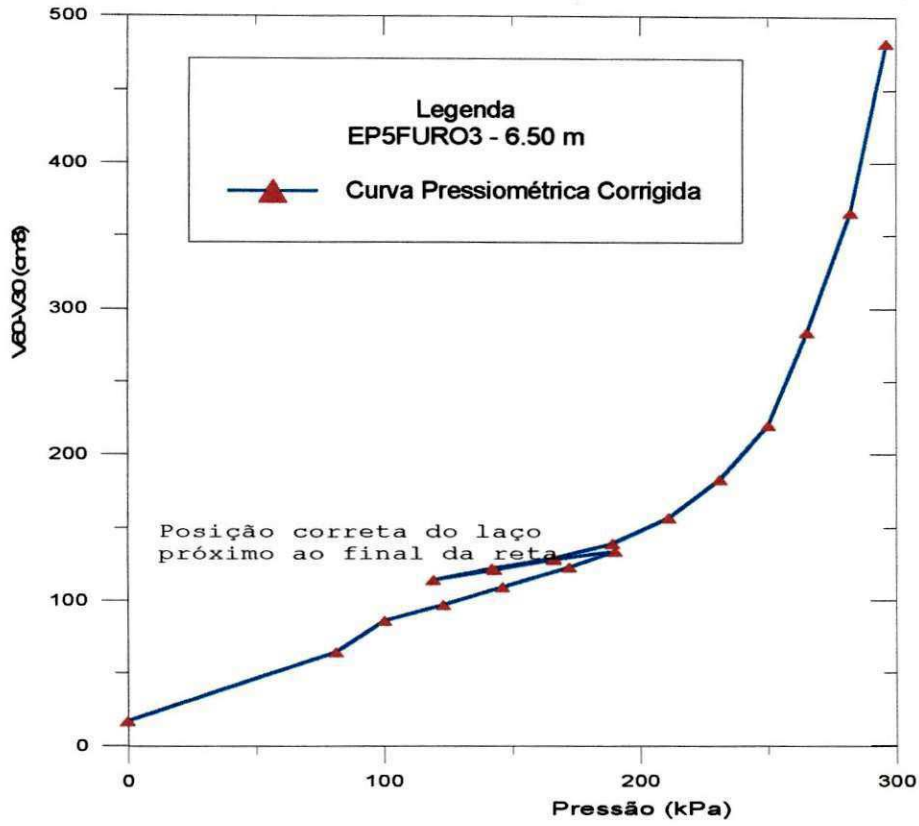


Figura 4.4 - Exemplo de um ensaio com laço de descarregamento bem posicionado.

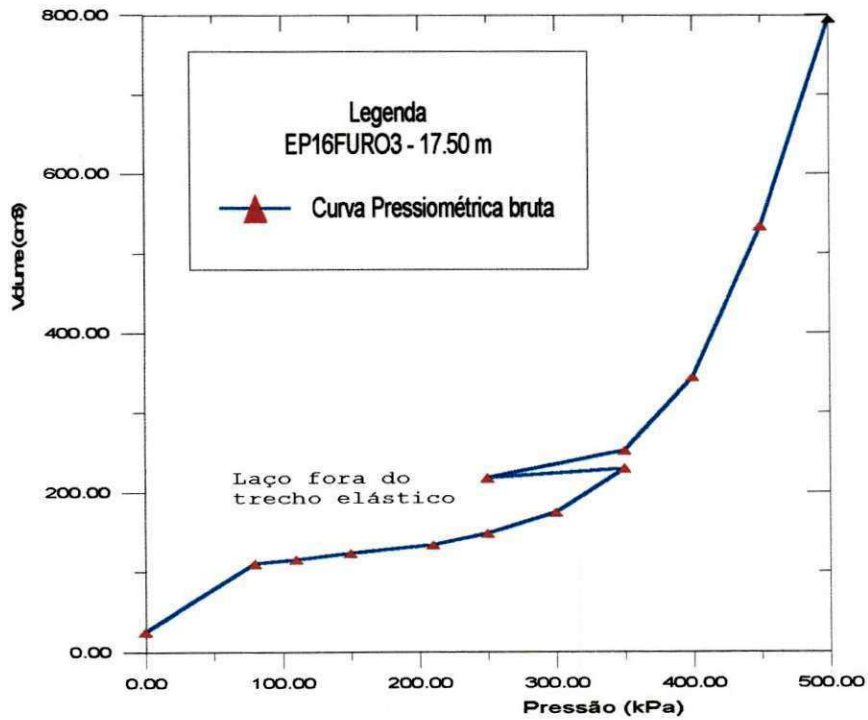


Figura 4.5 - Curva pressiométrica com laço de descarregamento mal posicionado.

A checagem do mal posicionamento pode ser feita inclusive através da forma do laço, o qual exhibe a forma aberta, caracterizando grandes deformações por fluência, muito comum na fase plástica. O autor do presente trabalho sugere, nesse caso, que sejam feitos ensaios experimentais visando obter o instante mais adequado para efetuar o ciclo de carregamento durante um ensaio.

Referindo-se à qualidade dos ensaios fornecidos pelo pressiômetro, BRIAUD (1992) comenta que o seu julgamento poderá ser efetuado tomando como critério a relação  $E_0/P_L^*$ . Conforme já relatado, como o módulo é bastante sensível às perturbações causadas pelo processo de perfuração, valores de  $E_0/P_L^*$  muito inferiores àqueles existentes na literatura (MÉNARD, 1975; BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995) poderão indicar excessiva perturbação da zona ensaiada do solo. Baseado nisso e nos valores das relações entre o módulo e a pressão limite obtidas, o autor do presente trabalho conclui que os ensaios executados nesta campanha, em sua maioria, decorreram dentro dos limites toleráveis de perturbação. A Figura 4.29 mostra que, embora haja uma dispersão relativamente pronunciada, todos os valores se enquadram nos limites mencionados por BRIAUD (1992), veja item 2.5.1.1. Por exemplo, valores de  $E_0/P_L^*$  superiores a 12 podem indicar argilas.

Todavia, chama-se a atenção para o fato de ter sido usado um valor para o coeficiente de Poisson superior ao recomendado por MÉNARD, porém adequado para o tipo de solo e para a condição de drenagem presumida, e que os resultados relativos à repetibilidade dos valores dos módulos  $E_0$ ,  $E_r$  e  $G$  não foram muito satisfatórios.

A Figura 4.6 apresenta uma curva de calibração típica usada para descontar a resistência da membrana em uma das etapas da campanha de ensaios. Nota-se que a sonda utilizada possui uma resistência limite próxima de 80 kPa, cuja perda de pressão para expansão da membrana e cobertura é adequadamente compensada quando da interpretação de cada ensaio. É evidente que, com o desgaste natural da borracha, a resistência do conjunto diminui com o tempo, e, assim, após um grande número de ensaios, as pressões



necessárias para expandir a sonda tendem a diminuir de valor. Dessa maneira, são recomendadas calibrações periódicas para que seja monitorada essa diminuição de rigidez.

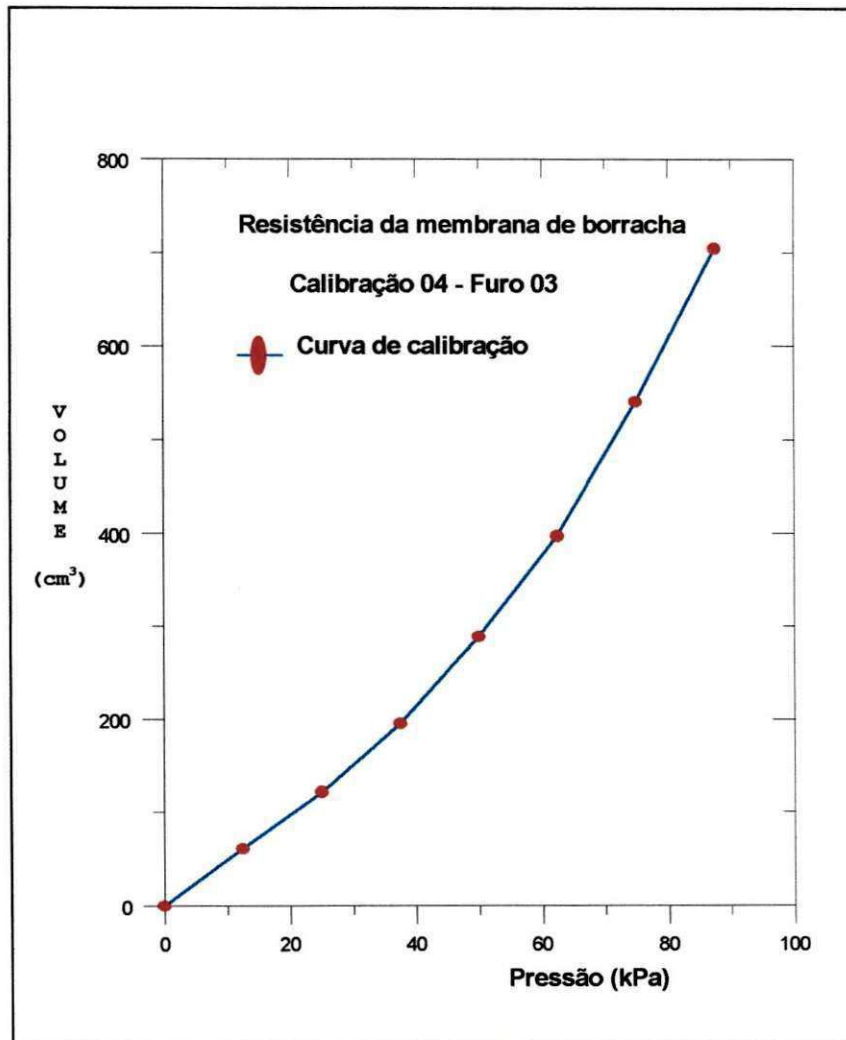


Figura 4.6 - Curva de calibração típica para descontar a rigidez da membrana de borracha.

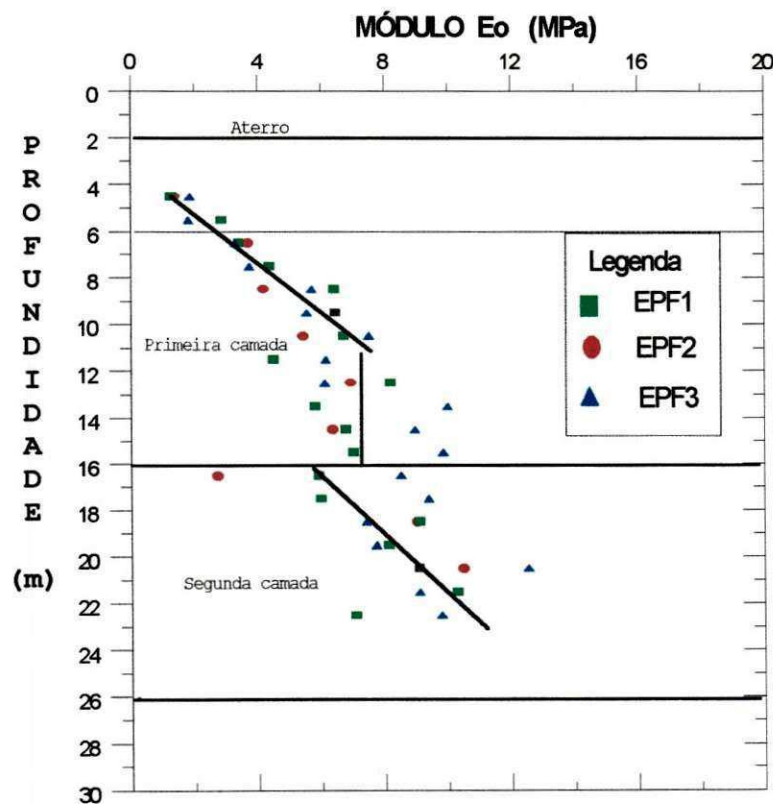
### 4.3 - Parâmetros Pressiométricos

Nas Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 mostram-se os resultados obtidos com relação ao módulo pressiométrico na fase de carregamento inicial  $E_0$ , o módulo de elasticidade transversal ou módulo de cisalhamento  $G$ , e o módulo de elasticidade cíclico inicial  $E_r$ , respectivamente. Na Figura 4.10 são apresentados graficamente

valores médios dos parâmetros  $E_0$  e  $G$  em função da profundidade, e através de ajustes são sugeridas algumas correlações estatísticas.

**4.3.1 - Módulo Pressiométrico Inicial  $E_0$ .**

O perfil obtido para o módulo elástico pressiométrico do solo no trecho linear da curva de carregamento pressiométrica corrigida versus a profundidade, num intervalo que vai dos 4,5 aos 22,5 m, está representado na Figura 4.7. Também são apresentados os valores de  $E_0$  obtidos em todos os furos na Tabela 4.22.



**Figura 4.7 - Perfil do módulo pressiométrico  $E_0$  versus a profundidade.**

BRANDT (1978) verificou comportamento semelhante nas argilas siltosas da praça da República (SP), e atribuiu esse comportamento aleatório do módulo  $E_0$  à incerteza com relação à condição de drenagem relativa ao ensaio. Para ele, o coeficiente

de permeabilidade do solo e o tempo de aplicação de cada estágio poderão alterar a dissipação da poropressão gerada e, assim, produzir parâmetros pressiométricos drenados, não-drenados e parcialmente drenados. ANDERSON e PYRAH (1989) confirmam os efeitos da fluência em ensaios de tensão controlada. O autor da presente tese concorda, em parte, com as justificativas e sugere que sejam feitos sempre ensaios com laços de carregamento, na tentativa de eliminar ou pelo menos amenizar os efeitos de instalação da sonda.

Os valores do módulo  $E_0$  para a primeira região do depósito mostrada no perfil tendem a variar linearmente de 3 MPa, no topo da camada (aos 6 m) a 8 MPa aos 11 m aproximadamente, apresentando neste trecho uma boa repetibilidade. Dos 11 m aos 16 m os valores tendem a ficar constantes, em torno de 8 MPa, embora a repetibilidade dos valores não seja satisfatória. Aos 16m os valores sofrem uma queda, característica da camada de transição existente, conforme já observado por COUTINHO et alii (1993) e BEZERRA (1996). Nesta profundidade inicia-se uma nova tendência de aumento linear dos valores do módulo, variando de 5,5 MPa (aos 16 m) a 11 MPa, aos 22,5 m aproximadamente. Os valores mostrados parecem um pouco elevados se comparados com valores previstos para este tipo de solo.

Uma tentativa de identificação do solo pode ser feita com base em faixas de valores de  $E_0$  proposta por BRIAUD (1992) ou pelo próprio MÉNARD (1975). Dessa forma, ter-se-ia no trecho de 6 m a 12 m, segundo a classificação de BRIAUD (ver Tabela 2.5, página 47), predominância de argilas de consistência média a levemente rija, enquanto que, pela classificação de MÉNARD (Tabela 2.4, página 46), seria argila média. No segundo e no terceiro trechos do perfil, ou seja, dos 11 m aos 16 m e dos 16-17 m até 22,5 m ambos os critérios convergem para argila de consistência rija.

A tentativa de identificação do tipo de solo feita neste trabalho, com base nos valores do módulo  $E_0$ , parece não ser muito promissora, pois difere consideravelmente da identificação feita

por COUTINHO et alii (1993) usando parâmetros de compressibilidade obtidos através de ensaios laboratoriais, mas tende a concordar se o critério comparativo for  $S_u$ .

Todavia, o critério de classificação baseado no módulo  $E_0$  se aproxima da classificação sugerida por COUTINHO et alii (1993) e por BEZERRA (1996) a partir dos resultados de ensaios de Piezocone. Mesmo assim, os valores do módulo parecem bastante elevados em relação aos valores comuns citados na literatura para este tipo de solo, sugerindo uma checagem mais rigorosa através do pressiômetro auto-perfurante.

No banco de dados existente relativo ao campo experimental de Recife, até o instante em que se analisou os dados da presente campanha não se dispôs de elementos suficientes para comparação do módulo pressiométrico com os resultados de outros ensaios de campo ou de laboratório, haja vista ser essa a primeira experiência com o pressiômetro no depósito. Sugere-se a retomada desta análise quando se dispuser de ensaios com pressiômetro auto-perfurante ou outro tipo de ensaio, neste solo, de forma a se verificar a consistência dos resultados.

Conclui-se, com base nos resultados obtidos para o módulo  $E_0$ , que o depósito em estudo se constitui de uma argila de consistência média a rija, com tendência para argila média no primeiro trecho (6 m a 12 m), e argila de média a rija, na segunda e na terceira regiões do depósito (11-12 m a 22,5 m) sugeridas neste trabalho. Numa outra análise, uma correlação estatística sugere que o módulo  $E_0$  tende a variar exponencialmente com a profundidade, o que será visto posteriormente.

É interessante salientar que os resultados obtidos nessa campanha de ensaios, no tocante ao módulo pressiométrico, parecem exigir um universo maior de dados e de técnicas de perfuração mais aprimoradas com vistas a eliminar a parcela de julgamento pessoal implementada quando da análise da dispersão.

4.3.2 - Módulo Cisalhante Pressiométrico G

Na Figura 4.8 mostra-se a variação do módulo de cisalhamento G, ou módulo de elasticidade transversal do solo, com a profundidade, para o depósito em estudo. O módulo G é determinado no trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica corrigida, a partir da Equação 2.4 (página 20).

Observa-se que os resultados apresentam uma repetibilidade semelhante à obtida com o módulo pressiométrico  $E_0$ . A partir dos 10,5-11 m de profundidade até os 22,5 m, é registrada uma inegável dispersão nos valores de G, o que parece aumentar a partir dos 10,5 m de profundidade.

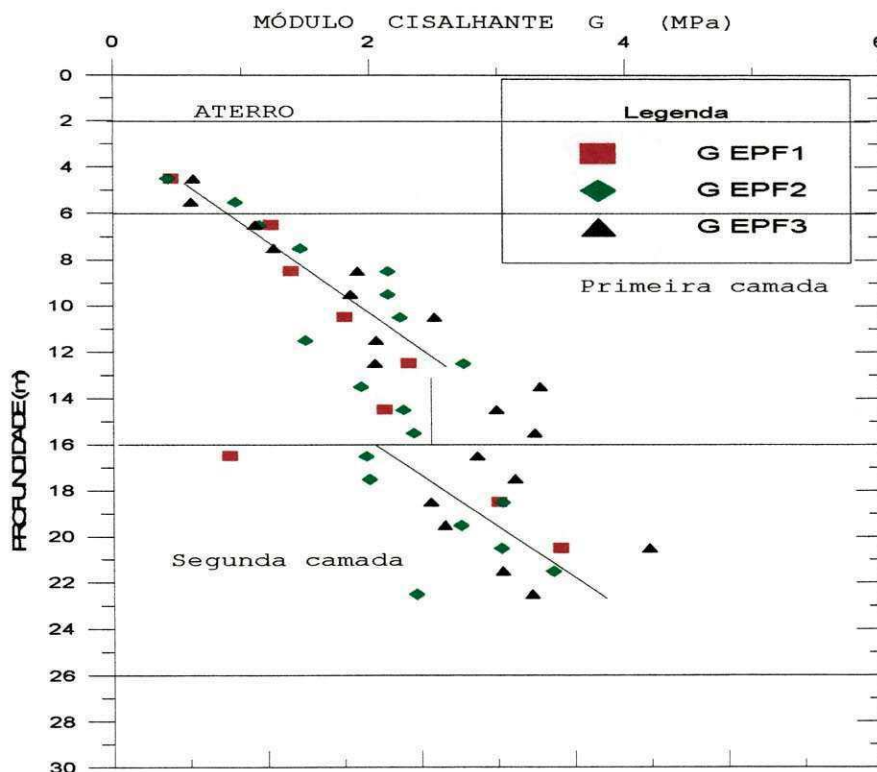


Figura 4.8 - Variação do módulo pressiométrico de cisalhamento G com a profundidade.

Da Figura 4.8, observa-se que os valores de G tendem a aumentar com a profundidade, embora exista a tendência dos valores



se manterem constantes entre 12 m e 16 m e uma rápida queda dos valores na transição de 16 m para 18 m, cuja justificativa é similar à dada com relação ao módulo  $E_0$ .

Os valores do módulo de cisalhamento obtidos situam-se numa faixa de valores aumentando linearmente entre 1,0 MPa e 2,5 MPa no primeiro trecho (dos 6 m aos 11-12 m), mantém-se constante entre 12 m e 16 m, em torno de 2,5 MPa, e sofre uma ligeira queda aos 16-18 m, iniciando o terceiro trecho do perfil, aos 16 m, com 2 MPa até atingir o valor de aproximadamente 3,5 MPa aos 22,5 metros de profundidade.

O comportamento do perfil de  $G$  apresentado não difere do comportamento do perfil mostrado para o módulo  $E_0$  pelas razões já expostas. Quanto aos valores de  $G$  obtidos, ressalta-se a necessidade de ampliação de experiência com o pressiômetro no depósito, através da utilização do pressiômetro auto-perfurante, de forma a verificar a consistência dos dados obtidos com o pressiômetro Ménard.

#### 4.3.3 - Módulo Pressiométrico Cíclico ( $E_r$ )

Conforme já comentado, o processo de perfuração altera o estado de tensões nas proximidades das paredes do furo, visto que, além do descarregamento natural do solo quando da retirada do material, também há o amolgamento inevitável provocado pelo instrumento de perfuração. Em função disso, o módulo elástico determinado no trecho de carregamento inicial absorve todos estes efeitos, já que sua região de influência se situa nas proximidades das paredes do furo.

A opção feita pela determinação do módulo no laço de carregamento,  $E_r$ , tem efetivamente o objetivo de eliminar, ou, pelo menos, amenizar os efeitos de perfuração já citados. A bibliografia revela que o módulo elástico assim determinado muito se aproxima do módulo elástico obtido com o pressiômetro auto-

perfurante (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995), cujo aparelho é reconhecidamente o que menos altera o estado de tensões natural do solo.

Na Figura 4.9 apresenta-se o perfil do módulo pressiométrico cíclico inicial  $E_r$  versus a profundidade para o depósito argiloso em estudo.

Conforme se pode notar na Figura, a repetibilidade dos resultados não é satisfatória e a representatividade da base de dados é pouca. Porém, o comportamento do perfil apresenta semelhanças com o já verificado no comportamento dos outros módulos. Dessa forma, é possível depreender uma tendência de aumento nos valores de  $E_r$  com a profundidade. O perfil apresentado sugere que os valores do módulo cíclico estão entre 10 e 18 MPa na região que se situa entre 6 m e 12 m. A partir dos 12,5 m até os 16 m parece haver uma ligeira queda nos valores de  $E_r$ , embora não se tenham obtidos pontos nessa região. A partir dos 16 m os valores reiniciam uma nova tendência de aumento linear, indo até os 25 kPa aos 20,5 m de profundidade.

Dificuldades encontradas na avaliação do instante exato e na posição correta de realizar o ciclo de descarga/recarga durante os ensaios podem justificar alguns resultados discrepantes de curvas com laços mal formados, a exemplo do que foi mostrado na Figura 4.5. Laços abertos como aquele podem ser devido a excessos de poro-pressão gerados durante o carregamento e não dissipados antes do início do ciclo, ou devido a deformações de fluência ocorridas durante a expansão da membrana (HUGHES, 1982), conforme citado por BOSCH (1996) e observado por ANDERSON e PYRAH (1989).

No caso de ensaios efetuados num solo argiloso totalmente saturado e de alta plasticidade, como os da presente campanha, é possível que o efeito da fluência, associado ao mal posicionamento já mencionado, tenha sido responsável pela má definição dos laços.

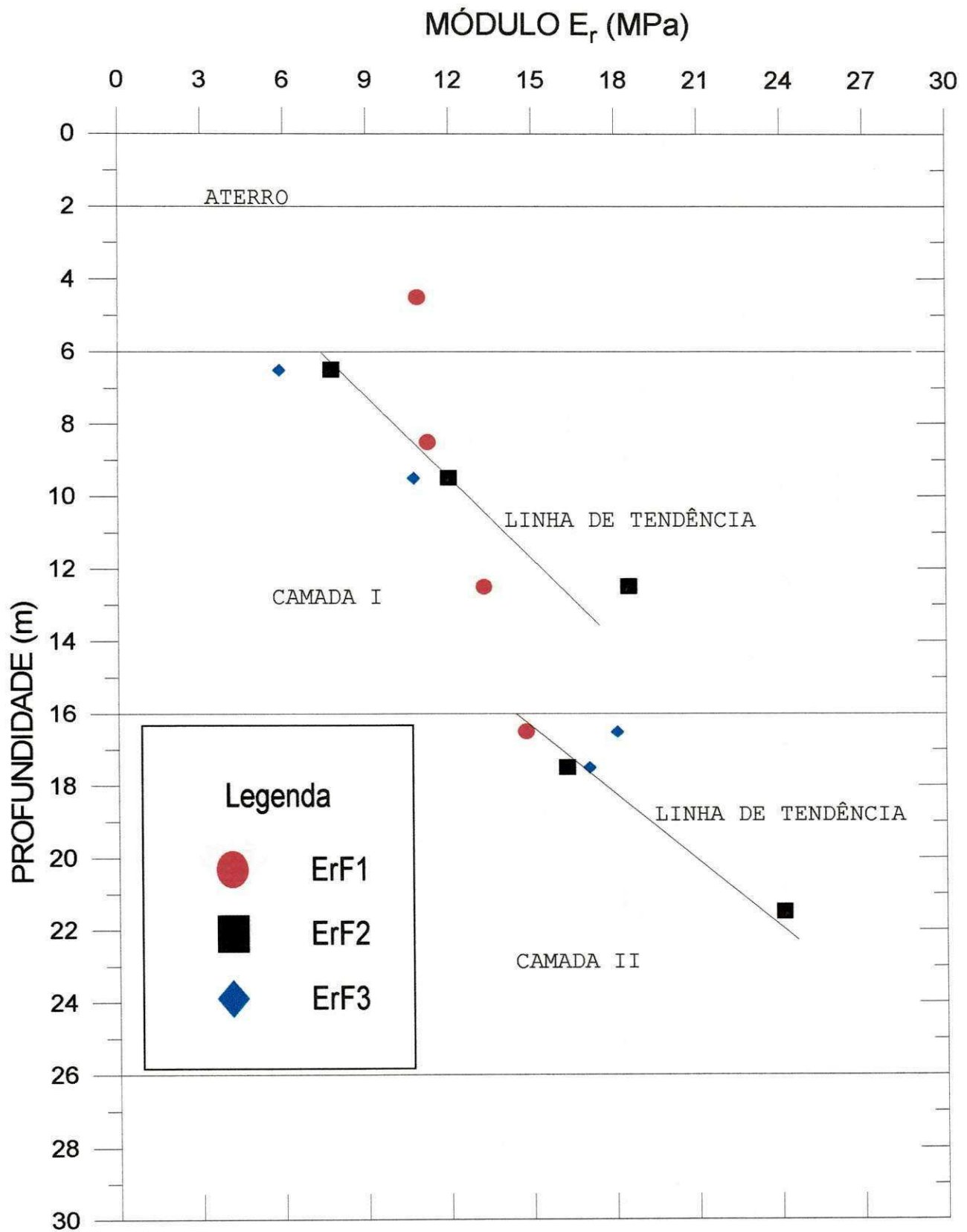


Figura 4.9 - Perfil do módulo pressiométrico cíclico inicial  $E_r$  em função da profundidade.



Comparando-se os valores apresentados na Figura 4.9 com os da Figura 4.7, verifica-se que o módulo  $E_r$  está em torno de duas vezes os valores do módulo pressiométrico  $E_0$ , conforme se pode observar na Tabela 4.1. Estes valores estão coerentes com os limites sugeridos por BRIAUD (1992), para o qual  $E_r$  deve ficar entre 1,5 e 5 vezes  $E_0$  quando se trata de argilas. A proposta, contudo, é digna de críticas, visto que ela engloba todo o tipo de argilas e não se sabe ao certo se essa relação varia com a consistência da argila. Como os valores aqui apresentados estão próximos do limite inferior, há indicações de que as argilas possuidoras de baixa consistência tendem a apresentar valores de  $E_r/E_0$  menores.

Tabela 4.1 - Valores de  $E_r/E_0$  obtidos para o depósito argiloso investigado.

FURO 01			FURO 02			FURO 03			$E_r/E_0$	
Prof.	$E_0$	$E_r$	$E_r/E_0$	$E_0$	$E_r$	$E_r/E_0$	$E_0$	$E_r$	$E_r/E_0$	$E_r/E_0$
(m)	(kPa)	(kPa)		(kPa)	(kPa)		(kPa)	(kPa)		Méd.
4,5	1380	10890	7,89							7,89
6,5				3426	7752	2,26	3319	6433	1,94	2,10
8,5	4180	11250	2,69							2,69
9,5				6442	11990	1,86	5552	10731	1,93	1,89
12,5	6939	13279	1,91	8212	18517	2,25	6125	10949	1,79	1,98
16,5	2728	14779	5,41				8528	18081	2,12	3,77
17,5				6007	16247	2,70	9406	17072	1,82	2,26
21,5				10304	24110	2,34				2,34

Na Figura 4.10 foram plotados os valores médios de  $E_0$  e  $G$  a cada profundidade, considerando os três furos efetuados. Como se pode notar, esses valores tendem a aumentar exponencialmente com a profundidade. Observa-se que os valores médios de  $E_0$  situam-se numa faixa variando entre 1,8 MPa e 9 MPa aproximadamente. Um ajuste exponencial foi feito e a equação matemática obtida permite fazer a estimativa de  $E_0$  para o depósito, em função da profundidade, cuja

equação, com 17 graus de liberdade, possui um coeficiente de determinação  $R^2$  igual a 0,87 num nível altamente significativo (FS = 0,0001):

$$E_0 = 4,72 * \ln (Z) - 5,27 \quad [\text{MPa}] \quad (4.1)$$

Na Figura 4.10 outro ajuste foi feito usando-se os valores médios de G obtidos em função da profundidade. Observa-se uma tendência de aumento nos valores, embora suave, ao longo do perfil do depósito. Nota-se que os valores médios de G situam-se numa faixa variando entre 0,5 MPa e 3 MPa, aproximadamente. Uma correlação estatística do tipo logarítmica foi sugerida, e os resultados são expressos pela Equação abaixo:

$$G = 1,55 \ln(Z) - 1,75 \quad [\text{MPa}] \quad (4.2)$$

com coeficiente  $R^2$  igual a 0,87, 17 graus de liberdade e um nível de significância (FS) da ordem de 0,0001, portanto uma correlação altamente significativa.

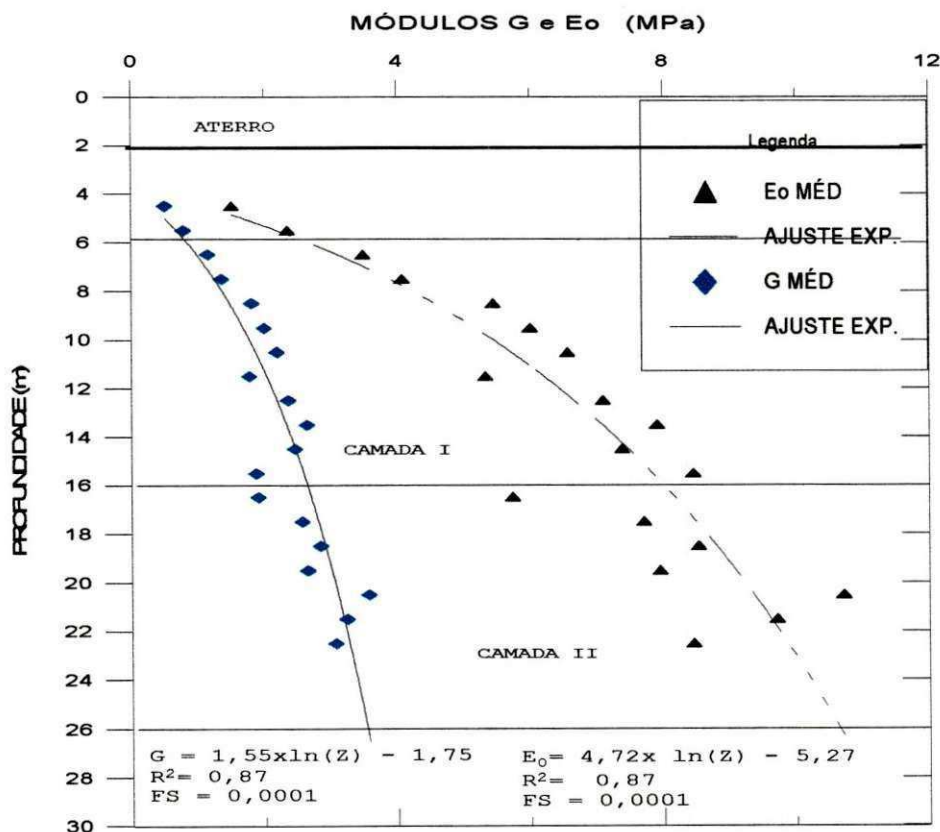


Figura 4.10 - Ajuste dos valores médios dos módulos pressiométricos G e E<sub>0</sub> em função da profundidade.

Conclui-se, portanto, que, embora os valores de  $E_0$ ,  $G$  e  $E_r$  se mostrem bastante dispersos e elevados, parece haver alguma coerência entre as relações  $E_r/E_0$  aqui obtidas e aquelas citadas na literatura para o tipo de solo estudado. Porém, deve-se ressaltar que a literatura tem se referido a experiências internacionais, basicamente, necessitando, neste caso, de valores de referência em solos brasileiros para uma melhor comparação. Os valores médios dos módulos quando plotados em função da profundidade apresentam semelhanças bastante nítidas de comportamento quanto à variação ao longo do perfil, particularmente  $E_0$  e  $G$ , dos quais ótimas correlações estatísticas foram obtidas.

Com relação às correlações obtidas, deve-se ter o devido cuidado na sua utilização para fins práticos, visto que essa é a primeira experiência com o equipamento no local, o que sugere uma maior base de dados, de forma a tornar esses resultados mais confiáveis.

#### 4.3.4 - Pressão Limite do solo $P_L$

Na Figura 4.11 mostram-se os resultados do parâmetro pressão limite do solo contra a profundidade. Nesta Figura, observa-se uma repetibilidade muito boa em todo o depósito ensaiado. Este parâmetro, conforme antes mencionado, relaciona-se com a resistência à ruptura do solo. Obviamente, a pressão limite depende do limite de expansibilidade relativa da sonda pressiométrica utilizada.

A pressão limite total  $P_L$  foi determinada, na grande maioria dos ensaios aqui analisados, diretamente na curva pressiométrica, visto que em quase todos os ensaios foi possível a duplicação do volume inicial do furo. Quando não se conseguiu obtê-la diretamente na curva pressiométrica corrigida, possivelmente devido a um diâmetro inicial do furo com valor acima do ideal, foi usado o método do Log V (ou  $1/V$ ), que é um método extrapolativo, recomendado pelas Normas e já descrito em capítulos anteriores.

A pressão limite é um parâmetro, conforme já dito, de menor sensibilidade às perturbações causadas em decorrência da perfuração, porém bastante sensível à geometria da sonda, conforme será comentado adiante. Isto é suficiente para explicar a repetibilidade alcançada quando da obtenção dos resultados, haja vista que ela depende apenas da capacidade de expansão da sonda e do limite de deformação do solo. Como o depósito possui as camadas consideravelmente homogêneas, era de se esperar resultados satisfatórios com este parâmetro. É oportuno ressaltar nesse instante a transferência da repetibilidade da pressão limite total para a pressão limite efetiva, face ao que mostra a Figura 4.12, onde a pressão limite efetiva é obtida a partir dos resultados da pressão limite total.

Na Figura 4.11 observa-se uma tendência de aumento da pressão limite com a profundidade em todo o perfil, muito embora tenham ocorrido algumas descontinuidades aparentes, uma aos 10,5-11 m e a outra aos 16 m aproximadamente. Essa constatação é verificada também no perfil mostrado na Figura 4.12.

O perfil da pressão limite total do depósito de argila em análise parece exibir três regiões de comportamentos distintos. A primeira região, situada entre os 6,0 m e 10,5 m, possui valores de  $P_L$  crescendo de 300 kPa para 480 kPa, sofrendo um ligeiro decréscimo no final; a segunda região, entre 11 e 16 m, exibe valores de  $P_L$  crescendo de 450 para 590 kPa, e a terceira região, situada entre os 16 e 22,5 m, com valores variando linearmente entre 570 kPa e 780 kPa.

É importante ressaltar, com vistas a qualquer análise comparativa futura desse parâmetro pressiométrico, a influência da geometria da sonda utilizada, pois que, conforme observado por YU et alii (1996) e já citado por outros autores, esse parâmetro tende a aumentar com a diminuição da relação comprimento/diâmetro da sonda. Isto sugere que os valores da pressão limite obtidos por meio de sondas de pré-furo, as quais possuem uma relação L/D em

torno de 7,5 (pressiômetro MÉNARD) devam ser inferiores aos valores obtidos com sondas auto-perfurantes, as quais possuem essa relação igual a seis. Já o pressiômetro de inserção direta, cuja razão comprimento/diâmetro é dez, deverá fornecer valores de  $P_L$  bem inferiores aos seus antecessores. Com isso se conclui que os valores da pressão limite obtidos por qualquer dos pressiômetros que possuam a mesma razão  $L/D$  devam apresentar resultados muito próximos. Sugere-se a retomada dessa discussão quando se dispuser de nova campanha de ensaios pressiométricos no local com outro pressiômetro.

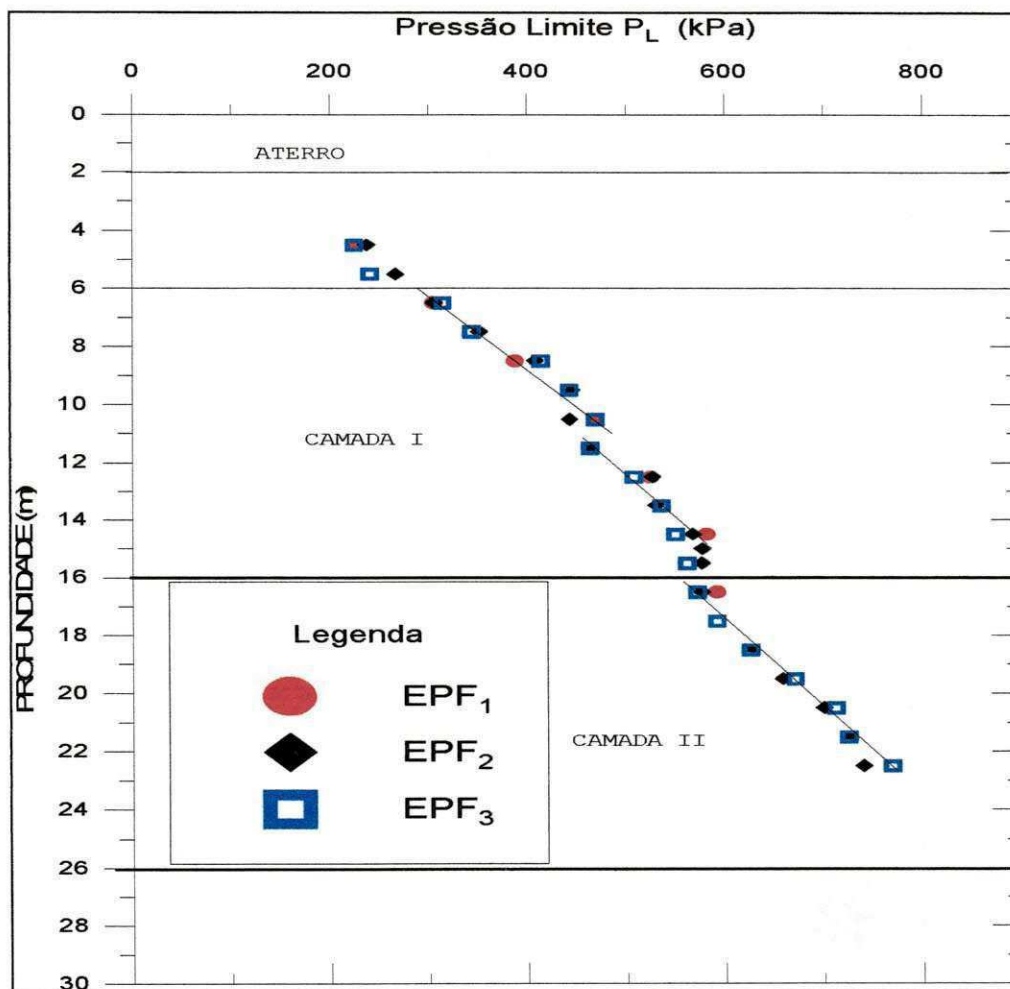


Figura 4.11 - Pressão limite pressiométrica em função da profundidade.

MÉNARD (1975) e BRIAUD (1992), conforme mostrado nas Tabelas 2.4 e 2.5, respectivamente, entre outros, sugerem também que a identificação do tipo de solo pode ser feita em função dos valores



obtidos para a pressão limite. Baseado nos limites sugeridos por MÉNARD, todo o depósito de argila em estudo pode ser classificado como de consistência média.

Com relação aos valores de  $P_L^*$  sugeridos por BRIAUD (1992), o depósito é classificado como composto de argila média entre os 6 m e 16 metros, já que nesta região os valores da pressão limite efetiva se situam numa faixa variando entre 200 e 400 kPa, aproximadamente. Dos 16 m aos 19 m os valores situam-se entre 310 kPa e 400 kPa, daí até os 22,5 metros os valores de  $P_L^*$  são superiores a 400 kPa e já tenderia para argilas de consistência rija, conforme mostrado na Figura 4.12.

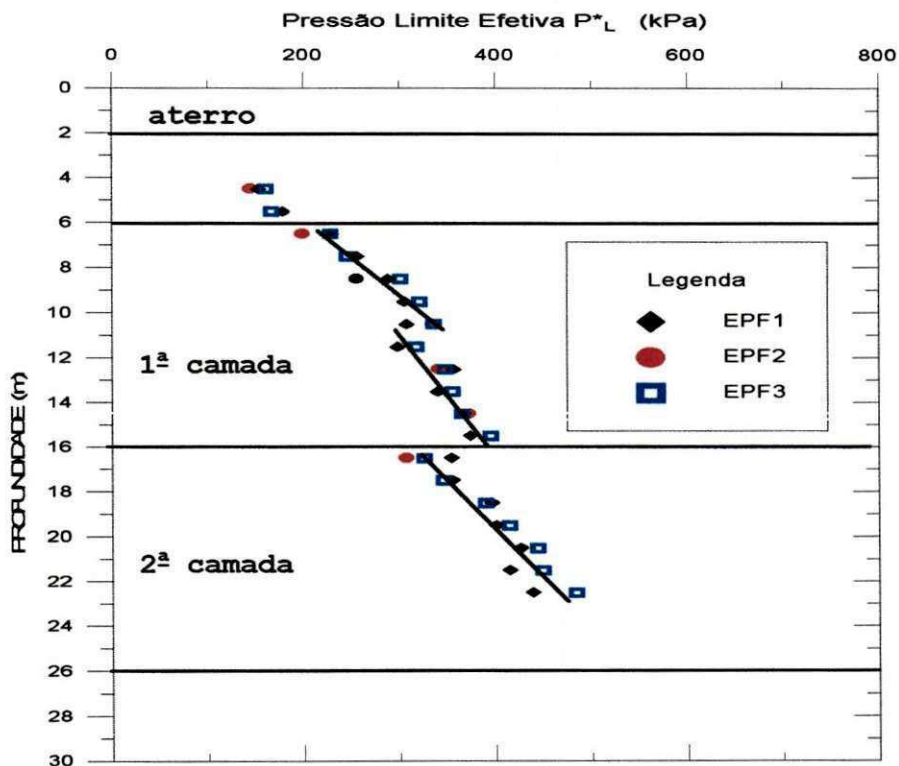


Figura 4.12 - Pressão limite efetiva em versus a profundidade.

Portanto, os valores de  $P_L$  e de  $P_L^*$  obtidos parecem bastante coerentes, inclusive no tocante à sensibilidade demonstrada pelo equipamento quanto às faixas de transição existentes no interior da primeira camada e entre a primeira e segunda camadas do depósito. Sugere-se a continuidade da discussão quando se dispuser de resultados do equipamento auto-perfurante neste local.

4.3.5 - Avaliação de  $\sigma_{ho}$

Na Figura 4.13 e na Tabela II.1 (Apêndice II) são apresentados os valores da tensão horizontal total no repouso contra a profundidade. A tensão horizontal foi estimada no trecho de recompressão da curva pressiométrica corrigida, utilizando o método gráfico descrito no item 2.5.2.1.

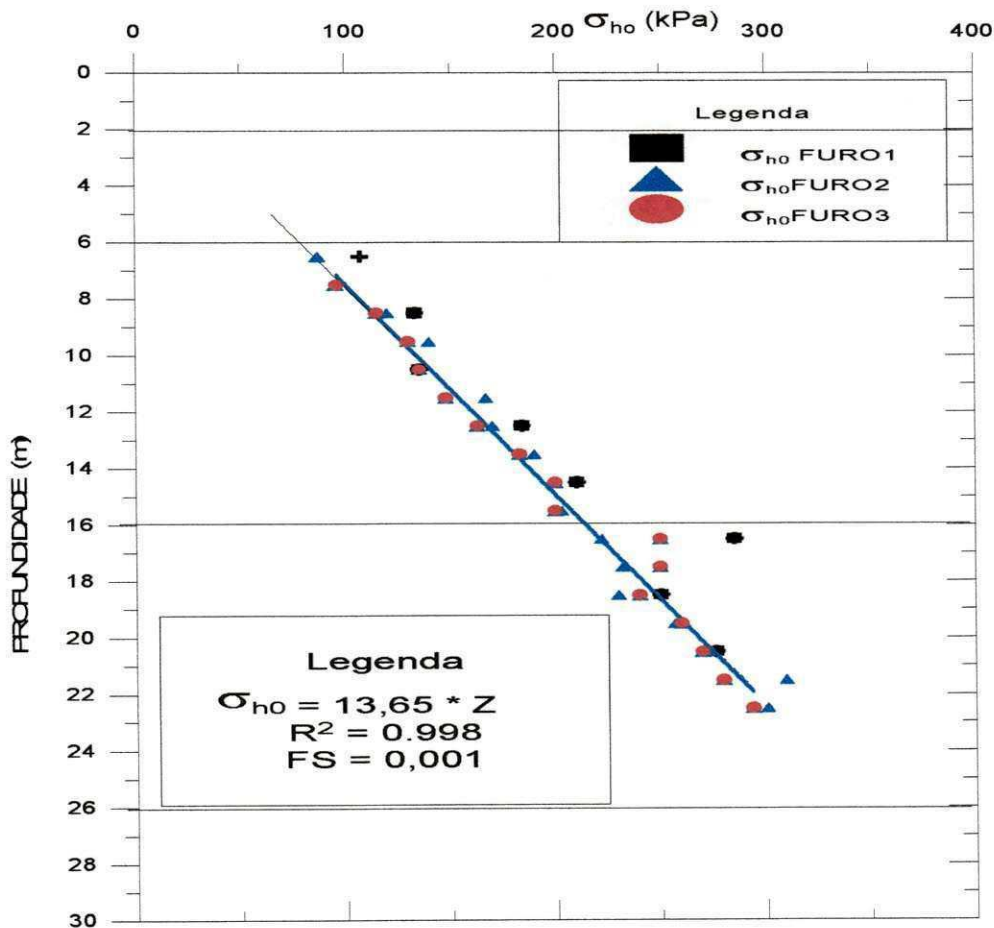


Figura 4.13 - Perfil da tensão horizontal total no repouso obtida a partir do PMT.

Não se sabe ao certo se realmente o valor da tensão horizontal medida com o pressiômetro representa o valor real da tensão horizontal geostática do solo. Esta dúvida se deve exatamente às limitações inerentes ao ensaio, no que se refere às perturbações provocadas no anel de solo que circunda as paredes da sonda.

Conforme se nota da Figura 4.13, os valores da tensão horizontal total "in situ" estimados situam-se numa faixa variando linearmente entre 80 kPa e 300 kPa, entre os 4,5 m e 22,5 metros de profundidade. Há uma tendência muito evidente de aumento linear com a profundidade. Aos 16 m aproximadamente parece haver uma descontinuidade, caracterizando o que já foi registrado por outros ensaios de laboratório e de campo (OLIVEIRA, 1991; COUTINHO et alii, 1993; BEZERRA, 1996) a respeito da transição entre os dois horizontes argilosos.

Uma tentativa de correlação entre o parâmetro  $\sigma_{ho}$  e a profundidade  $z$  é também feita, visto que, conforme se observa da Figura 4.13, o aumento linear deste parâmetro com  $z$  é evidente. Um ajuste do tipo linear foi adotado e o resultado é mostrado na Equação 4.3:

$$\sigma_{ho} = 13,65 \times Z \quad (4.3)$$

onde a equação foi obtida sob um coeficiente de correlação muito alto (0,99), num nível altamente significativo (0,001) e com 17 graus de liberdade.

Com relação à existência de experiências anteriores relacionando a tensão horizontal com a profundidade, a literatura revela bons resultados (AMAR e JEZEQUEL, 1972; CLARKE, 1993). Segundo AMAR e JEZEQUEL (1972), correlações do tipo  $0 < \sigma_{ho} \leq 50 \times Z$  são comuns entre solos.

Na Figura 4.14 são apresentados os valores da tensão horizontal total de referência do depósito obtida através de ensaios de laboratório, usando  $K_0$  da correlação proposta por MAYNE e KULHAWY (1982) e  $\sigma'_{vo}$ , ambos obtidos por COUTINHO et alii (1993). Os valores de  $\sigma_{ho}$  assim obtidos são comparados com valores médios da tensão horizontal total estimados nos três furos onde se efetuaram os ensaios pressiométricos, em função da profundidade. Também foram estimados os valores da tensão horizontal obtidos



através dos valores de  $\sigma'_{vo}$ , obtidos em laboratório, multiplicados pelos respectivos valores de  $K_0$  obtidos através de ensaios de piezocone efetuados por COUTINHO et alii (1993), usando a correlação de MASOOD (1990) e somados com os valores das respectivas pressões neutras.

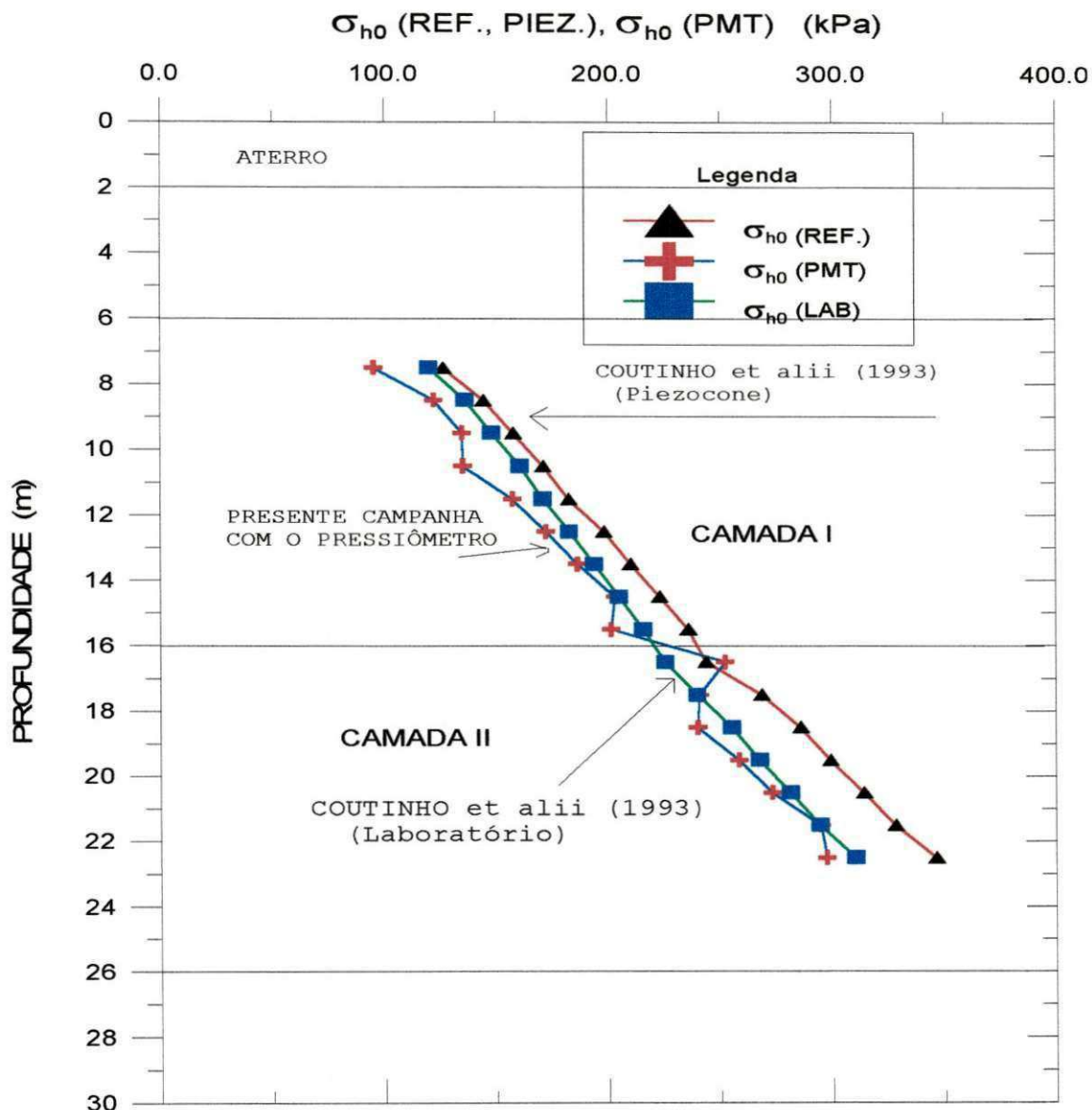


Figura 4.14 - Comparação entre os valores de  $\sigma_{h0}$  obtidos com o pressiómetro Ménard e valores obtidos a partir de resultados de laboratório e de piezocone (COUTINHO et alii, 1993) usando as correlações empíricas de KULHAWY e MAYNE (1982) e MASOOD (1990), respectivamente.

O gráfico mostra que os valores de  $K_0$  obtidos através do ensaio de piezocone são superiores aos valores obtidos com o pressiómetro MÉNARD, em média 16%. Também se observa que os

valores de referência<sup>1</sup> são levemente superiores aos obtidos com o pressiômetro na primeira camada do depósito e tendem a concordar com estes na segunda, embora levemente superiores. Em geral, os valores de referência são 6% superiores aos valores obtidos com o pressiômetro. Este fato já era esperado, visto que os efeitos da perfuração no solo produzem amolgamento e relaxamento das paredes do furo. Estes fatores provocam um alívio de tensões, as quais podem não ter sido restabelecidas no decorrer do ensaio. Mesmo assim, os resultados parecem muito satisfatórios, haja vista que, conforme mencionado por BENOIT e CLOUGH (1986), mesmo usando a sonda auto-perfurante a subestimação deste parâmetro em argilas de baixa consistência é comum.

Sugere-se, portanto, a ampliação da experiência usando o método adotado para avaliar  $\sigma_{h0}$ , de forma a se obter resultados mais consistentes de solos brasileiros, em particular, no próprio depósito, de maneira que se possa usar esses dados para efeitos comparativos e que os resultados possam ser usados de forma confiável em projetos geotécnicos.

#### 4.3.6 - Avaliação da Pressão de Fluência

A forma predominante das curvas de fluência obtidas nessa campanha é mostrada na Figura 4.15. Como se vê, sua forma não exhibe a regularidade prevista na metodologia de interpretação, contudo preserva a tendência do escoamento do solo a partir de um certo ponto, às vezes não bem definido. O valor de  $P_f$  foi estimado naquele ponto que mais se aproxima do início do escoamento do solo representado na curva.

Na Figura 4.16 e na Tabela II.1 (Apêndice II) são mostrados os valores da pressão de fluência ou de plastificação total em função da profundidade. Os valores apresentam excelente repetibilidade e tendem a aumentar linearmente com a profundidade

---

<sup>1</sup> Como não se dispõe de resultados do ensaio auto-perfurante, referência são resultados obtidos através de ensaios de laboratório.

entre 200 e 600 kPa. O perfil de  $P_f$  sugere três regiões de comportamento distintos para o depósito em estudo, semelhante ao observado no perfil de  $P_L$ , ou seja: entre 6 e 10,5 m, os valores situam-se entre 200 e 400 kPa, entre 10,5 e 16,5 m os valores estão entre 280 e 470 kPa e entre 17 e 22,5 m variam entre 450 e 600 kPa.

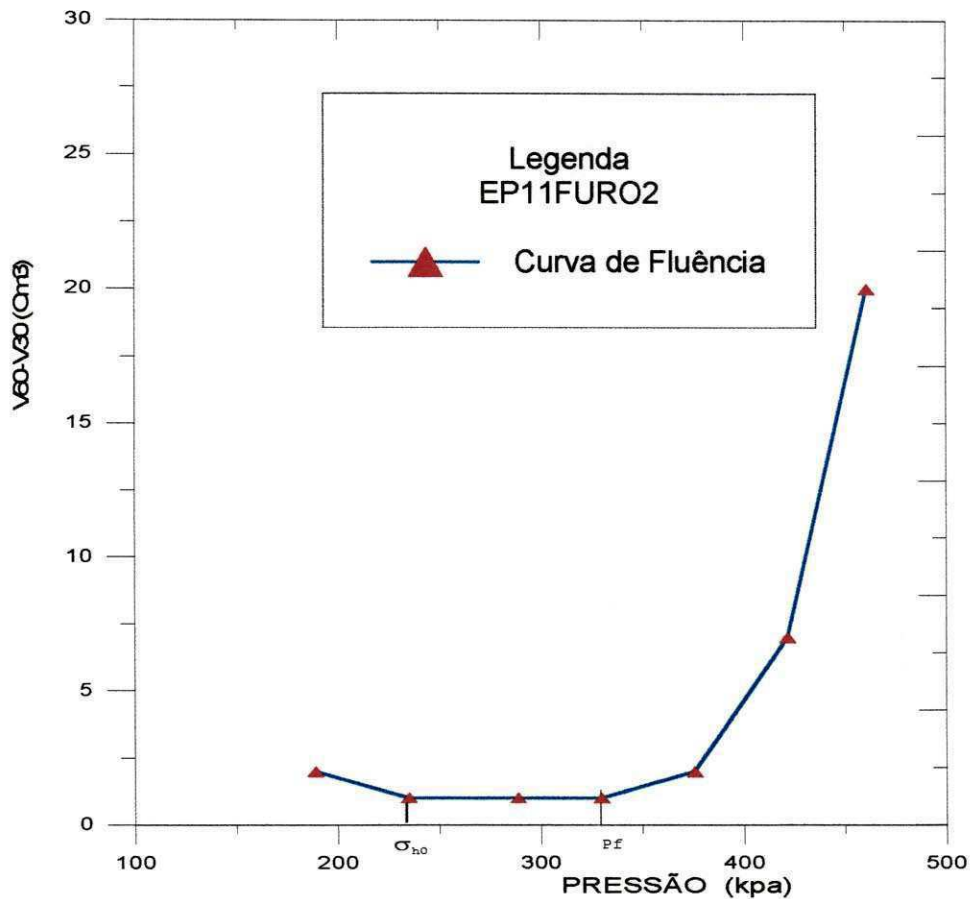


Figura 4.15 - Curva de fluência típica obtida na presente campanha.

Este parâmetro não tem praticamente utilização para fins de aplicabilidade na avaliação da capacidade de carga das fundações. Porém, ele pode ser usado na estimativa da pressão limite do solo (NF P94-110, 1991), além de auxiliar na estimativa do trecho pseudo-elástico da curva pressiométrica para a obtenção do módulo. Ou seja, a pressão  $P_2$  nunca deverá ultrapassar o valor de  $P_f$ . Neste trabalho foi adotada sistematicamente essa medida.

Alguns autores tentaram associar a pressão de fluência à tensão de pré-adensamento do solo (MORI e TAJIMA, 1964, citados por MANTARAS, 1995). Outros autores já citados, associaram a tensão de pré-adensamento do solo à tensão correspondente ao

encontro de dois segmentos do trecho elástico da curva pressiométrica (MERRIT et alii, 1980; citados por BRIAUD, 1983).

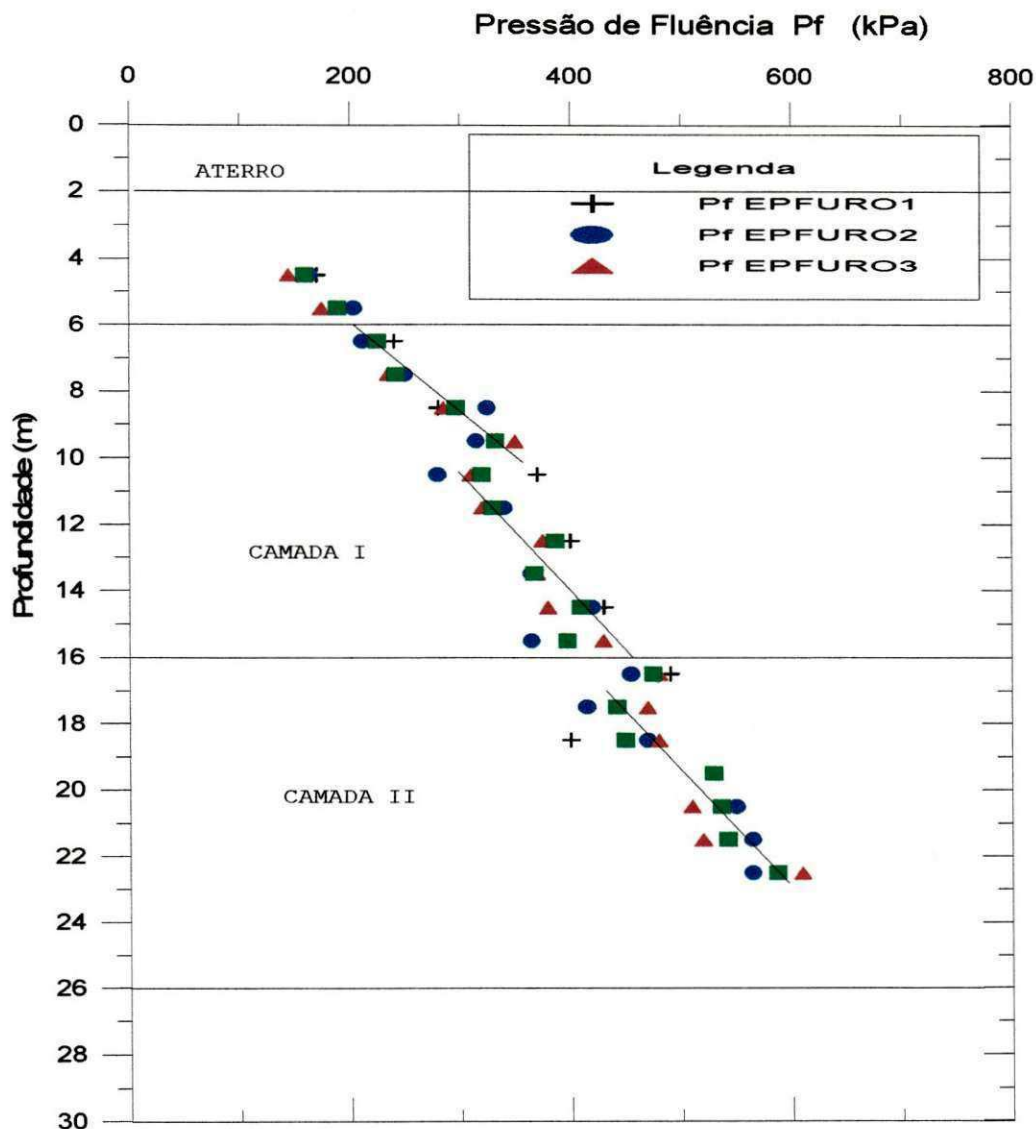


Figura 4.16 - Perfil da pressão de fluência em função da profundidade.

Enfim, não se tem ainda grandes evidências de que a tensão de pré-adensamento do solo possa ser obtida a partir de resultados do ensaio pressiométrico.

Os valores de  $P_f$  obtidos neste trabalho são bastante superiores aos valores da tensão de pré-adensamento do depósito obtidos por COUTINHO et alii (1993), a partir do ensaio de piezocone, em seis profundidades diferentes, ou sejam, 9,2 m;



11,4 m e 13,4 m (1ª camada), e 17,2 m; 19,2 m e 24,3 (2ª camada) os respectivos valores de  $\sigma_p'$  (173 kPa; 160 kPa e 188 kPa, 1ª camada), (164 kPa; 181 kPa e 254 kPa 2ª camada).

#### 4.3.7 - Avaliação de $K_0$

Na Figura 4.17 e na Tabela II.1 (Apêndice II) apresentam-se valores de  $K_0$  determinados conforme descrito no item 3.3.3.4. A ilustração mostra que os valores da tensão geostática horizontal são sempre menores que os valores da tensão vertical efetiva. Portanto, os valores de  $K_0$  são sempre menores que a unidade.

Na Figura 4.18, para efeito de comparação, são mostrados, além do perfil de  $K_0$  obtido com o pressiômetro, os valores de  $K_0$  obtidos através da fórmula empírica de KULHAWY e MAYNE (1982), a qual emprega parâmetros obtidos por meio de ensaios de laboratório, e os resultados obtidos através de ensaios de dilatômetro usando a correlação de LUNNE et alii (1990), efetuados por COUTINHO (1996).

Apesar de BEZERRA (1996) ter estimado os valores do parâmetro  $K_0$  através de ensaios de piezocone para o depósito em estudo, até que se poderia repetir os resultados neste trabalho para fins de comparação, contudo, o autor do presente trabalho acha isso desnecessário, visto que os melhores resultados obtidos por aquele autor ( $K_0$  em função da diferença da poro-pressão normalizada pela tensão vertical efetiva, PPSV) apresentam excelente concordância tanto com os resultados obtidos com a fórmula empírica de KULHAWY e MAYNE (1982) quanto com os do dilatômetro.

Da Figura 4.17 pode-se observar que os valores de  $K_0$  não apresentam uma boa repetibilidade, principalmente no primeiro horizonte argiloso, onde se pode notar uma dispersão muito acentuada entre os resultados obtidos no Furo 1 e os resultados obtidos nos demais furos. Os valores de  $K_0$  na primeira camada tendem a variar entre 0,60 e 0,55. Observa-se uma aparente diminuição na parte superior da camada, até aproximadamente 10,5 m, onde  $K_0$  atinge o valor 0,48. Daí, um leve aumento é percebido

até os 15-16 m, atingindo-se um valor de 0,61. Já na segunda camada, os valores de  $K_0$  apresentam uma menor dispersão. Há uma leve tendência de diminuição linear com a profundidade e os valores ficam entre 0,55.

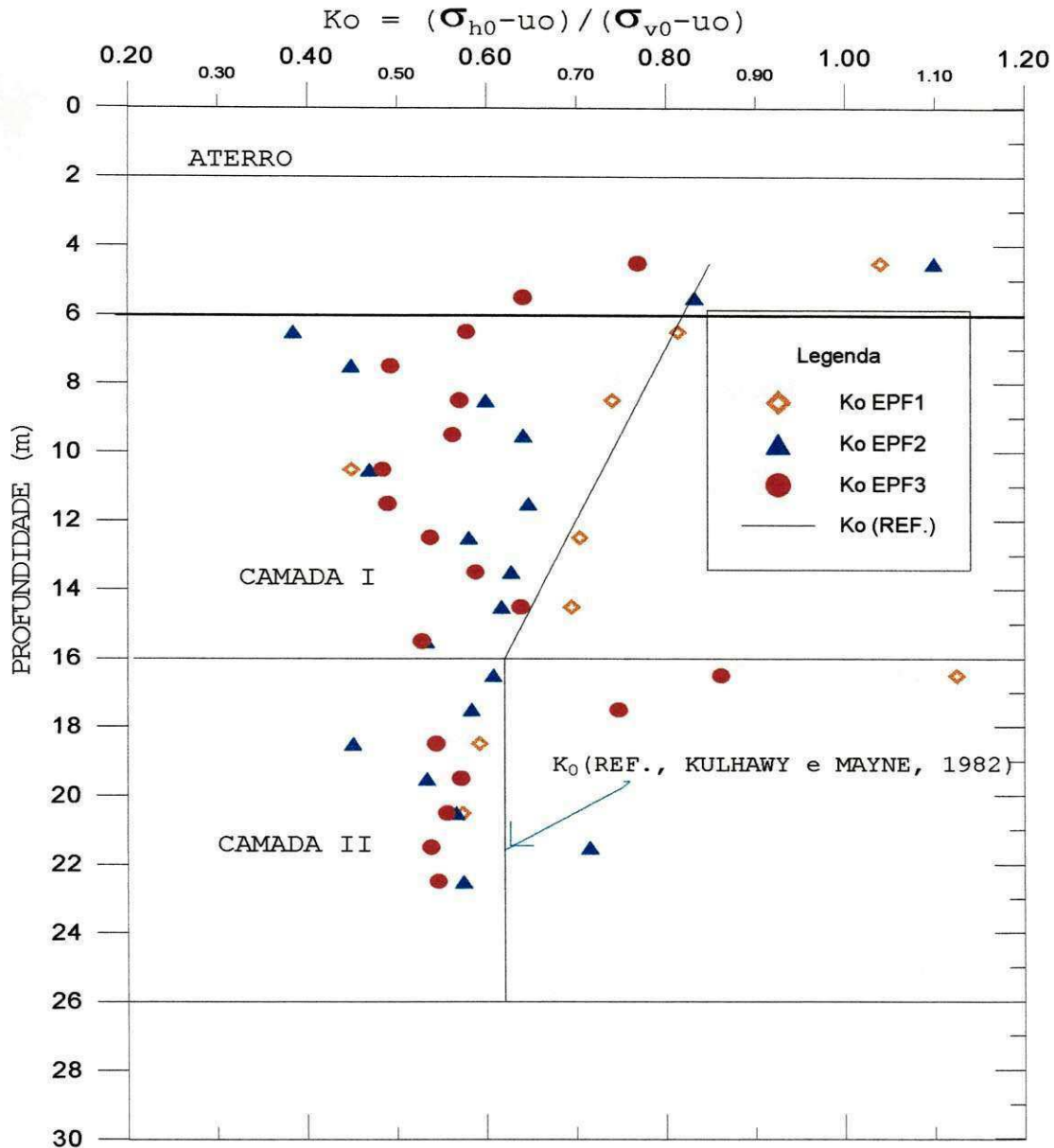


Figura 4.17 - Avaliação de  $K_0$  em função da profundidade a partir dos ensaios pressiométricos e comparação com resultados de laboratório apresentados por COUTINHO et alii (1993).

Os valores de  $K_0$  estimados e comentados no parágrafo anterior são inferiores aos valores obtidos por COUTINHO et alii (1993) a partir de resultados de ensaios de laboratório, usando a

correlação empírica de KULHAWY e MAYNE (1982) tanto na primeira quanto na segunda camadas de argila. Os resultados obtidos por aquele autor sugerem uma tendência de diminuição nos valores de  $K_0$  com a profundidade, variando entre 0,81 e 0,61 na primeira camada e ficando constante em torno de 0,61 na segunda.

É interessante ressaltar a influência da razão de pré-adensamento (OCR) no perfil de  $K_0$ . Como se vê, o Furo 1 exhibe valores de  $K_0$  próximos à unidade logo no topo da camada pré-adensada, os quais tendem a diminuir ao longo da profundidade. Este fato concorda com observações feitas por COUTINHO et alii (1993).

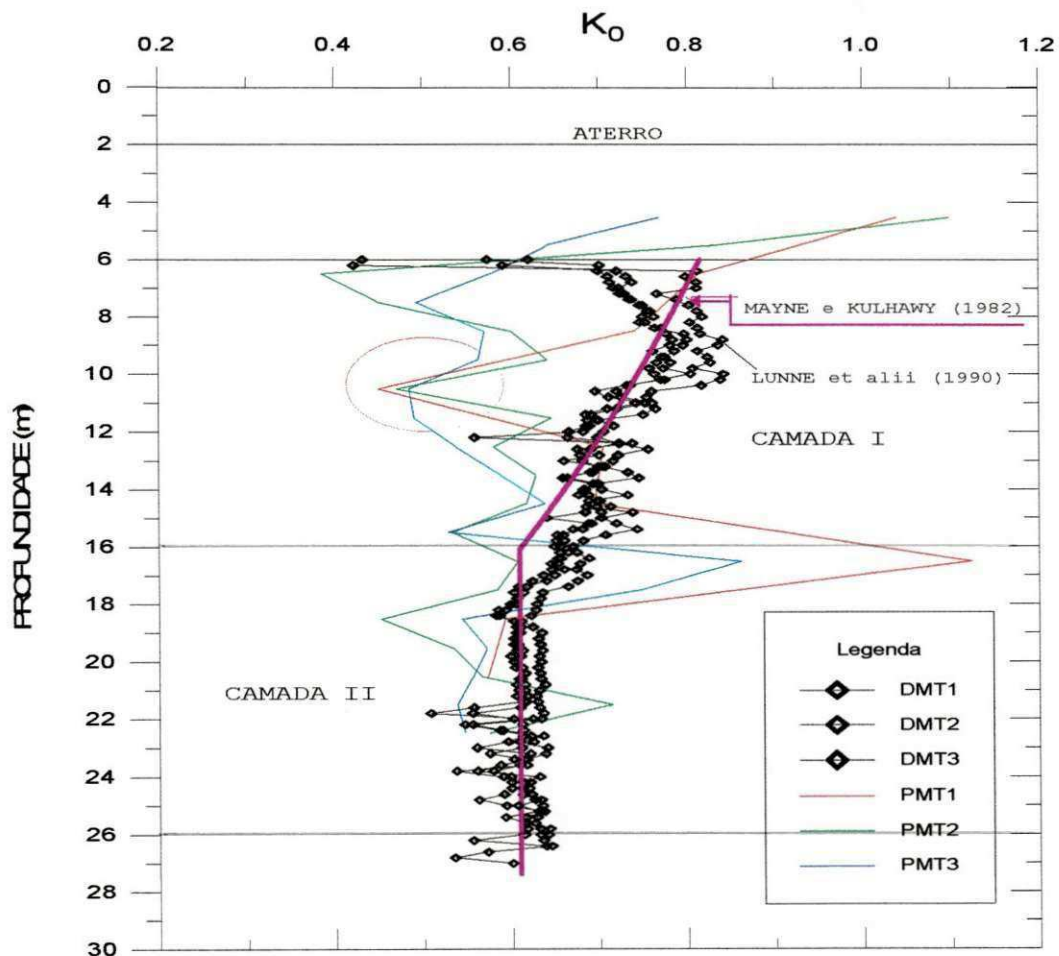


Figura 4.18 - Estimativa de  $K_0$  através de ensaios pressiométricos e comparação com resultados obtidos através de ensaios de laboratório usando a fórmula empírica proposta por KULHAWY e MAYNE (1982) e ensaios de dilatômetro efetuados por COUTINHO (1996).



Na Figura 4.18 também pode-se fazer uma análise comparativa entre os resultados obtidos através da correlação empírica proposta por KULHAWY e MAYNE (1982), a qual emprega parâmetros de laboratório, resultados de ensaios de dilatômetro e os resultados obtidos na presente campanha. Mais uma vez se observa que os valores de  $K_0$  da camada I obtidos com o pressiômetro são inferiores aos obtidos com o dilatômetro, os quais concordam bem com os resultados da correlação proposta por KULHAWY e MAYNE. Na parte superior da segunda camada, há uma certa concordância entre os resultados do pressiômetro e os demais, não obstante a dispersão dos valores pressiométricos.

Com relação às dispersões observadas, NAKAHARA (1995b) também registra dispersões muito consideráveis quando da estimativa deste parâmetro em solos residuais não saturados do Rio Grande do Sul. O autor da presente tese acredita que a elevada dispersão verificada na primeira camada do depósito analisado pode ter sido influência do forte pré-adensamento desse trecho, o qual tirou de certa forma a sensibilidade do equipamento no tocante ao registro do parâmetro, apesar de se saber que o pressiômetro de pré-furo não é um equipamento ideal para avaliar  $\sigma_{h0}$ .

Portanto, com base nos resultados aqui apresentados e discutidos, confirma-se o que é comentado na literatura, a respeito da subestimação de  $K_0$  e das limitações do pressiômetro MÉNARD quando da utilização deste equipamento para avaliar este parâmetro, principalmente em argilas moles saturadas. Assim sendo, torna-se necessário um maior conjunto de ensaios pressiométricos não só em argilas, mas também em outros tipos de solos de forma a se ter resultados mais conclusivos e abrangentes.

#### 4.3.8 - Avaliação de $S_v$

Conforme já descrito no item 2.5.2.6, a resistência não drenada  $S_v$  pode ser avaliada a partir de correlações empíricas com a pressão limite efetiva.

Para o cálculo da resistência  $S_u$  foram utilizadas as quatro correlações enumeradas no item 3.3.3.6. Os valores assim obtidos são então comparados com os valores médios de  $S_u$  obtidos por COUTINHO et alii (1993), através de ensaios de laboratório. Também são feitas comparações com resultados obtidos por BEZERRA (1996) através do ensaio de piezocone.

Na Figura 4.12 (página 94) foram mostrados os valores das pressões limites efetivas contra a profundidade, utilizados no cálculo de  $S_u$ .

Observa-se da Figura que a repetibilidade dos resultados para os três furos é muito boa. De acordo com o já discutido em relação ao perfil da pressão limite, isso pode ser atribuído à menor sensibilidade desse parâmetro aos efeitos de instalação da sonda. Além disso, os resultados da tensão horizontal total, utilizados no cálculo de  $P_L^*$ , possuem também uma boa repetibilidade e a variação dos valores ao longo da profundidade tende a aumentar linearmente.

Nas Figuras 4.19 a 4.22 são apresentadas as variações dos valores de  $S_u$  com a profundidade, ao mesmo tempo em que são comparados com os valores de referência da base de dados existente. Na Tabela II.1 (Apêndice II) são mostrados os valores de  $S_u$  obtidos através da correlação empírica proposta por POWELL (1990).

Vê-se das Figuras que, assim como ocorreu com os resultados de  $P_L^*$ , os perfis de  $S_u$  apresentados exibem aparentemente o mesmo comportamento no que diz respeito à repetibilidade. Importante lembrar que os valores de  $S_u$  foram obtidos através de três correlações lineares e uma correlação do tipo exponencial.

Observa-se das Figuras que existe uma tendência de aumento de  $S_u$  com a profundidade, sugerindo a existência de três horizontes argilosos, com aproximadamente as mesmas faixas de crescimento do valor de  $S_u$  com a profundidade. As faixas de variações dividem o

perfil da seguinte maneira: primeira região, entre 6 e 10,5 m; segunda região, entre 11 e 16 m e a terceira região, a partir de 16 m de profundidade. Cada região apresenta aproximadamente a mesma tendência de crescimento dos valores.

É interessante ressaltar que os perfis de  $S_u$  aqui apresentados corroboram o que já foi registrado por COUTINHO et alii (1993) e BEZERRA (1996), no que concerne à transição entre a primeira e segunda camadas do depósito, embora o pressiômetro não detecte bem a espessura da camada de transição. No tocante ao que foi observado no meio da primeira camada do depósito, o comportamento é semelhante ao registrado por BEZERRA (1996).

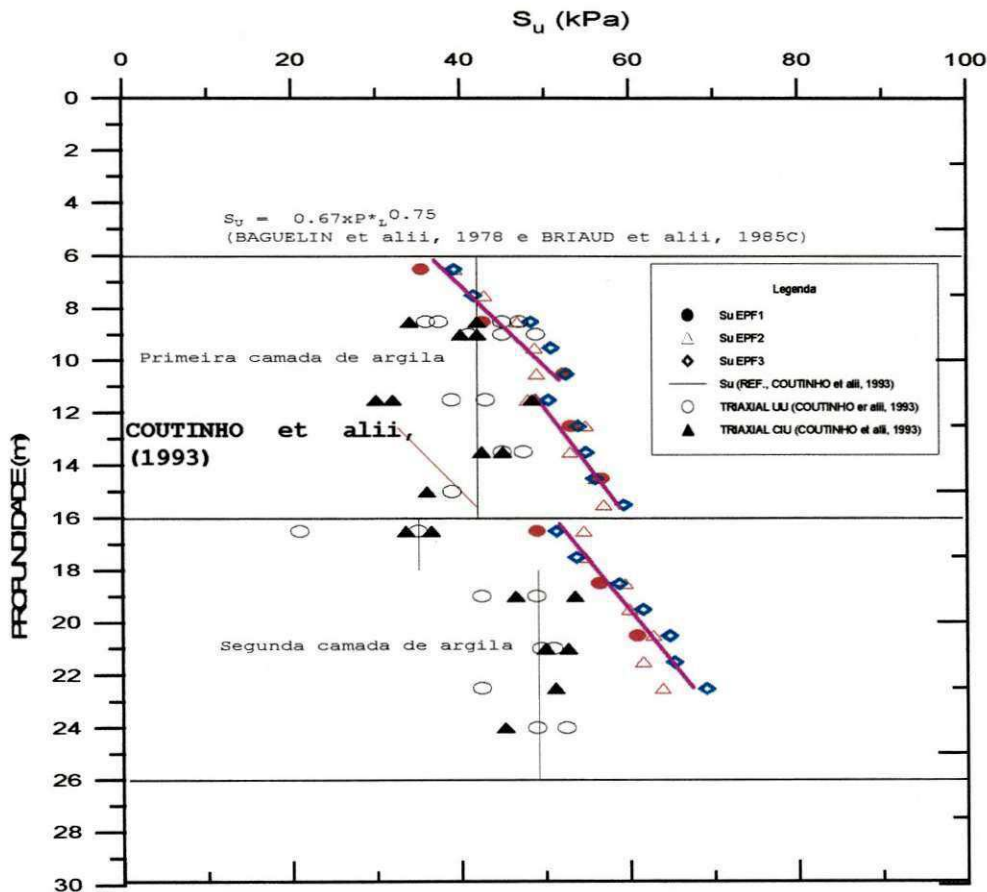


Figura 4.19 - Avaliação de  $S_u$  através da correlação proposta por BAGUELIN et alii (1978) e BRIAUD et alii (1985c), segundo BRIAUD (1992) e comparação com resultados de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).

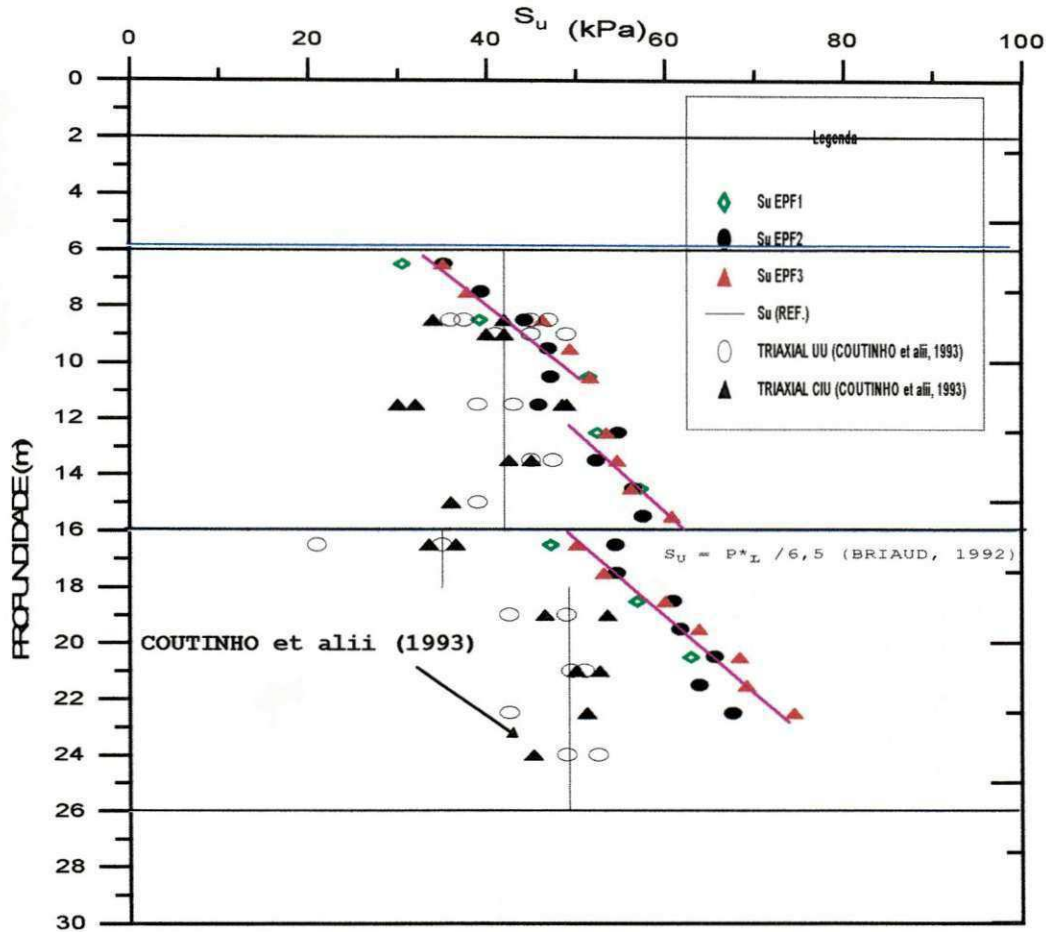


Figura 4.20 - Avaliação de  $S_u$  obtida a partir da correlação sugerida por BRIAUD (1992) e comparação com resultados de ensaios de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).

Com relação aos valores de  $S_u$  obtidos através das correlações com  $P_L^*$ , estes foram em geral superiores aos valores obtidos por COUTINHO et alii (1993). Os valores de  $S_u$  estimados através da correlação proposta por POWELL (1990) parecem concordar com resultados de referência obtidos na primeira camada e no início da segunda camada do depósito, embora ressalte-se que a correlação originou-se num depósito de argila de consistência rija. Contudo, poderia se esperar valores de  $S_u$  obtidos com o pressiômetro superiores aos valores de laboratório, visto que, conforme observado por BENOIT e CLOUGH (1986), os efeitos da lavagem do furo induzidos pela forte agitação da água tendem a diminuir o valor de  $\sigma_{h0}$ . Em consequência, a pressão  $P_L^*$  será relativamente superestimada, elevando os valores da resistência. Aqueles autores demonstraram, usando vários diâmetros de sapatas cortantes numa



sonda auto-perfurante, que os valores de  $S_u$  podem ser superestimados em até 150% dependendo de quanto a sapata aumenta o diâmetro do furo em relação ao da sonda.

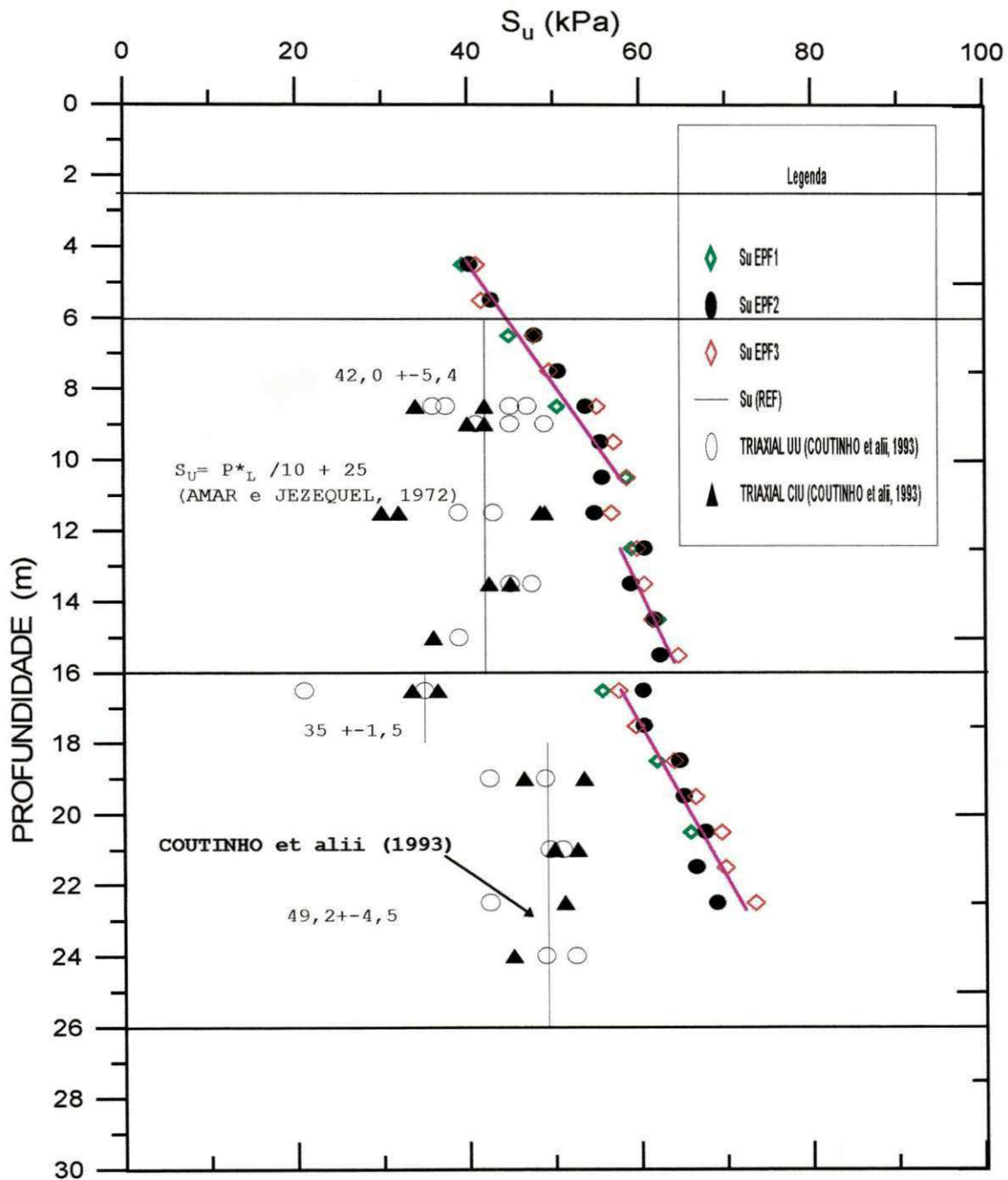


Figura 4.21 - Avaliação de  $S_u$  a partir da correlação empírica sugerida por AMAR e JEZEQUEL (1972), segundo CLARKE (1995), e comparação com resultados de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).

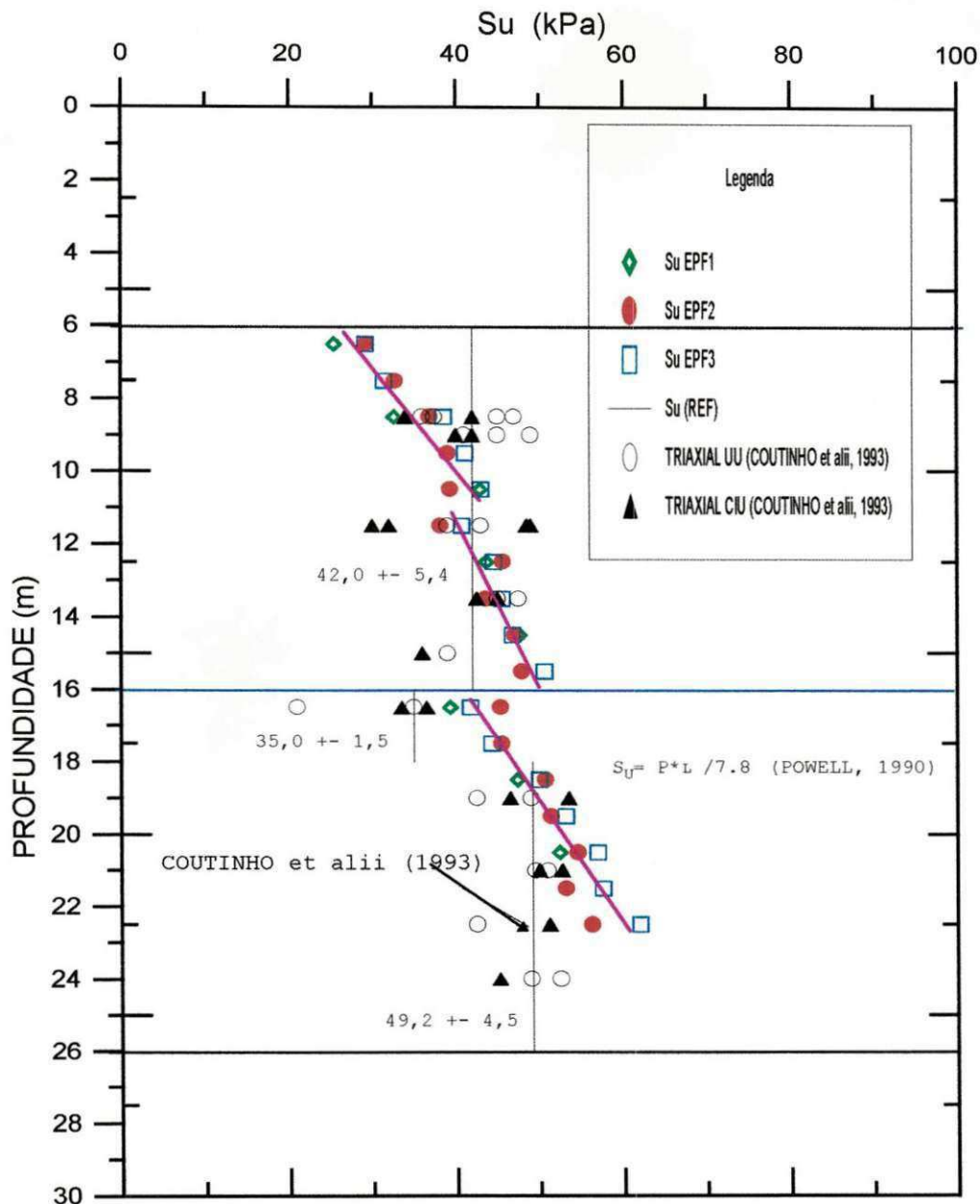


Figura 4.22 - Resistência  $S_u$  obtida a partir da correlação empírica sugerida por POWELL (1990), conforme citado por CLARKE (1995), para argilas de consistência rija, e comparação com resultados de laboratório obtidos por COUTINHO et alii (1993).

Também foi feito um gráfico (veja Figura 4.23) onde são plotados os valores médios de  $S_u$  para os três furos, obtidos a partir das quatro correlações com  $P_L^*$ , os valores de referência obtidos por COUTINHO et alii (1993) e os valores obtidos por BEZERRA (1996) através dos fatores de cone  $N_{KT}$  e  $N_{\Delta u}$  do piezocone. Na Figura percebe-se que existe uma excelente concordância entre os valores de  $S_u$  obtidos através dos fatores de cone com os da

presente tese, especialmente para a proposta de POWELL (1990), e os valores de referência.

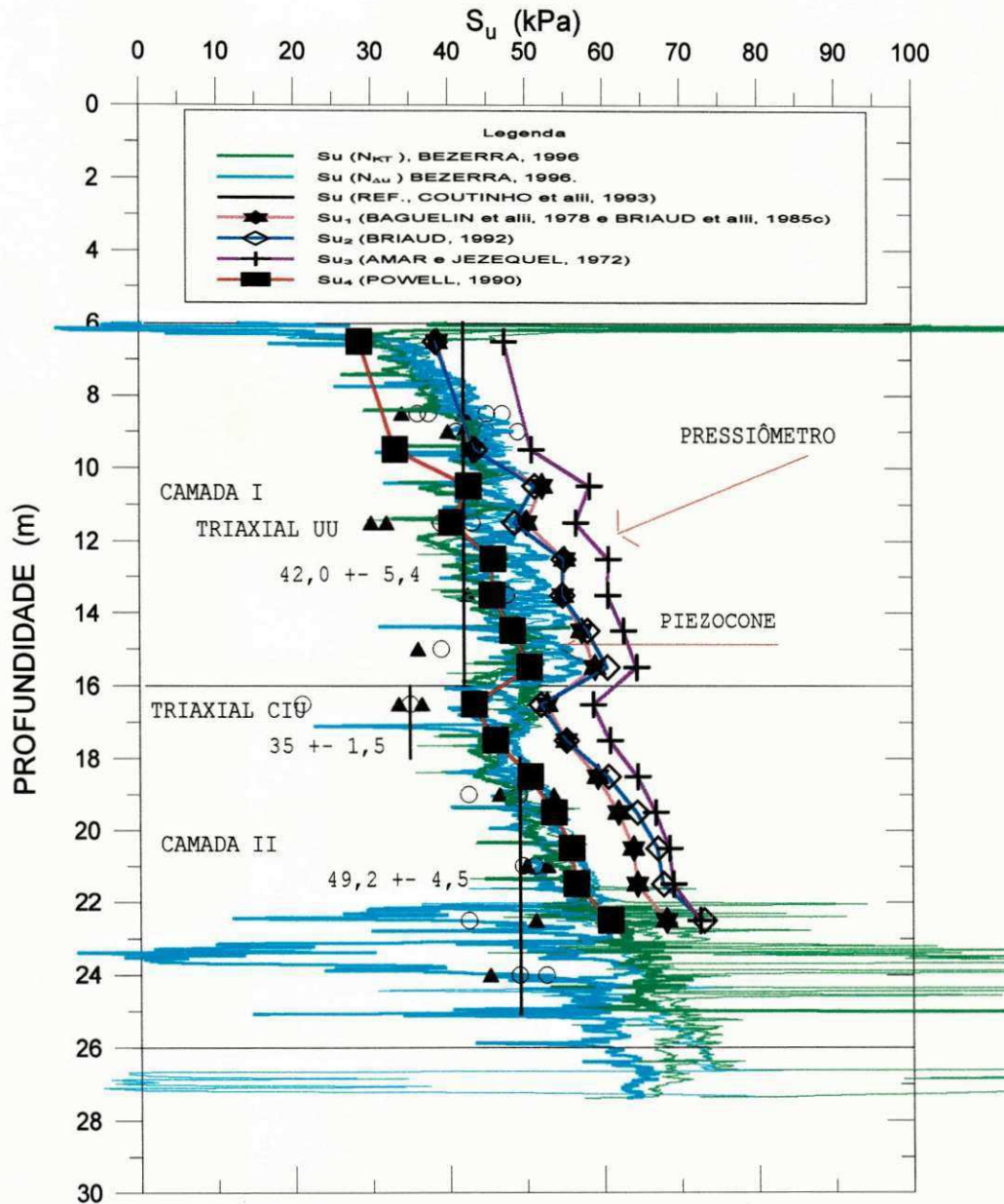


Figura 4.23 - Avaliação de  $S_u$  e comparação com diferentes metodologias de ensaios, a partir de valores médios obtidos em três furos, através de correlações empíricas, comparados com valores de referência obtidos por COUTINHO et alii (1993) e resultados de ensaios de piezocone realizados por BEZERRA (1996), obtidos a partir dos fatores de cone  $N_{KT}$  e  $N_{Au}$ .



Numa análise comparativa, observa-se que as correlações propostas por BAGUELIN et alii (1978), BRIAUD et alii (1985c) e por BRIAUD (1992) apresentam resultados muito concordantes entre si, os quais apresentam valores de  $S_u$  inferiores aos fornecidos pela correlação sugerida por AMAR e JÉZEQUEL (1972) e superiores aos obtidos através da correlação proposta por POWELL (1990). Sobre as duas primeiras correlações há que se ressaltar a origem de cada uma, visto que a primeira foi obtida numa grande base de dados, onde as argilas analisadas possuíam  $S_u$  variando de 17 a 150 kpa, enquanto que a segunda surgiu a partir de um valor médio do parâmetro  $\beta$  para todas as argilas. Isso poderá explicar, em parte, a concordância entre os resultados de ambas, pois elas parecem possuir um amplo espaço amostral.

Uma importante observação feita por BENOIT e CLOUGH (1986) diz respeito aos níveis de tensão impostos durante o ensaio de expansão. Ou seja, num ensaio auto-perfurante, uma baixa taxa de expansão poderá produzir alguma drenagem durante o ensaio e, assim, influir diretamente nos valores da resistência não drenada. Isso também é susceptível de ocorrer quando um ensaio com o pressiômetro de pré-furo é muito demorado, o que poderá ajudar na explicação de algumas discordâncias dos resultados obtidos com o pressiômetro.

Os resultados acima analisados mostram que a correlação empírica sugerida por POWELL (1990) é bastante promissora na avaliação da resistência  $S_u$  para o depósito da argila em estudo.

#### **4.4 - Correlações e Valores da Relação Módulo/Pressão Limite**

##### **4.4.1 - Correlação Entre $E_0$ (PMT) e $q_T$ (CPT)**

###### **4.4.1.1 - Experiências Anteriores**

Experiências buscando correlacionar o módulo  $E_0$  do PMT com a resistência de ponta corrigida  $q_T$  do ensaio CPT são definitivamente

muito escassas. Algumas correlações existem, porém são relativas à resistência de ponta  $q_c$ . Essas relações estão possivelmente subestimadas, visto que o valor de  $q_c$  incorpora a correção devido a influência da água, muito importante nos solos menos permeáveis BEZERRA (1996).

BRIAUD et alii (1985c), segundo BRIAUD (1992), correlacionaram o módulo  $E_0$  com a resistência  $q_c$  obtendo a relação  $E_0/q_c$  igual a 2,5.

MEHTA (1989) comparando resultados de ensaios pressiométricos com resultados de CPT, numa argila classificada como siltosa bem graduada, obteve relações de  $E_0/q_c$  variando entre 2,96 e 3,36.

As correlações para vários tipos de solos, entre resultados de CPT e PMT mostradas da Tabela 4.2 foram obtidas por SCHMERTMANN (1978). Como se vê, as relações envolvem o módulo pressiométrico  $E_0$  e a pressão limite  $P_L$  do ensaio pressiométrico, com a resistência de ponta  $q_c$  do Cone Delft, conforme relata BRIAUD et alii (1983).

TABELA 4.2 - Correlações entre parâmetros de CPT e PMT para vários areias e argilas (SCHMERTMANN, 1978 após BRIAUD et alii, 1983)

TIPO DE SOLO	$E_0/q_c$	$q_c/P_L$
areia compacta	1	10
areia fofa	1,5	5
silte	2	6
argila insensível	3	3
argila muito sensível	20	1,5

#### 4.4.1.2 - Avaliação das Relações Entre $E_0$ e $q_T$

Ensaio de CPT realizados por BEZERRA (1996) com o piezocone de terceira geração, pertencente à COPPE-RJ, foram executados próximos aos furos onde se realizaram os ensaios pressiométricos.

A Figura 4.24 representa a variação da relação  $E_0/q_T$  com a profundidade, enquanto a Figura 4.25 mostra uma tentativa de correlacionar a resistência de ponta corrigida  $q_T$  com o módulo pressiométrico  $E_0$ .

Nota-se que a variação do índice  $E_0/q_T$  com a profundidade não apresenta boa repetibilidade, estando os valores bastante dispersos, principalmente dos 10,5 metros em diante. Explica-se essa dispersão como sendo uma transferência daquela apresentada pelo perfil do módulo, visto que o perfil de  $q_t$  registra uma repetibilidade muito boa, como mostra BEZERRA (1996).

Comparando os valores apresentados na Figura 4.24, ou seja, tomando-se uma faixa de  $E_0/q_T$  entre 6,5 e 11,5, com os valores da Tabela 4.1, verifica-se que as relações obtidas para o depósito em estudo não se enquadram em nenhuma sugestão de classificação, mesmo se a resistência de ponta usada para o depósito fosse  $q_c$ .

Com relação aos valores sugeridos na Tabela, deve-se ressaltar que são apresentados radicalmente dois limites, um correspondendo a uma argila insensível e o outro a uma argila de altíssima sensibilidade. Uma crítica que se pode fazer, consiste em questionar o valor da relação para uma argila de sensibilidade intermediária, o que seria possível obtendo-se um valor médio entre os dois limites. O valor assim obtido se aproximaria em muito dos resultados que constam do depósito de argila ora pesquisado. Isso leva a crer ser o depósito em estudo constituído de uma argila classificada como sensível. RANDOLPH et alii (1979) afirmam que a sensibilidade tende a ser maior em argilas normal ou levemente pré-adensadas (caso do depósito de Recife) do que em argilas fortemente pré-adensadas.

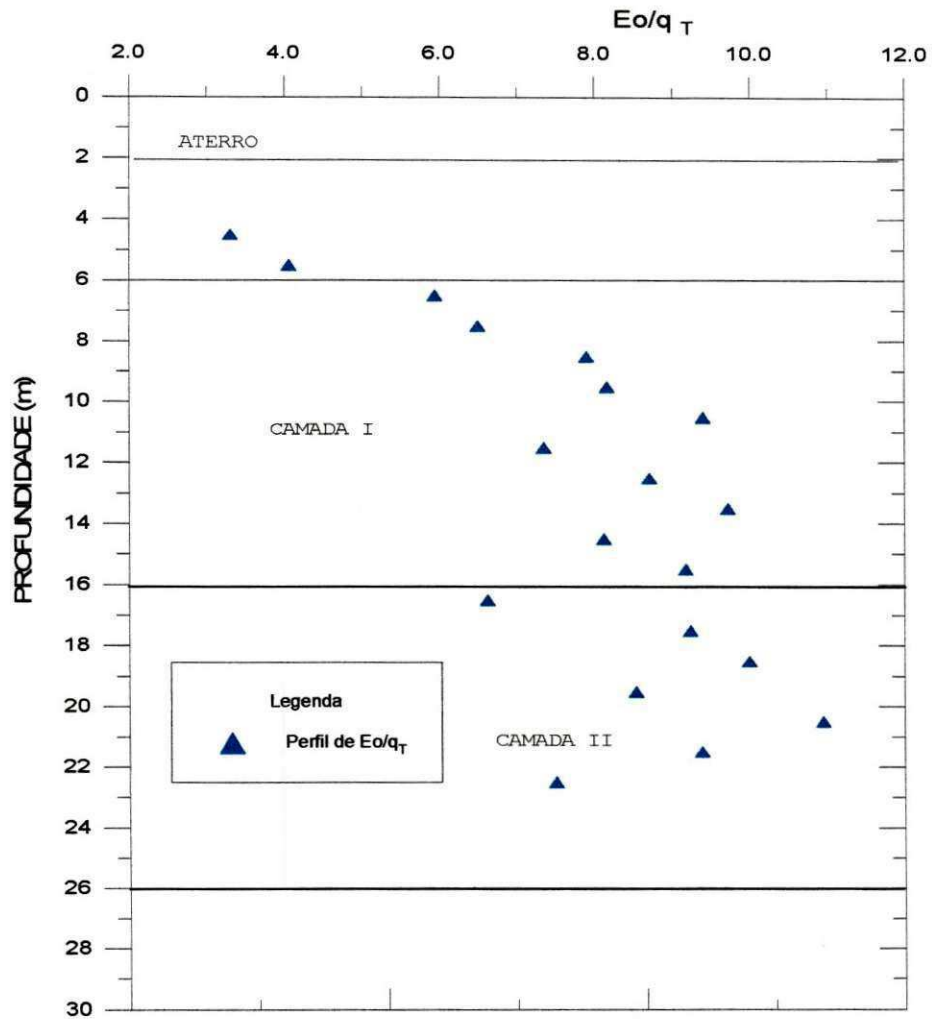


Figura 4.24 - Relação entre o módulo  $E_0$  e a resistência de ponta  $q_T$  obtida por BEZERRA (1996) entre as profundidades 4,5 m e 22,5 m.

Com relação à Figura 4.25, verifica-se uma razoável correlação entre o módulo de deformabilidade  $E_0$  e o logaritmo da resistência de ponta corrigida  $q_T$ . O tipo de regressão que melhor se ajustou aos pontos foi do tipo exponencial, cuja Equação é a seguinte:

$$\ln q_T = 7,91 \cdot 10^{-5} \cdot E_0 + 6,097 \quad [\text{kPa}] \quad (4.4)$$

A correlação apresentada pode ser considerada altamente significativa, pois possui um coeficiente de correlação de 0,84, um nível de significância (FS) de 0,0001 e 17 graus de liberdade.

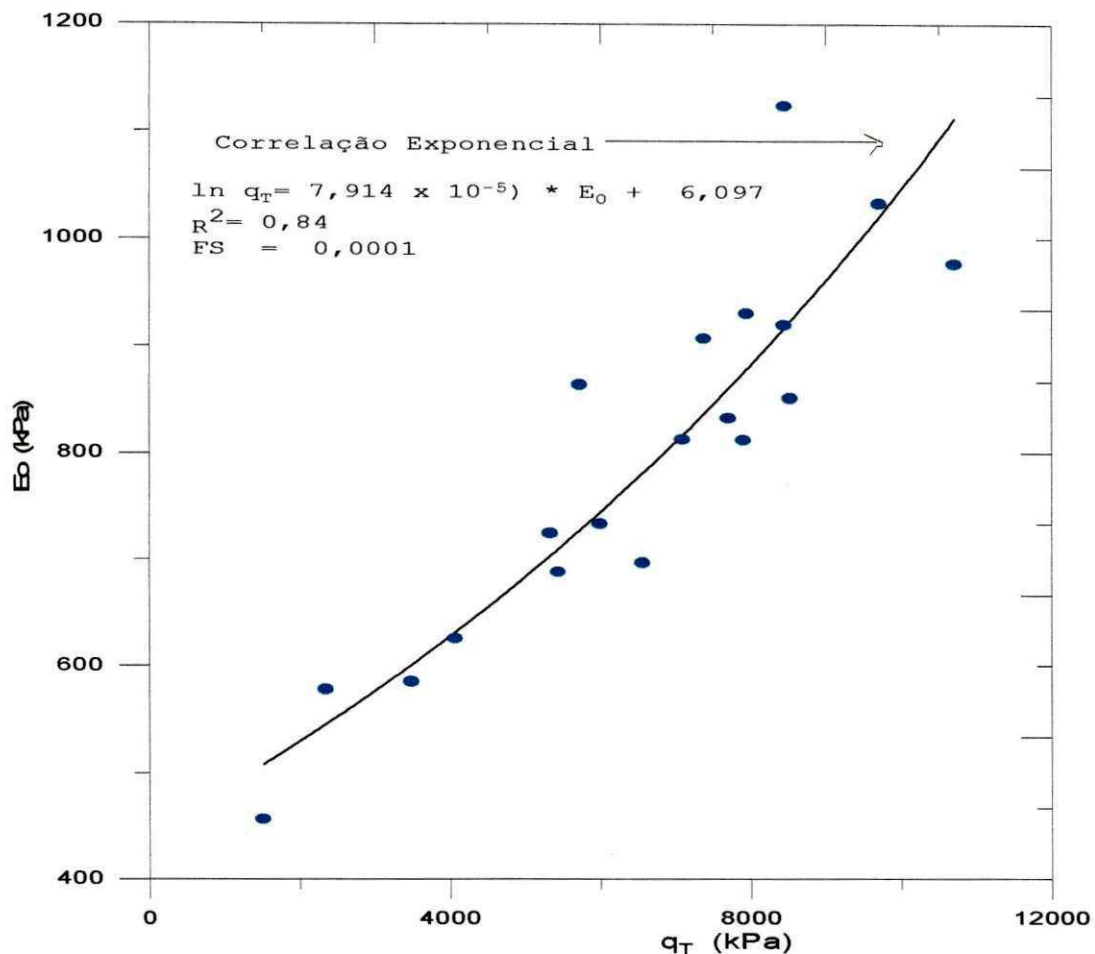


Figura 4.25 - Correlação entre resultados obtidos através do piezocone (BEZERRA, 1996) e do pressiómetro MÉNARD, de 4,5 a 22,5 m de profundidade.

#### 4.4.2 - Correlação Entre $P_L$ e $q_T$

##### 4.4.2.1 - Experiências Anteriores

Alguns autores têm feito tentativas de correlacionamento entre resultados de CPT e PMT (MÉNARD, 1975; BRIAUD et alii, 1985C; MEHTA, 1989; AMAR e JEZEQUEL, 1972; AMAR et alii, 1992). Algumas das relações obtidas são sugeridas pelos respectivos autores como indicadores do tipo de solo, da mesma forma como se tenta fazer com a relação intrínseca do ensaio PMT,  $E_0/P_L$ . Deve-se ressaltar nesse instante que as experiências nesse sentido ainda são poucas, especialmente no Brasil, e qualquer tentativa de utilização dessas relações deve ser feita com um certo grau de precaução.

MÉNARD (1975) relacionou a resistência de ponta  $q_c$  do ensaio CPT e a pressão  $P_L$  do PMT e obteve para argila,  $q_c/P_L$  variando entre 2,5 e 4.

AMAR et alii (1991) relacionando a resistência de ponta  $q_c$  com a pressão  $P_L$  obteve também em argila a relação  $q_c/P_L$  em torno de 3. Conforme se vê, esta relação parece concordar com a anterior, sugerida por MÉNARD. Por outro lado, BRIAUD et alii (1985c), conforme relatado por BRIAUD (1992), após examinar 44 depósitos de argilas em várias regiões dos Estados Unidos, sugere a relação  $q_c/P_L$  igual a 5. AMAR e JEZEQUEL (1972) afirmam que há uma tendência da relação  $q_c/P_L$  diminuir com a profundidade na maioria dos solos, ao mesmo tempo em que num depósito de argila mole e obtiveram valores de  $q_c/P_L$  em torno de 1,5. Os resultados concordam com os obtidos no presente trabalho.

MEHTA (1989) após efetuar ensaios com o equipamento MÉNARD e comparar com resultados de CPT em argilas siltosas bem graduadas, obteve as seguintes relações:

$$1,67 \leq q_c/P_L \leq 2,20 \quad (4.5)$$

$$2,96 \leq E_0/q_c \leq 3,36 \quad (4.6)$$

as quais são factíveis de contestações, visto que sua base de dados é relativamente pequena. Foram efetuados apenas dois furos, com profundidades variando entre 2 m e 4 metros.

Essas correlações e outras aqui não citadas, obtidas com outros tipos de solos, sugerem que os valores da relação  $E_0/q_c$  parecem ser tanto menores quanto mais resistente é o solo, enquanto o inverso parece ocorrer com a relação  $q_c/P_L$  (BRIAUD et alii, 1993).

BOSCH (1996) mostrou que embora o mecanismo de ruptura associado ao ensaio de cone elétrico (expansão de cavidade esférica) seja diferente do mecanismo de ruptura associado ao ensaio pressiométrico (expansão de cavidade cilíndrica), os



valores de  $q_c$  e de  $P_L$  plotados contra a profundidade permitem verificar que existem semelhanças nas variações de tensões de ruptura do solo ao longo do perfil. Considerando o solo homogêneo e isotrópico essa constatação não é tão surpreendente.

Correlações envolvendo a resistência de ponta corrigida  $q_T$  e parâmetros pressiométricos em argilas moles ainda não estão disponíveis na literatura atual. Será feita neste trabalho uma tentativa de correlacionar  $q_T$  e  $P_L$ , embora se saiba que ensaios (CPT e PMT) são conduzidos sob condições de carregamento totalmente diferentes.

#### 4.2.2.2 - Avaliação da Relação Entre $P_L$ e $q_T$

É mostrado na Figura 4.26 um perfil representando a variação da relação  $q_T/P_L$  com a profundidade. Relação semelhante é utilizada como sugestão por alguns autores para identificar o tipo de solo (veja item 4.4.2.1), só que ao invés da resistência corrigida, é usada a resistência  $q_c$ , que apresenta valores menores.

Uma análise do perfil indica uma diminuição da relação sugerida ao longo da profundidade. O depósito ensaiado exibe três regiões de comportamentos distintos. Ou seja, a região I, entre os 6 m e 10,5 metros, com  $q_T/P_L$  entre 2,24 e 1,49; a região II, entre 10,5 m e 16 metros, exibindo valores aproximadamente constantes (em torno de 1,50) ou, na pior das hipóteses, um leve aumento no intervalo; a região III, a partir dos 16 metros, onde os valores da relação são menores do que aqueles calculados para as duas regiões anteriores (abaixo de 1,45). É interessante ressaltar a existência de um ponto de inflexão dentro da terceira região, em torno de 18 metros, quando os valores da relação tendem a diminuir no intervalo entre os 16 m os 18 m e a aumentar a partir daí. Esse fato parece corroborar com as observações feitas por COUTINHO et alii (1993) e BEZERRA (1996) da existência de uma delgada camada de aproximadamente 2 metros de espessura entre a segunda e a terceira regiões do depósito.

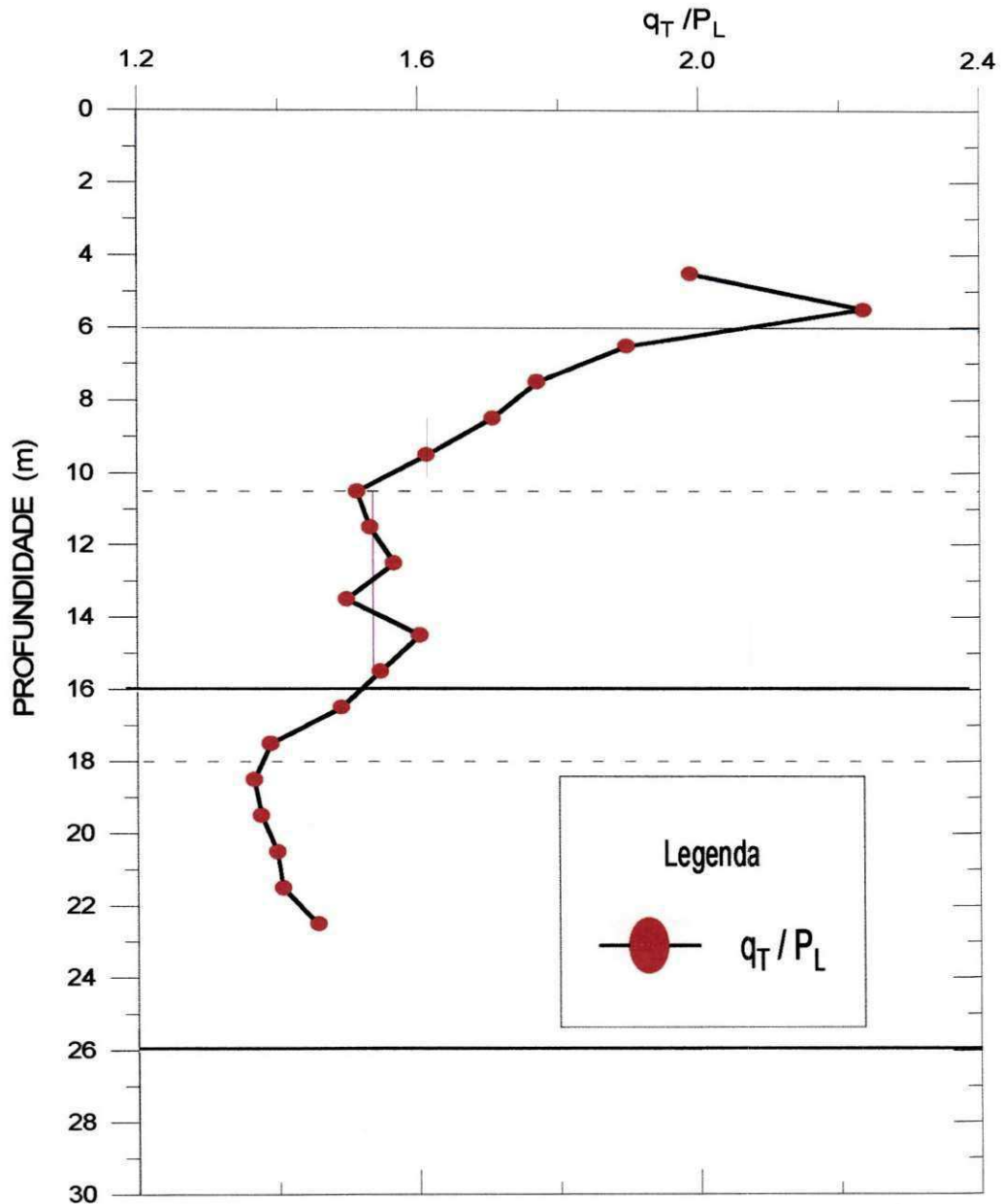


Figura 4.26 - Relação entre a resistência de ponta corrigida  $q_T$  obtida por BEZERRA (1996) e a pressão limite  $P_L$ , dos 4,5 aos 22,5 m de profundidade.

Os valores das relações aqui apresentadas parecem relativamente inferiores aos sugeridos em toda literatura, quando se trata de argilas. Embora se registre que a comparação efetuada aqui é relativa à resistência de ponta corrigida, cujos valores de referência ainda não existem.

Por outro lado, MÉNARD (1975) comenta que a relação  $q_c/P_L$  é constante para uma determinada camada geológica, entretanto, poderá não ser a mesma de acordo com a distribuição granulométrica e o teor de umidade. Isso induz o autor da presente tese a crer que essas características poderão ter influenciado nos valores das relações obtidas, visto que o depósito argiloso em estudo é possuidor de elevados teores de umidade e de matéria orgânica e grande percentual de material fino, cujas características podem não ser as mesmas apresentadas pelos depósitos reportados na bibliografia.

Portanto, como as relações obtidas nesta pesquisa possuem valores relativamente baixos (na faixa de 1,40-2,20), o que parece ser típico de argilas com as características apresentadas, pode-se concluir que a tentativa de identificação do solo, embora de forma generalizada e um pouco discordante das relações sugeridas na literatura, baseada na relação entre resultados de CPT e PMT, parece promissora.

Na Figura 4.27 mostra-se graficamente a variação da resistência de ponta corrigida em função da pressão limite pressiométrica e a regressão linear obtida (ver Equação 4.7).

$$q_T = 1,06 \cdot P_L + 249 \quad [\text{kPa}] \quad (4.7)$$

Os resultados da regressão linear parecem ser bastante satisfatórios, haja vista que a Equação 4.7 possui um coeficiente de determinação de 0,96, com 17 graus de liberdade num nível altamente significativo ( $FS = 0,001$ ).

Portanto, é interessante concluir que embora sejam metodologias de ensaios de campo conduzidas sob condições de carregamento diferentes, os resultados de  $q_T$  e de  $P_L$  podem ser correlacionados satisfatoriamente para o depósito em análise. Quanto a aplicação prática destes resultados, experiências posteriores poderão avaliar melhor.

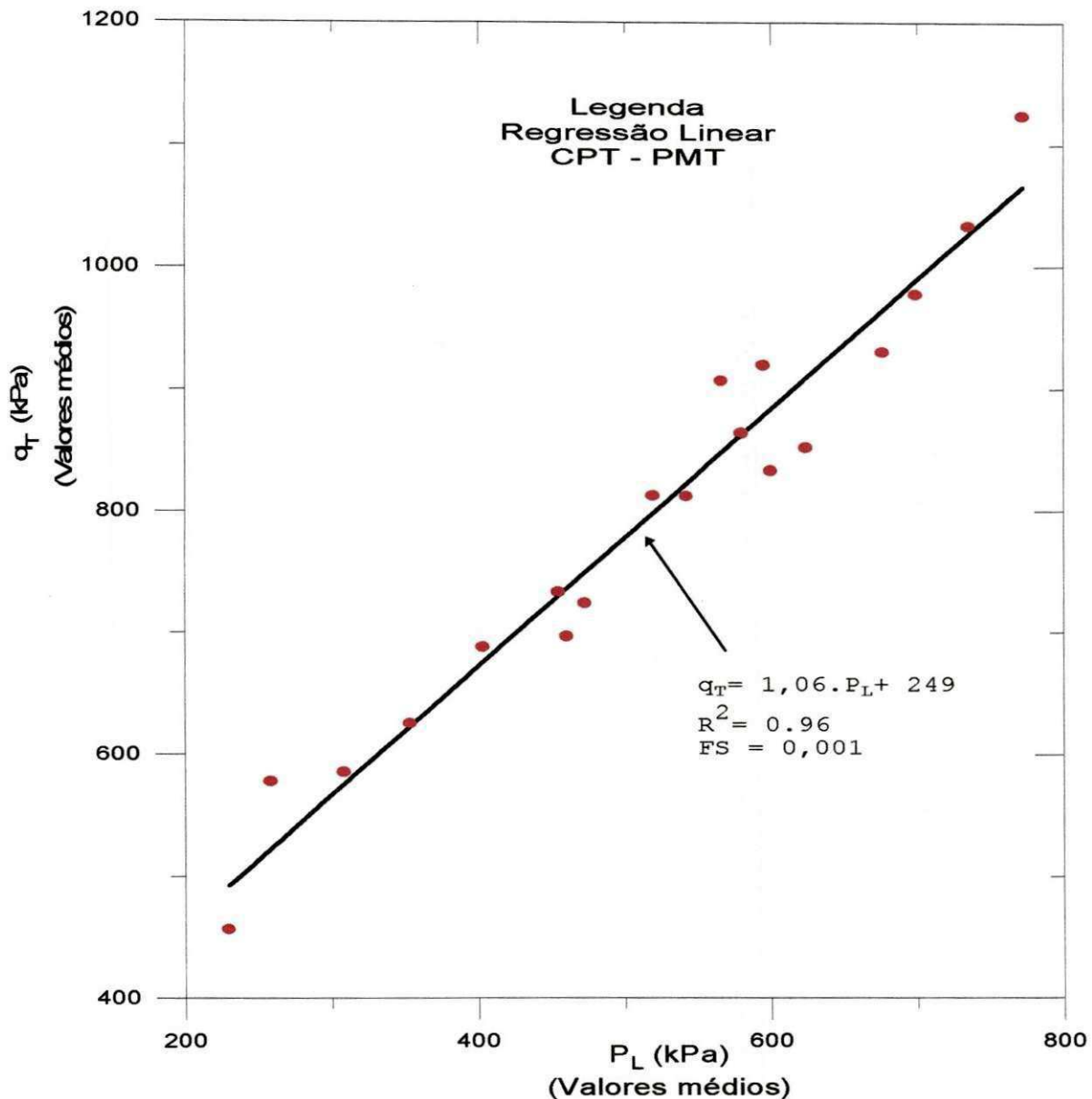


Figura 4.27 - Correlação entre resultados de CPT (BEZERRA, 1996) e pressiómetro Ménard, entre 4,5 e 22,5 m de profundidade.

#### 4.4.3 - Avaliação da Relação Módulo Pressiométrico/Pressão Limite

É comum na literatura encontrar autores que relacionam os parâmetros pressiométricos entre si, na tentativa de usar estas relações como indicativos do tipo de solo investigado. MÉNARD (1975) e BRIAUD (1992) entre outros, têm publicado trabalhos nos quais são sugeridos valores das relações  $E_0/P_L$  e  $E_0/P_L^*$  com o objetivo de identificação do tipo de solo. Deve-se ressaltar que estes autores adotaram no cálculo de  $E_0$  um coeficiente de Poisson

igual a 0,33, enquanto que neste trabalho o valor adotado foi 0,50. Porém, como há pouca influência do valor adotado para  $\nu$  no cálculo do módulo, as comparações serão feitas nestes termos.

Nas Tabelas 4.3 e 4.4 são apresentados os valores das relações  $E_0/P_L$  e  $E_0/P_L^*$ , respectivamente, obtidos para os três furos efetuados, entre as profundidades de 4,5 m e 22,5 metros.

Ilustrações gráficas destes resultados são mostradas nas Figuras 4.28 e 4.29, respectivamente, onde se pode observar as variações das respectivas relações com a profundidade.

Da Tabela 4.3 pode-se observar que os valores da relação módulo pressiométrico/pressão limite estão situados numa faixa de valores médios variando entre 11,3 e 15,3. Na primeira camada de argila, ou seja, entre 6,0 m e 16,0 metros, tem-se uma faixa de valores entre 11,3 e 13,1 enquanto que na segunda camada (entre 18m e 22,5 metros) os valores situam-se entre 12,0 e 15,3. Todo o depósito possui uma faixa de valores dessa relação em torno de  $13 \pm 2,6$ .

Embora o coeficiente de Poisson adotado no cálculo do módulo  $E_0$  neste trabalho tenha sido superior ao usado nos valores de referência sugeridos, os valores de  $E_0/P_L$  são superiores aos apresentados por MÉNARD (1975), onde é sugerido que essa relação deve girar em torno de 10 quando se trata de argilas. Por outro lado, CLARKE (1995) sugere valores de referência que permitem identificar tanto a primeira quanto a segunda camada como argilas de consistência variando entre rija a muito rija.

Na Figura 4.28 apresenta-se as variações da relação com a profundidade. Observa-se que a dispersão dos valores é muito significativa, tende a aumentar com a profundidade, assim com também ocorre com os valores de  $E_0/P_L$ . A dispersão pode ser atribuída aos valores do módulo, visto que os valores de  $P_L$  obtidos nos três furos são de excelente repetibilidade.



Tabela 4.3 - Valores do módulo pressiométrico  $E_0$ , de  $P_L$  e da relação módulo pressiométrico/pressão limite versus a profundidade.

PROF	FURO 01			FURO 02			FURO 03			$E_0/P_L$
	$E_0$	$P_L$	$E_0/P_L$	$E_0$	$P_L$	$E_0/P_L$	$E_0$	$P_L$	$E_0/P_L$	Méd.
(m)	kPa	kPa		kPa	kPa		kPa	kPa		
4,5	1380	227	6,1	1278	237	5,4	1878	225	8,3	6,6
5,5				2880	267	10,8	1822	241	7,6	9,2
6,5	3707	306	12,1	3426	305	11,2	3319	314	10,6	11,3
7,5				4390	351	12,5	3749	344	10,9	13,1
8,5	4180	388	10,8	6430	408	15,8	5713	414	13,8	13,5
9,5				6442	445	14,5	5552	443	12,5	13,5
10,5	5431	470	11,6	6729	443	15,2	7522	469	16,0	14,3
11,5				4505	465	9,7	6156	464	13,3	11,5
12,5	6939	525	13,2	8212	526	15,6	6125	508	12,1	13,6
13,5				5816	530	10,9	9996	536	18,6	14,6
14,5	6363	582	10,9	6798	567	12,0	8972	550	16,3	13,1
15,5				7029	577	13,0	9864	562	17,6	15,3
16,5	2728	592	4,6	5931	576	10,3	8528	572	14,9	9,9
17,5				6007	587	10,2	9406	592	15,9	12,9
18,5	9042	620	14,6	9119	626	14,6	7422	626	11,9	13,7
19,5				8150	658	12,4	7751	671	11,6	12,0
20,5	10490	685	15,3	9086	700	12,9	12555	712	17,6	15,3
21,5				10304	725	14,2	9113	725	12,6	13,4
22,5				7099	740	9,6	9801	769	12,7	11,2

É interessante ressaltar que na Tabela 4.3 podem ser observados valores que indicam regiões de comportamento diferentes. Por exemplo, nas profundidades 4,5 - 5,5 m nota-se que os valores da relação são inferiores aos valores exibidos pelas demais. Segundo CLARKE (1995), valores de  $E_0/P_L$  entre 7-10 pode indicar areias medianamente compactas (Tabela 2.6). Observa-se também nas profundidades 16,5-17,5 m uma queda significativa dos



valores da relação, sugerindo que esta é uma região de transição, haja vista que à partir dos 18,5 metros tende a ocorrer uma recuperação dos valores. Contudo, no geral, os valores da relação são superiores a 10 e segundo o que propõe CLARKE (1995), o depósito seria classificado como composto de argila de consistência de rija a muito rija.

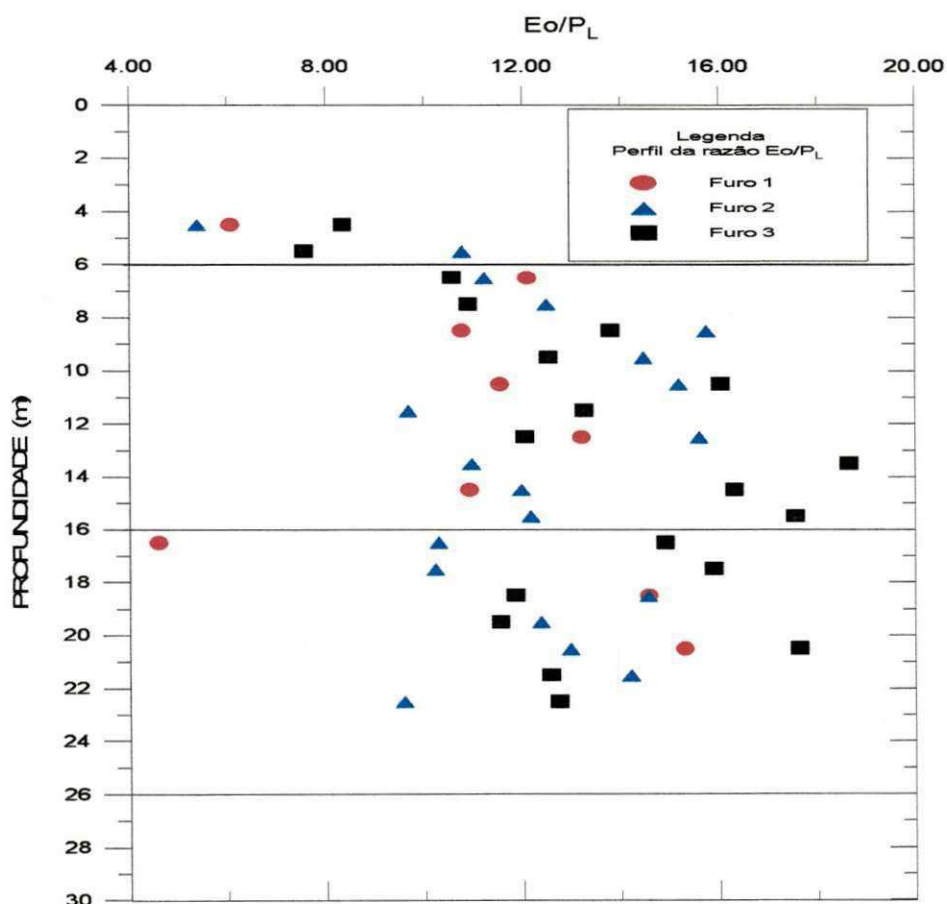


Figura 4.28 - Valores da relação módulo pressiométrico/pressão limite pressiométrica.

Com relação à Tabela 4.4, pode-se observar que os valores de  $E_o/P_L^*$  variam entre 16,0 e 22,6. Uma faixa de valores em torno de  $20 \pm 4,18$  pode ser sugerido para todo o perfil. Na Figura 4.29 nota-se que os valores são bastante dispersos ao longo da profundidade, devido aos valores de  $E_o$ , porém pode-se observar um ligeiro aumento dos valores com a profundidade.

Tabela 4.4 - Valores do módulo pressiométrico  $E_0$ , de  $P_L^*$  e da relação módulo pressiométrico/pressão limite efetiva versus a profundidade.

PROF	FURO 01			FURO 02			FURO 03			$E_0/P_L$ Méd.
	$E_0$	$P_L^*$	$E_0/P_L^*$	$E_0$	$P_L^*$	$E_0/P_L^*$	$E_0$	$P_L^*$	$E_0/P_L^*$	
(m)	kPa	kPa		kPa	kPa		kPa	kPa		
4,5	1380	145	9,6	1278	153	8,4	1878	161	11,7	9,0
5,5				2880	178	16,2	1822	167	10,9	13,6
6,5	3707	199	18,6	3426	229	15,0	3319	228	14,6	16,0
7,5				4390	256	17,1	3749	246	15,2	16,2
8,5	4180	255	16,4	6430	288	22,3	5713	301	19,0	19,2
9,5				6442	305	21,1	5552	321	17,3	19,2
10,5	5431	335	16,2	6729	307	21,9	7522	335	22,5	20,2
11,5				4505	298	15,1	6156	318	19,4	17,3
12,5	6939	341	20,3	8212	356	23,1	6125	347	17,7	20,4
13,5				5816	340	17,1	9996	355	28,2	22,7
14,5	6363	372	17,1	6798	367	18,5	8972	365	24,6	20,1
15,5				7029	374	18,8	9864	395	25,0	21,9
16,5	2728	307	8,9	5931	354	16,8	8528	325	26,3	17,3
17,5				6007	355	16,9	9406	345	27,3	22,1
18,5	9042	370	24,4	9119	396	23,0	7422	389	19,1	22,1
19,5				8150	401	20,3	7751	414	18,7	19,5
20,5	10490	409	25,6	9086	426	21,3	12555	444	28,3	25,1
21,5				10304	415	24,8	9113	449	20,3	22,6
22,5				7099	439	16,2	9801	483	20,3	18,3

Na Tabela 4.4 também observa-se que os valores de  $E_0/P_L^*$  na primeira camada (6,0 - 16,0 m) estão em torno de 20, enquanto que na segunda camada (18 - 22,5 m) os valores tendem a aumentar para algo em torno de 22. Estes valores são altos em relação ao que sugere BRIAUD (1992) para argilas de consistência média a rija, tanto na primeira quanto na segunda camadas. BRIAUD (1992) sugeriu que essa relação deveria ser em torno de 12,5. Entretanto, de uma forma mais generalizada o mesmo autor afirma ser comum obter

valores para esta relação em argilas superiores a 12. Isto leva a crer que, embora não seja tão preciso, o método de identificação baseado na relação é aceitável, haja vista que os próprios autores sugerem usar não só a relação, mas também outros fatores de observação, como por exemplo, a forma da curva e o próprio material retirado da perfuração, para que se tenha uma identificação melhor do tipo de solo.

Conforme comentado, o pressiômetro possibilitou registrar a região onde ocorre uma queda brusca da resistência, porém não permite avaliar a espessura da camada responsável por essa queda. Pode-se fazer apenas uma estimativa grosseira da espessura da camada.

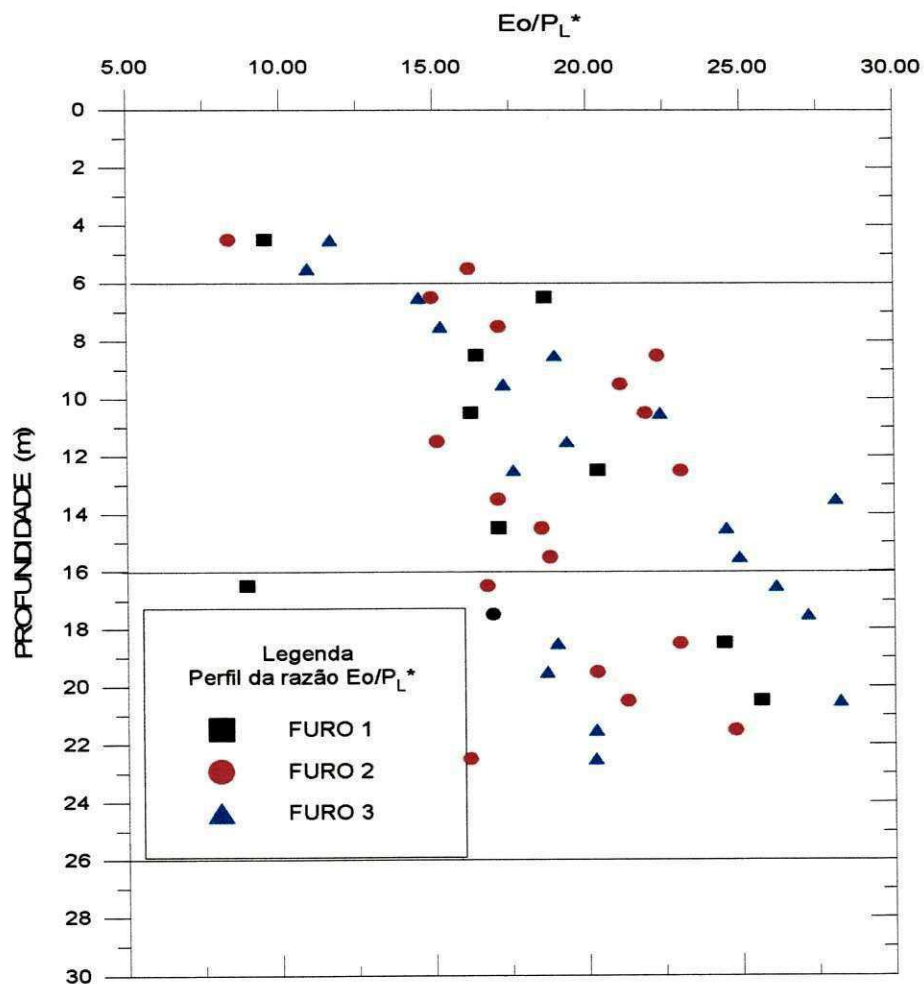


Figura 4.29 - Valores da relação módulo pressiométrico/pressão limite efetiva.

Conclui-se, portanto, que os valores das relações  $E_0/P_L$  e  $E_0/P_L^*$  obtidos neste trabalho são superiores aos que comumente se encontra na literatura relativos a este tipo de solo. Dessa forma, o depósito foi classificado como composto de argilas, de uma forma bastante generalizada, ou segundo alguns critérios, de argilas de consistência rija a muito rija. Também deve-se ressaltar que a sensibilidade do pressiômetro não foi suficiente para avaliar de uma forma mais precisa a espessura da camada de transição entre as duas camadas de argila do depósito, embora tenha constatado a sua existência entre os 16-18 m de profundidade em função da queda da resistência.

Sugere-se, portanto, a continuidade deste trabalho no sentido de definir melhor o perfil do módulo pressiométrico  $E_0$ , usando outros depósitos de argila brasileiros, haja vista que os valores que se tem como referência são na sua grande maioria obtidos de trabalhos efetuados na Europa e nos Estados Unidos.

## CAPÍTULO 5

### CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

#### 5.1 - CONCLUSÕES

Baseado na revisão bibliográfica realizada e na análise dos resultados obtidos durante o presente trabalho, pode-se concluir que:

1. Há evidências de que os valores do módulo pressiométrico são altamente sensíveis ao processo de perfuração usado nessa campanha de ensaios, e a dispersão tende a aumentar à medida que aumenta a profundidade.
2. Os valores do módulo pressiométrico  $E_0$  obtidos são superiores aos que comumente se tem publicado sobre solos similares. O mesmo ocorreu com os valores do módulo de cisalhamento  $G$ .
3. Os valores do módulo pressiométrico calculados a partir de resultados de ensaios com ciclos de descarga/recarga,  $E_r$ , são bastante dispersos. Os resultados demonstram a necessidade de uma maior acurácia na execução dos ciclos.
4. Os valores da pressão limite apresentam excelente repetibilidade, confirmando a sua menor sensibilidade aos efeitos causados durante a abertura do furo.
5. O parâmetro pressão limite exibiu comportamento bastante satisfatório para a identificação das camadas investigadas, inclusive constatando discontinuidades já registradas por outros autores, ao longo do perfil.

6. O parâmetro pressão limite efetiva demonstrou ser muito promissor na avaliação da resistência não drenada, usando as correlações empíricas referidas neste trabalho. As correlações utilizadas sugerem que o depósito é constituído de três camadas de argila, ou seja, a primeira entre 6-10,5 metros, a segunda, dos 10,5-16,0 metros e a terceira a partir dos 17-18 metros de profundidade.
7. A correlação empírica sugerida por POWELL (1990) apresentou os melhores resultados quando comparados com valores de referência, e com valores obtidos através do ensaio de piezocone na avaliação de  $S_u$ .
8. Os parâmetros pressão de fluência total e pressão de fluência efetiva apresentaram-se dentro de uma faixa de repetibilidade muito satisfatória, apesar das curvas de fluência não serem muito regulares, dificultando a interpretação dos dados.
9. A obtenção da tensão horizontal in situ exigiu uma sensibilidade muito grande na identificação da sua posição na curva pressiométrica, visto que o as perturbações devidas ao processo de perfuração, às vezes, tornavam essa região da curva muito irregular.
10. O parâmetro tensão horizontal total in situ apresentou excelente repetibilidade e, de forma semelhante aos valores a pressão de fluência, tendeu a aumentar linearmente com a profundidade. Uma regressão linear foi proposta e os dados estatísticos indicam uma correlação linear altamente significativa.
11. Uma comparação entre os valores de  $\sigma_{h0}$  obtidos com o pressiômetro MÉNARD e resultados de piezocone e de laboratório mostrou muita semelhança quanto à variação dos valores ao longo do perfil. Os valores obtidos com o pressiômetro são, em média, 16% e 6% inferiores aos valores de piezocone e de referência, respectivamente. O método



adotado na estimativa do parâmetro na curva pressiométrica parece muito promissor.

12. A estimativa do coeficiente de empuxo no repouso,  $K_0$ , não apresentou bons resultados, conforme se esperava. Contudo, na segunda camada do depósito, aproxima-se bastante dos resultados de dilatômetro, de piezocone e de laboratório disponíveis para o depósito, enquanto são inferiores na primeira camada, o que pode ser influência do OCR desse trecho do perfil.
13. Relações envolvendo o módulo  $E_0$  e a resistência de ponta corrigida  $q_T$ , do piezocone, não foram bem sucedidas em termos de repetibilidade e de enquadramento nas faixas de valores apresentados na literatura relativas ao tipo de solo estudado.
14. As grandezas obtidas a partir das relações entre a resistência de ponta corrigida  $q_T$  e a pressão limite  $P_L$ , quando plotadas graficamente, também mostram três regiões de comportamentos diferentes. Como indicativo do tipo de solo, a relação se mostrou muito genérica.
15. As correlações estatísticas obtidas entre os valores médios dos módulos  $E_0$  e  $G$  e o logaritmo da profundidade e a resistência de ponta corrigida  $q_T$  e entre a resistência de ponta corrigida e a pressão limite apresentam resultados altamente significativos.
16. Os valores das relações  $E_0/P_L$  e  $E_0/P_L^*$  foram sempre superiores aos valores publicados em trabalhos relativos ao tipo de solo em questão. Atribui-se o fato ao valor médio do coeficiente de Poisson, sugerido por MÉNARD, o qual é usado no cálculo do módulo  $E_0$  naqueles trabalhos, o qual pode ser inadequado para argilas moles saturadas, onde deve ser atribuído um valor superior a 0,33.

## 5.2 - ALGUMAS SUGESTÕES PARA OUTRAS PESQUISAS:

Baseado na experiência adquirida na realização da presente tese, sugere-se alguns tópicos que certamente irão contribuir para um maior conhecimento das questões aqui discutidas:

1. Realizar ensaios com um pressiômetro auto-perfurante no local onde foi realizada a presente campanha e comparar os resultados.
2. Incorporar à sonda do pressiômetro MÉNARD um dispositivo capaz de efetuar medidas de poro-pressão de forma que se possa obter informações sobre dissipação de pressões neutras e características de fluxo durante um ensaio em argilas.
3. Efetuar ensaios com um maior número de pontos no trecho inicial da curva, de maneira que se tenha uma melhor definição dessa fase, quando se efetuar ensaios em argilas moles.
4. Proceder constantes calibrações para verificar a perda de volume do sistema e sua evolução no decorrer do tempo. Verificar também a sua relevância nos resultados quando se efetuam ensaios em argilas moles.
5. Efetuar ensaios cíclicos mais apurados, de modo que se possa obter ciclos de descarregamento/re-carregamento bem definidos e comparar com resultados obtidos neste trabalho.
6. Usar outros métodos disponíveis na bibliografia para avaliar parâmetros tais como a tensão horizontal "in situ" e a pressão limite e comparar com os resultados obtidos neste trabalho.

7. Comparar e correlacionar, se possível, resultados fornecidos pelo pressiômetro com resultados do ensaio SPT dotado de torquímetro.
8. Comparar e, se possível, correlacionar o módulo pressiométrico com o módulo dilatométrico.
9. Verificar em outros tipos de solos as relações entre o módulo pressiométrico  $E_0$  e a pressão limite  $P_L$  com vistas a poder usar essa relação como indicativo do tipo de solo.
10. Efetuar estudos complementares visando ampliar as relações entre parâmetros pressiométricos e penetrométricos, no tocante à resistência não-drenada e resistência de ponta e  $P_L$ .
11. Como o ensaio é normalizado, poucos pontos foram obtidos no entorno do estado "in situ". Recomenda-se então efetuar ensaios com mais pontos nessa fase, de forma a tornar mais evidente o valor da tensão  $\sigma_{ho}$ .
12. Adaptar, ao pressiômetro Ménard, um sistema automático de aquisição de dados, de forma a tornar as leituras de pressão e de volume mais precisas.

## 6.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALCÂNTARA, P.B. (1992), Avaliação da Capacidade de Carga de Fundações Rasas em Solos Argilosos Através do SPT, da Prova de Carga Sobre Placas e do Ensaio Pressiométrico, Tese de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande.
- AMAR, S. (1989), Comunicação Pessoal feita a QUARESMA et alii (1996).
- AMAR, S., BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. (1983), Le Pressio-pénétrômetre Pour la Reconnaissance des Sols à Terre et en Mer, Bull. Liaison des LCPC, N° 126, pp. 21-25.
- AMAR, S., CLARKE, B.G.F., GAMBIN, M.P. e ORR, T.L.L. (1991), The Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design in Europe; A state-of-the-art report by ISSMFE European Technical Committee on Pressuremeters, Part 1: Predrilled pressuremeters and self-boring pressuremeters, A.A. Balkema, pp. 01-23.
- AMAR, S., JEZEQUEL, F. (1972), Essais en Place et en Laboratoire sur sols cohérents comparaisons des résultats, Bulletin de Liaison de LCPC, Paris, N° 58, pp. 97-107.
- AMORIM JÚNIOR, W.M. (1975), Contribuição ao Estudo das Argilas Orgânicas de Pernambuco, Dissertação de Mestrado, COPPE/RJ.
- ANDERSON, W.F. & PYRAH, I.C., (1989), Consolidation and Creep Effects in the PMT in Clay, XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (ICSMFE), Vol. I, Rio de Janeiro, pp. 153-156.
- ASTM (1987)- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING OF MATERIALS, Standard Test Method for Pressuremeter Testing in Soils, D4719/87, Annual Book of ASTM Standards, v. 04.08, New York.

- BAGUELIN, F. (1973), Mesure du coefficient de Consolidation à l'aide du pressiomètre autoforeur, discussion, Proc. 8th Int. Conf. SMFE, Moscow, Vol.4.2 (citado por BRIAUD, 1992).
- BAGUELIN, F. (1982), Rules of Foundation Design Using Self-Boring Pressuremeter Test Results, Proc. Int Symp. Pressuremeter Marine Applications, Paris, pp. 347-360 (citado por CLARKE, 1995).
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. (1972), Etude Expérimentale du Comportement des Pieux Sollicités Horizontalement, Bull. Liaison des LCPC, N° 62, pp. 129-170.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. (1973), Le Pressiomètre Autoforeur, Bull. Liaison des LCPC, N° 67, pp. 9-30.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J., LE MÉE, E., LE MÉHAUTÉ, A. (1972), Expansion des Sondes Cylindriques Dans les Sols Cohérents, Bull. Liaison des LCPC, N° 61, pp. 189-202.
- BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J.F., SHIELDS, D.H. (1978), The Pressuremeter and Foundation Engineering, 1<sup>a</sup> ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publication, 617p.
- BAGUELIN, F., FRANK, R.A., JEZEQUEL, J.F. (1982), Parameters for Friction Piles in Marine Soils, Second int. Conf. In Numerical Methods for Off shore Piling (citados por BRIAUD, 1992).
- BAGUELIN, F., FRANK, R.A., NAHRA, R. (1986b), A Theoretical Study of Pore Pressure Generation and Dissipation Around the Pressuremeter, Proc. 2nd Int Symp. Pressuremeter Marine Applications, Texas, USA, ASTM STP 950, pp.169-186 (citados por BRIAUD, 1992).
- BECUE, J., BRUCY, F., LE TIRANT, P. (1986), Proposed Methods for Application of Pressuremeter Test Results to Designing of Off shore Foundations, Proc. 2nd Int. Symp. Pressuremeter

Marine Appl., Texam, USA, ASTM STP 950, pp. 357-375 (citados por CLARKE, 1995).

BENOIT, J., CLOUGH, G. W. (1986), Self-Boring Pressuremeter Tests in Soft Clay, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 112, N° 01, p. 60-78.

BEZERRA, R.L. (1993), Utilização dos Piezocones COPPE de Segunda Geração na Avaliação de Características Geotécnicas de Um Depósito Argiloso na Baixada Santista - 3° Seminário Para Exame de Avaliação Acadêmica Para Candidatura ao Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro - Brasil.

BEZERRA, R.L., DANZINGER, F.A.B. e ALMEIDA, M.S.S. (1994), Desenvolvimento do Piezocone de Terceira Geração na COPPE/UFRJ, Anais do X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu - Brasil, Vol. 02, pp.413-420.

BEZERRA, R.L. (1996), Desenvolvimento do Piezocone de Terceira Geração e Sua Utilização na Determinação dos Parâmetros "In Situ" de Resistência ao Cisalhamento e Compressibilidade de Argilas Moles, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.

BEZERRA, S.P. e LUCENA, F.B. (1990), Aplicação do Pressiômetro de Briaud em Projetos de Fundações Superficiais, Seminário Regional de Engenharia Civil, Vol. II, pp. 457-470.

BIGOT, G., BOURGES, F., FRANK, R. (1982), Etude Experimentale d'un Pieux Soumis aus Pousseés Laterales d'un Sol, Revue Fr. De Geotechnique, N° 18 (citados por AMAR et alii, 1991).

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, p.147-159.



- BOSCH, D.R. (1996), *Interpretação do Ensaio Pressiométrico em Solos Coesivo-Friccionais Através de Métodos Analíticos*, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- BRANDT, J.R.T. (1978), *Utilização de um Novo Pressiômetro para Determinação do Comportamento Elástico de Solos Residuais e Gnáissicos Jovens e de Estratos do Terciário Paulista*, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, PUC, Rio de Janeiro.
- BRIAUD, J.L. (1992), *The Pressuremeter*, Trans Tech Publications, Balkema, Roterdã, 322p.
- BRIAUD, J.L. & GAMBIN, M. (1984), *Suggested Practice for Drilling Boreholes for Pressuremeter Testing*, Vol. 7, N. 01, pp. 36-40.
- BRIAUD, J.L. & SHIELDS, D.L.H. (1979), *A Special Pressuremeter and Pressuremeter Test for Pavement and Design*, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.2, N° 3, pp. 143-151, Setembro.
- BRIAUD, J.L., TAND, K.E., FUNEGARD, E.G. (1986a), *Pressuremeter and Shallow Foundations on Stiff Clay*, *Spread Foundations*, *Transportation Research Board Annual Meeting*, Washington (citados por BRIAUD, 1992).
- 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., TUCKER, L.M. (1988), *Horizontally Loaded Piles Next to a Trench*, *Foundations for Transmission Line Towers*, *ASCE Geotechnical Special Publications*, N° 8, Atlantic City (citados por BRIAUD, 1992).

- BRIAUD, J.L., SMITH, T.D., TUCKER, L.M. (1985d), A Pressuremeter Method for Laterally Loaded Piles, int. Conf. of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.3, p.1353, San Francisco (citados por BRIAUD, 1992).
- BRIAUD, J.L., TUCKER, L., FÉLIO, G. (1983), Pressuremeter, CPT and Foundation Design, Vol.I, Carleton University, Ottawa, Canadá.
- BRIAUD, J.L., TUCKER, L.M., MAKARIM, C.A. (1986d), Pressuremeter Standard and Pressuremeter Parameters, The Pressuremeter and Its Marine Applications: 2nd Int. Symp., ASTM STP 950, Texas A&M (citados por BRIAUD, 1992).
- BRIAUD, J.L., NOUBANI, A., KILGORE, J., TUCKER, L.M. (1985c), Correlation, Between Pressuremeter Data and Other Parameters, Research Report, Civil Engineering, Texas A&M University (citados por BRIAUD, 1992).
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L. (1981), Prévision de la Capacité Portante des Pieux Isolés sous Charge Verticale, Bulletin de liaison des Laboratoire des Points et Cahusséss (LCPC), N° 113, pp. 83-108.
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L., MANDOLINI, A., VIGGIANI, C. (1994), Loading Tests on Slender Driven Piles in Clay, XIII ICSMFE, vol. II, New Delhi, India, pp. 685-688.
- BUSTAMANTE, M., GIANESELLI, L., CAMBIER, J.C. (1983), Calcul d'un Pieu Vissé Moulé Dans Une Argile Plastique, Bull. Liaison des LCPC, N° 127, pp. 53-64.
- CHRISTOULAS, S., FRANK, R. (1981), Deformations Parameters for Pile Settlement, Proc. 10th Eur. Conf. Soil Mech. And Found. Engng., Florence, italy, pp 373-376 (citados por CLAKE, 1995).

- CLARKE, B.G. & ALLAN, P.G. (1989), A Self-Boring Pressuremeter for Testing Weak Rock, XII ICSMFE, Vol.I, Rio de Janeiro, pp. 211.
- CLARKE, B.G. (1993), The Interpretation of Pressuremeter Tests to Produce Design Parameters, Predictive Soil Mechanics, Proc. Wroth Memorial Symp., Oxford, pp. 75-88 (citado por CLARKE, 1995).
- CLARKE, B.G. (1994), Peak and Post Rupture Strengths from Pressuremeter Tests, XIII ICSMFE, vol. I, New Delhi, India, pp. 125-128.
- CLARKE, B.G. (1995), Pressuremeter in Geotechnical Design, Chapman & Hall, Cambridge, Grã-Bretanha, 362p.
- COUTINHO, R.Q. (1996), Relatório de Pesquisa, CNPq, em andamento.
- COUTINHO, R.Q. & OLIVEIRA, J.T.R. (1994), Propriedades Geotécnicas das Argilas Moles do Recife/Banco de Dados, X COBRAMSEF, vol. 2, pp. 563-572, Foz do Iguaçu.
- COUTINHO, R.Q., OLIVEIRA, J.T.R e DANZINGER, F. A. B. (1993), Caracterização Geotécnica de Uma Argila Mole do Recife, Solos e Rochas, 16, (4): pp. 255-266, São Paulo.
- CUNHA, R.P. (1996), A New Cavity Expansion Model To Simulate Selfboring Pressuremeter Tests in Sand, Solos e Rochas, N° 19, São Paulo/Brasil, pp. 15-27.
- CUNHA, R.P. (1997), A New Disturbance Quantification Procedure for Self-boring Pressuremeter Tests, Proceedings of the International Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, Brazil, pp.223-227.
- DAVIDSON , R.R., BODINE, R.R. (1986), Analysis and Verification of Louisiana Pile Foundation Design Based on Pressuremeter

Results, The Pressuremeter and Its Marine Applications: 2nd. Int. Symp. ASTM, STP 950 (citados por BRIAUD, 1992).

DAVIDSON , R.R., PEREZ, J.Y. (1980), Pressuremeter Research: I-90 Project, Woodward Clyde Consultants, Researchs Report. (citados por BRIAUD et alii, 1983).

GAI CONSULTANTS, Inc. (1982), Laterally Loaded Drilled pier Research: Vol.1: Design Methodology, Vol.2: Research Documentation, Research Report EPRI EL-2197 (citado por BRIAUD, 1992).

DIGIOIA, A. DAVIDSON, H.L., DONOVAN, T.D. (1981), Laterally Loaded Drilled Piers: A Design Model, Drilled Piers and Caissons, ASCE Convention, St. Louis (citados por BRIAUD, 1992).

DELLIS, M.T. (1987), Análise do Comportamento de uma Estaca Injetada de Pequeno Diâmetro Utilizada no Reforço de Fundações, Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande.

DINIZ, A.A. e DEMARTINECOURT, J.P. (1985), O Pressiômetro de Pavimentação, Anais da 20ª RAPV, Vol. 1, Fortaleza/CE, pp.375-388.

DUNAD, M. (1981), Etude Experimentale du Comportement des des Fondations Soumises au Renversement, These de Docteur Ingenieur, Institut de Mecanique de Grenoble, França (citado por BRIAUD, 1992).

EISENSTEIN, Z., MORRISON, N. (1973), Prediction of Foundation Deformations in Edmonton Using na In Situ Pressure Probe, Canadian Geotechnical Journal, Vol.10 (citados por ALCÂNTARA, 1992).

FRANK, R., ZHAO, S.R. (1982), Estimation par les Parameters Presiometriques de l'Enforcement Sous Charge Axiale de Pieux Fores dans les Sols Fins, Bull. Liaison Labo, P. et ch. 119 (citados por BRIAUD, 1992).

- HOULSBY, G.T., WITHERS, N.J., (1988), Analysis of the Cone Pressuremeter Test in Clays, *Geotechnique*, 38 (4), pp. 575-587 (citados por LUNNE et alii, 1989).
- GAMBIN, M. (1963), Calcul du Tassement d'une Fondation Profonde en Fonction des Resultats Pressiometriques, *Sols-Soils*, N° 7 (citado por BRIAUD, 1992).
- GAMBIM, M. (1979), Calculations of Foundations Subjected to Horizontal Forces Using Pressuremeter Data, *Sols-Soils*, N° 30/31 (citado por BRIAUD, 1992).
- GHIONA, V. (1981), Performance of Self-boring Pressuremeter Test in Coesive Deposits, Boston: MIT, Department of Civil Engineering (citado por MANTARAS, 1995).
- GUIONA, V.N., JAMIOLKOWSKI, M., MANASSERO, M. (1990), Limite Pressure in Expansion of Cylindrical Cavity in Sand, Proc. 3rd Int. Symp. Pressuremeters, Oxford, pp.149-158 (citados por NAKAHARA, 1995a).
- GIBSON, R.E., ANDERSON, W.F. (1961), In Situ Measurement of Soil Properties With the Pressuremeter, *Civil Engineering and Public Works Review*, London, 56 N° 658 (citados por BRIAUD, 1992).
- HUGHES, J.M.O, GOLDSMITH, P.R, FENDALL, H.D.W. (1979), Predicted and Measured Behavior of Laterally Loaded Piles for the Westgate Freeway Bridge, Victoria Geomechanics Society, Australia (citados por BRIAUD, 1992).
- HUGHES, J.M.O. & ROBERTSON, P.K. (1985), Full-displacement pressuremeter Testing in Sand, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.22, N. 3, pp. 298-307.
- HUGHES, J.M.O (1982), Interpretation of Pressuremeter Test for the Determination of Elastics Shear Modulus, In: Engineering Foundation Conference on Updating Subsurface Sampling of

Soils and Rocks and their In Situ Testing, Santa Bárbara, Proc. Santa Bárbara: ASCE, pp. 279-289 (citado por BOSCH, 1996).

HUGHES, J.M.O, WROTH, G.P., WINDLE, D., Pressuremeter Tests in Sand, Geotechnique, Vol.27, Nº 4 (citados por BRIAUD, 1992).

JAMIOLKOWSKI, M. LADD, C.C., GERMAINE, J.T., LANCELLOTTA, R. (1985), New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils, Proc. 11 th Int. Conf. SMFE, San Francisco, V.1, pp. 57-154 (citados por SULLY, 1994).

JEZÉQUEL, J.F., LEMEÉ, E., SAINTILAND, D. (1974), Exploitation de L'essai Pressiométrique Normal par Méthode Numérique, Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées, Paris, Nº 69, pp 105-114 (citados por MÁNTARAS, 1995).

KAY, S., KOLK, H.J., HOOYDONK, W.R. (1983), Site Specific Design of Laterally Loaded Piles, ASCE Specialty Conference on Geotechnical Practice in Off shore Engineering, Austin (citados por BRIAUD, 1992).

KRUIZINGA, J. (1989), Bearing Capacity of a Test Pile Compared With Predictions from Pressuremeter Rules, XII ICSMFE, Vol. II, Rio de Janeiro, pp. 1155.

KULHAWY, F.H. & MAYNE, F.W. (1990), Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Research Project 1493-6, Cornell' University, New York.

LAMÉ, G. (1952), Leçons Sur la Théorie Mathématique L'élasticité des Corps Solides. Bachelier, Paris, France (citado por CLARKE, 1995).

LCPC-SETRA (1985), Regles de Justification des Fondations sur Pieux a partir des Resultats des Essais pressiométriques, Laboratoire Central des Ponts et Chausseés, Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes, Paris.

- LIMA, M.J.C.P.A. (1983), Prospecção Geotécnica do Subsolo, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, p. 75-83.
- LIMA FILHO, M.F. e ALHEIROS, M.M. (1990), Planície do Recife: Origem e Características Geotécnicas, CIVIL 90-NE,2, 502-517, ITEP, ABMS-NE (citados por COUTINHO e OLIVEIRA, 1994).
- LUCENA, F.B., BEZERRA, S.P. & COSTA, J.D. (1988), Estudo da Aplicação do Pressiômetro na Pavimentação, Anais da XXIII RAPv, Florianópolis, pp. 117-134.
- LUKAS, G.L., LECLER de BUSSY, B. (1976), Pressuremeter and Laboratory Test Correlations for Clays, ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, N<sup>o</sup> GT9 (citados por KULHAWY e MAYNE, 1990).
- LUNNE, T., LACASSE, S. & RAD. N.S. (1989), SPT, CPT, Pressuremeter Testing and Recent Developments - Part I: All Tests except SPT - General Report, Session 2, XII ICSMFE, vol.4, p.2339-2404, Rio de Janeiro, Brazil.
- MAIR, R.J., WOOD, D.M., (1987), Pressuremeter Testing Methods and Interpretation, Butterworth (citados por SULLY, 1994).
- MANASSERO, M. (1989), Stress-Strain Relationships from Drained Self-borings Pressuremeters Tests in Sands, Geotechnique, 39 (2), pp. 293-307 (citado por NAKAHARA, 1995a).
- MÁNTARAS, F.M. (1995), Análise Numérica do Ensaio Pressiométrico Aplicada à Previsão do Comportamento de Fundações Superficiais em Solos não Saturados, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- MARCHAL, J. (1971), Calcul du Tassement des Pieux à partir des Méthodes Pressiométriques, Bull. De Liaison de LCPC, Paris (52), pp. 22-55 (citado por CLARKE, 1995).



- MARSLAND, A., RANDOLPH, M.F., (1977), Comparisons on the Results from Pressuremeter Tests and Large in situ Plate Tests in London Clay, *Geotechnique*, 27 (2), pp. 217-234 (citados por LUNNE et alii, 1989).
- MASOOD, T. (1990), Determination of Lateral Earth Pressure in Soils by In-situ Measurement, Ph.D. Thesis, Univ. of California, Berkeley, USA (citado por COUTINHO et alii, 1993).
- MEHTA, B.G. (1989) Evaluation of Subsoil Properties by Pressuremeter Test, XII ICSMFE, Vol.I, Rio de Janeiro, pp. 295.
- MENARD, J.L. (1962), Comportement d'une Fondation Soumise à des Efforts de Renversements, *Sols-Soils*, N° 3, pp. 9-28 (citado por CLARKE, 1995).
- MÉNARD, L. (1963), Calcul de la Force Portante des Fondations sur la Base des Resultats des Essais Pressiometriques, *Soils-Soils*, Vol. 2, N°s 5,6 (citado por BRIAUD, 1992).
- MÉNARD, J.L. (1963a), Calcul de la Force Portante des Fondations sur la Base des Résultats des Essais Pressiométriques, *Sols-Soils*, Vol. 5, N° 5, pp. 9-24 (citado por CLARKE, 1995).
- MÉNARD, L. (1975), The Ménard Pressuremeter, Interpretation and application of Pressuremeter test results to foundation design, *Soils Soils*, N° 26.
- MÉNARD, J.L., BOURDON, G., GAMBIN, M. (1969), Methode Generale de Calcul d'un Rideau ou Pieu Sollicite Horizontalement en Fonction des Resultats Pressiometriques, *Sols-Soils*, N° 22/23 (citados por BRIAUD, 1992).
- MÉNARD PRESSUREMETER (1994), Manuall of Instructions - APAGEO/SEGELM.

- MORI, H. (1982), Pressuremeter Test for Soft Cohesive Soil, Symposium on the Pressuremeter and its Marine Application, IFP, Paris (citado por BRIAUD et alii, 1983).
- NAKAHARA, S.M. (1995a), Determinação de Propriedades de um Solo não Saturado Através de Ensaio Pressiométricos e de Laboratório, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- NAKAHARA, S.M. (1995b) Caracterização de um Solo não Saturado Através de Ensaio de Campo e Laboratório, 2ª GEO-JOVEM, PUC/RJ, pp.82-93.
- NORME FRANÇAISE (1991), Essai Pressiométrique Ménard: NF P94-110, Paris.
- OLIVEIRA, J.T.R. (1991), Ensaio de Piezocone em um Depósito de Argila Mole da Cidade de Recife, Tese M.Sc., COPPE/UFRJ.
- ORTIGÃO, J.A.R. & ALVES, L.S. (1994), Análise de Ensaio Pressiométricos na Argila Porosa de Brasília, X COBRAMSEF, Vol. II, Foz do Iguaçu.
- POWELL, J.J.M. (1990), A Comparison of Four Different Pressuremeters and Their Methods of Interpretation in a Stiff Heavily Overconsolidated Clay, Proc. 3rd Int. Symp. Pressuremeters, Oxford, pp. 287-298 (citado por CLARKE, 1995).
- POWELL, J.J.M., UGLOW, I.M. (1985), A Comparison of Ménard Self-boring Pressuremeter and Push-in Pressuremeter Tests in a Still Clay Til, Proc. Conf. Advances in Underwater Technology and Off shore Engineering, London, N. 3, pp.201-217 (citados por LUNNE et alii, 1989).
- QUARESMA, A.R., DÉCOURT, L., QUARESMA FILHO, A.R., SOARES DE ALMEIDA, M.S., DANZIGER, F. (1996), Investigações

Geotécnicas, Pressiômetros, Fundações Teoria e Prática, ABMS/ABEF, Ed. PINI, pp. 129-130.

RANDOLPH, M.F., CARTER, J.P., WROTH, C.P. (1979), "Driven Piles in Clay - Effects of Instalation on Subsequent Consolidation", GEOTECHNIQUE, v.29, n.4.

ROBERTSON, P.K., CAMPANELLA, R.G. & BROWN, P.T. (1985), Design of Axially and Laterally Loaded Piles Using in Situ Tests: A Case History, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, N. 4, pp. 518-527.

SANTANA, J.M., LUCENA, F.B. & BRASILEIRO, F.E. (1995), Avaliação das Características de Resistência no Subleito Através de Ensaios "in situ", 29º RAPv., Vol. I, Cuiabá, pp.273-301.

SCHNAID, F. (1990), A Study of the Cone Pressuremeter Tests in Sand, PhD thesis, Dept. of Engrg. Sci., Oxford Univ., England (citado por YU et alii, 1996).

SCHNAID, F., ROCHA FILHO, P. (1994), Experiência de Aplicação do Ensaio Pressiométrico em Solos Estruturados Parcialmente Saturados, X COBRAMSEF, Vol. II, Foz do Iguaçu.

SCHNAID, F. (1994), Relating Cone and Pressuremeter Tests to Acess Properties and Stresses in Sand, XIII ICSMFE, India, vol.1, p.121-124.

SCHMERTMANN, J.H. (1978), Improved Strain Influence Factor Diagram, Technical Note, ASCE, Soil Mechanics and Foundation Engineering Journal, Vol. 104, N<sup>o</sup> GT8 (citado por BRAIUD et alii, 1983).

SELLGREN, E. (1981), Pressuremeter and Pile Foundations, Proc. 10th Int. Conf. SMFE, Stockholm, vol.2, pp.843-846 (citado por CLARKE, 1995).

- 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.
- SUYAMA, K., IMAI, T., OHIA, S. (1982), Development of LLT Pressuremeter and Its Application in Prediction of Pile Behavior Under Horizontal Load, Symposium on the Pressuremeter and Its Marine Applications, Editions Technip, Paris (citados por BRIAUD, 1992).
- SUYAMA, K., OHYA, S., IMAI, T., MATSUBARA, M., NAKAYAMA, E. (1983), Ground Behavior During Pressuremeter Testing, Proc. Int. Symp. Soil and Rock Investigations by In-situ Testing, Paris, vol.2, pp. 397-402 (citados por CLARKE, 1995).
- SULLY, J.P. (1994), Use of Full-displacement Penetration Tests to Determine in situ Lateral Stress, XIII ICSMFE, vol.1, pp. 139-142, India.
- TIMOSHENKO, S.P., GOODIER, J.N. (1980), Teoria da Elasticidade, Terceira edição, Editora McGraw-Hill.
- VAN WAMBECKE, A., D'ENROCOURT, J. (1971), Courbes Pressiométriques Inverses, Method D'interpretation de L'essai Pressiométrique, Bruxelles, Royal Military School Publication (citados por MÁNTARAS, 1995).
- VIEIRA FILHO, J.O. & LUCENA, F.B. (1995), A Utilização do Pressiômetro como Alternativa para Determinação do CBR "in situ" e do Coeficiente de Recalque, 29° RAPv., Vol. I, Cuiabá, pp.215-255.
- WANG, H., LAW, K.T. (1994), Interpretation of full displacement pressuremeter test, XIII ICSMFE, vol. I, New Delhi, India, pp. 111-114.

WITHERS, N.J., SCHAAP, L.H., DALTON, C.P. (1986), The Development of a Full Displacement Pressuremeter, Proc. 2nd Symp. On Pressuremeter and Marine Application, pp. 38-56.

WROTH, C.P. (1984), The Interpretation of in Situ Soil Test, GEOTECHNIQUE, London, v.34, pp. 449-489.

YU, H.S., SCHNAID, F., COLLINS, I.F. (1996), Analysis of Cone Pressuremeter Tests in Sands, Journal of Geotechnical Engineering, vol. 122, N° 08, pp. 623-632.

## APÊNDICE I

### APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS

#### I.1 - Aplicações dos Parâmetros Pressiométricos em Projeto de Fundações

O Laboratoire Central des Points et Chaussées (LCPC) e o Centre D'Études Ménard têm desenvolvido muitas pesquisas desde 1957 no sentido de aplicar os parâmetros pressiométricos na avaliação e análise do projeto de fundações.

Partindo-se da premissa de que o módulo pressiométrico,  $E_o$ , pode ser correlacionado com o recalque de uma fundação, e a pressão limite,  $P_L$ , com a carga de ruptura do solo, utilizando-se expressões semi-empíricas é possível adotar estes parâmetros para o dimensionamento de fundações.

##### I.1.1 - Estacas Carregadas Axialmente

###### I.1.1.1 - Resistência de Ponta ( $Q_p$ )

O pressiômetro MÉNARD tem sido muito usado na França, com a finalidade de investigar o comportamento de todos os tipos de fundações (AMAR et alii, 1991). MÉNARD (1963) correlacionou a resistência de ponta de uma estaca com a pressão limite do solo obtida durante a expansão de uma cavidade esférica e comparou com a expansão de uma cavidade cilíndrica. A expressão obtida por MÉNARD para a carga de ruptura de uma fundação qualquer,  $Q_u$ , correlaciona a pressão limite efetiva equivalente,  $P_L^*$ , a um fator de capacidade de carga,  $k_p$ , o qual depende da categoria do solo, da profundidade crítica e do tipo de fundação (BRIAUD, 1992):

$$\frac{Q_u}{A_p} = k_p(P_L^*) + \sigma_{v0} \quad (I.1)$$

onde:

$A_p$  : área da seção transversal da ponta da estaca

$P_{Le}^*$  : pressão limite equivalente efetiva

$\sigma_{v0}$  : pressão vertical efetiva

A proposta original de MÉNARD (1963a) era baseada no tipo de solo, tipo e embutimento relativo da estaca na camada suporte. As pesquisas nesse campo evoluíram, e hoje cinco métodos já elencam o cálculo da capacidade de carga de estacas (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995).

O método atualmente mais recomendado para uso em projetos, publicado num documento oficial francês, é conhecido como o método do LCPC - SETRA (1985). Todavia, as modificações que ocorreram nestes vários métodos foram no sentido de simplificar mais a determinação do fator de capacidade de carga,  $k_p$ . O método do LCPC-SETRA (1985) introduziu como parâmetro de entrada na Tabela do fator  $k_p$ , a pressão limite da camada suporte e o tipo de solo, tornando-a mais completa (ver Tabela I.1).

Como em geral, os solos são estratificados, deve ser calculada uma pressão limite efetiva equivalente,  $P_{Le}^*$ , representativa de uma zona próxima à ponta da estaca. Esta região deve ser limitada em  $\pm 1,5B$ . Sendo  $B$  o diâmetro ou largura da estaca, segundo o método original proposto por MÉNARD (1963a). A pressão equivalente assim obtida será:

$$P_{Le}^* = (P_{L1}^* \times P_{L2}^* + P_{L3}^* \times \dots \times P_{Ln}^*)^{1/n} \quad (I.2)$$

onde os  $P_{Li}^*$  são as respectivas pressões limites efetivas das  $n$  camadas no interior da região delimitada.

Sendo a camada de suporte heterogênea e  $P_{Lmáx} \leq 1,5P_{Lmín}$ , um limite de  $1,5P_{Lmín}$  é recomendado para o perfil antes de se aplicar a Equação I.2.



BRIAUD (1992) define a pressão  $P_{Le}^*$  como sendo a pressão limite efetiva média numa camada homogênea ( $P_{Lmáx} \leq P_{Lmin}$ ) próxima à ponta da estaca pela Equação:

$$P_{Le}^* = \frac{1}{2a} \int_{-a}^{+a} P_L(z) dz \quad (I.3)$$

se  $B = \frac{4A}{P}$  é o diâmetro equivalente da estaca, o valor de a será:

$$a = 0,5 \quad \text{se} \quad B_e \leq 1,0 \text{ m}$$

$$a = \frac{B_e}{2} \quad \text{se} \quad B_e > 1,0 \text{ m}$$

Se o embutimento  $D_e$  da estaca na camada suporte é menor do que a, então o cálculo de  $P_{Le}^*$  deverá ser feito pela Equação I.4:

$$P_{Le}^* = \frac{1}{a + D} \int_{-D}^{+a} P_L(z) dz \quad (I.4)$$

Pelo método do LCPC-SETRA (1985), a pressão limite equivalente é calculada através da Equação:

$$P_{Le}^* = \sum \frac{[P_{Li} \cdot \Delta z_i]}{(a + d)} \quad (I.5)$$

onde  $z_i$  são as profundidades correspondentes aos  $P_{Li}$  e a e d dependem do embutimento e diâmetro da estaca:

$$a = 0,5 \quad \text{se} \quad B_e < 1\text{m}$$

$$a = D_e/2 \quad \text{se} \quad B_e > 1\text{m}$$

e d é o menor dos valores entre a e a distância entre a base da estaca e o topo da camada suporte, de tal forma que  $\sum \Delta z_i = a+d$ .

O conceito de profundidade crítica está relacionado com o comprimento equivalente,  $B_e$ , que é função da área de seção transversal,  $A$ , e do perímetro  $P$  da fundação:

$$B_e = \frac{4A}{P} \quad (I.6)$$

Tabela I.1 - Fatores de capacidade de carga para estacas carregadas axialmente (Clarke, 1995; após LCPC, 1985)

Tipo de solo	$P_1$ (kPa)	Categoria	Estacas escavadas	Estacas cravadas
argila	0-1200	I	1,2	1,8
silte	0-700	I	1,2	1,8
argila firme ou marga	1800-4000	II	1,1	3,2-4,2**
silte compacto	1200-3000	II	1,1	3,2-4,2**
areia compressível	400-800	II	1,1	3,2-4,2**
rocha decomposta	1000-3000	II	1,1	3,2-4,2**
areia e pedregulho	1000-2000	III	1,8	2,6
rocha	4000-10000	III	1,8	2,6
areia muito compacta e pedregulho	3000-6000	IV	1,1-1,8*	1,8-3,2**

\* 3,2 para areia densa ou pedregulho; 4,2 para areia fofa ou pedregulho;

\*\* o banco de dados é limitado

A profundidade crítica, por sua vez, também depende do tipo da fundação, conforme mostrado na Tabela I.2.

Os valores de  $k_p$  constantes da Tabela I.1 são para o caso em que o elemento de fundação é circular ou quadrado. Caso a fundação seja retangular, o valor de  $k_p$  deve ser dividido por 1,2. Para se usar os valores da referida Tabela também é necessário verificar o embutimento equivalente,  $D_e$ , da estaca na camada suporte:

$$D_e = \sum \frac{\Delta z_i \cdot P_{Li}}{P_{Li}^*} \quad (I.7)$$

onde  $\Delta z_i$  são as espessuras das camadas correspondentes aos valores  $P_{Li}^*$ . Para que se usem os valores da Tabela, é preciso que  $D_e$  seja superior a  $5B$  (embutimento total). Caso contrário,  $k_p$  deverá ser corrigido através da seguinte Equação:

$$k_p \left( \frac{D_e}{B} \right) = 0,8 + \left[ \frac{(k_p - 0,8)}{2,5} \right] \cdot \frac{D_e}{B} \cdot \left( 10 - \frac{D_e}{B} \right) \quad (I.8)$$

A carga de ruptura de ponta da estaca será então:

$$Q_p = q_p \times A_p \quad \text{ou} \quad Q_u = k_p [(P_{1e} - P_o) + Q_o] \times A_p \quad (I.9)$$

#### I.1.1.2 - Resistência de Atrito Lateral ( $Q_s$ )

Enquanto foram feitas simplificações nos métodos usados para o cálculo da resistência de ponta, a evolução dos métodos relativos ao cálculo da resistência lateral foi no sentido de torná-los mais detalhados (BRIAUD, 1992).

É recomendado o uso do método do LCPC-SETRA (1985) para o cálculo da resistência devido ao atrito lateral de estacas. O método sugerido correlaciona a pressão limite efetiva,  $P_L^*$ , do ensaio pressiométrico obtida em cada camada com a resistência do atrito. A Equação que fornece a capacidade lateral da estaca é:

$$q_s = \sum [f_{Li} \times \Delta z_i] \quad (I.10)$$

onde os  $f_{Li}$  são as parcelas de atrito unitário correspondentes a cada camada  $i$ .

O valor de cada parcela,  $f_{Li}$ , é obtido através da Tabela I.2 que indica a curva a ser usada na Figura I.1. Os parâmetros de

entrada na Tabela I.2 são: o tipo de solo, o valor da pressão limite da camada o método de execução da estaca.

Escolhida a curva, deve-se entrar na Figura I.1 com a pressão limite, a ordenada do ponto onde toca a curva indicada fornecerá o valor de  $f_{Li}$ .

A capacidade de carga da estaca, em termos de atrito lateral, será expressa finalmente por:

$$Q_s = P \times \sum [f_{Li} \times \Delta z_i] \quad (I.11)$$

sendo  $P$  o perímetro da estaca.

A capacidade de carga real da estaca,  $Q$ , deverá ser a carga total de ruptura dividida por um fator de segurança,  $F$ , descontado o seu peso próprio, ou seja:

$$Q = \left[ \frac{(Q_p + Q_s)}{F} \right] - P_p \quad (I.12)$$

BRIAUD e TUCKER (1988), citados por BRIAUD (1992), recomendam um fator de segurança de 2,8 para definição da carga de trabalho da estaca.

Um documento fornecido pelo LCPC-SETRA (1985) sugere as seguintes expressões para o cálculo da carga de trabalho ( $Q_t$ ) das estacas:

$$Q_t = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1,5} \quad \text{para estacas escavadas}$$

$$Q_t = \frac{Q_p}{1,5} + \frac{Q_s}{1,5} \quad \text{para estacas cravadas}$$

Segundo BRIAUD (1992), o método de cálculo da capacidade de carga de estacas submetidas à compressão axial, geralmente superestima a carga da estaca em 20%. A afirmativa é baseada em comparações com 51 provas de carga em estacas efetuadas nos Estados Unidos.

Tabela I.2 - Seleção das curvas para obtenção do atrito unitário (CLARKE, 1995).

Solo	P <sub>L</sub> (kPa)	escavada concreto	escavada e revestida		cravada		injetada (pressão)	
			conc.	aço	conc.	aço	baixa	alta
argila mole	0-700	A	A	A	A	A	B	
argila dura	1200-2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A	B	E*
arg. Mui du	>2000	A, (B)	A, (B)	A	A, (B)	A, B	E*	
areia fofa	0-700	A	A	A	A	A	B	
areia densa a média	1000-2000	B, (C)	A, (B)	A	B, (C)	B	C	
areia muito densa	>2500	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	D	E
giz fraturado	0-700	A	A	A	A	A	B	
giz parcialmente fraturado	>1000	C, (D)	B, (C)	B	C, (D)	C	E	E
calcário	1500-4000	D, (F)	C, (D)	C	F	F	F	G
calcário duro	>4500	F					G	G
rocha decomposta	2500-4000	G	G		G	G	G	G
rocha fraturada	>4500	G					G	G

\* Se a pressão limite for menor que 1500 kPa;

() Só se aplica para estacas com rigoroso controle de execução.

DELLIS (1987) afirma que o método de BUSTAMENTE e GIANESELI (1981), o qual originou o método do LCPC-SETRA (1985) é adequado para a previsão da capacidade de carga de estacas tipo Franki. KRUIZINGA (1989) relata comparações feitas entre valores previstos e medidos da capacidade de carga de estacas metálicas em depósitos argilo-arenosos. Este conclui que, em se tratando de resistência de ponta, o método do LCPC pode ser seguido, enquanto todos os métodos superestimam a resistência devida ao atrito lateral.

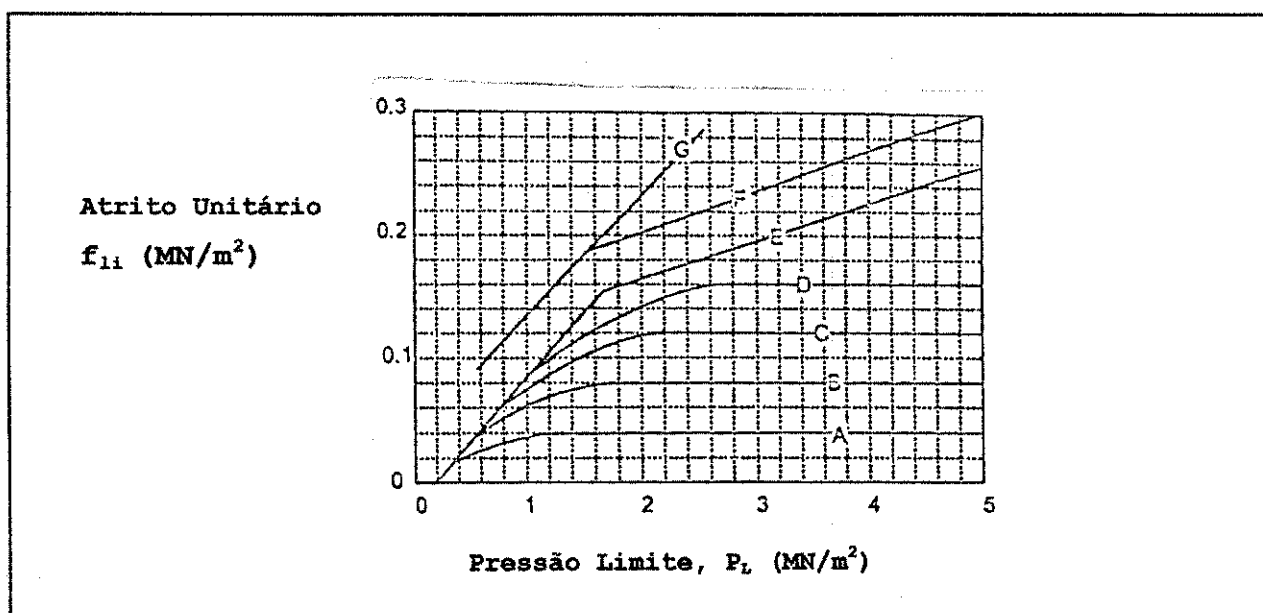


Figura I.1 - Curvas para o cálculo da resistência lateral unitária,  $f_{11}$ .

#### I.1.1.3 - Previsão de Recalques

O ensaio pressiométrico MÉNARD também possibilita a previsão de recalques de estacas, tendo como base o módulo de elasticidade transversal, ao contrário dos métodos tradicionais, os quais se baseiam no módulo de compressibilidade, geralmente a partir de ensaios oedométricos.

O recalque do topo de uma estaca, semelhantemente à capacidade de carga, é composto de duas parcelas: o recalque  $w$ , devido à pressão na ponta da estaca, e o recalque  $w$  resultante da

transferência de cargas ao longo do fuste da estaca. Estas parcelas são obtidas nas curvas,  $q-w$  e  $f-w$ , respectivamente (ver Figuras I.2a, I.2b e I.2c).

Como um guia para a estimativa de recalques, o documento LCPC-SETRA (1985), baseado em estudos estatísticos de provas de carga em estacas, faz as seguintes recomendações para o cálculo de recalques sob cargas de trabalho:

$$r = 0,006 \times B$$

para estacas escavadas

$$r = 0,009 \times B$$

para estacas cravadas

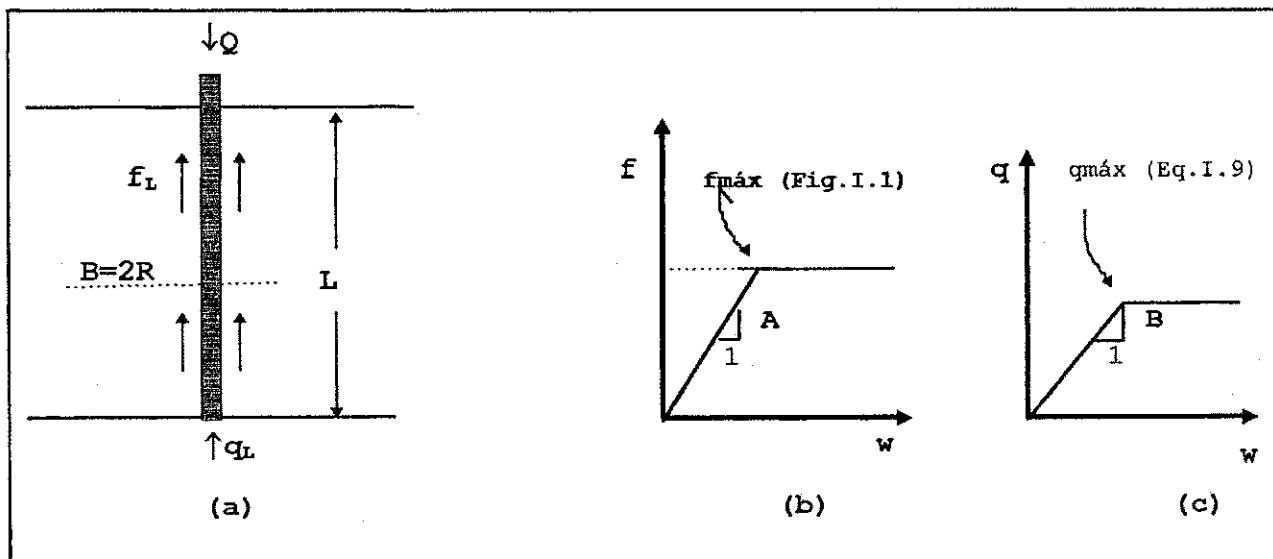


Figura I.2a - recalques de uma estaca; b - curva  $f-w$ ; c - curva  $q-w$

sendo  $B$  o diâmetro da estaca. Contudo, para estacas longas, deverá ser adicionada a parcela devida ao seu encurtamento elástico (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995).

A literatura atual indica a existência de pelo menos, três métodos que poderão ser usados para a obtenção das curvas  $q-w$  e  $f-w$  (BRIAUD, 1992). O método de GAMBIN (1963) e MÉNARD (1963a), o método de FRANK e ZHAO (1982), e o método proposto por BAGUELIN et alii (1982) são baseados em modelos elasto-plásticos (ver Figura



I.2), cujas diferenças entre eles consistem, basicamente, nas recomendações relativas à inclinação da parte elástica da curva. CLARKE (1995) cita um outro método, o de MARCHAL (1971), que é uma modificação do método de GAMBIN (1963), o qual divide a estaca numa série de elementos de comprimento  $h$ . O recalque,  $r$ , da ponta da estaca é dado por:

$$r = \frac{\lambda BQ_p}{4AE^+} \quad (\text{I.13})$$

sendo  $\lambda$  igual a 1,0 e 1,13 para estacas cilíndricas e quadradas, respectivamente.  $E^+$  é o módulo calculado no trecho de recarregamento da curva pressiométrica.

O recalque  $r_i$  de cada elemento (1,2,3,...,i) é dado por:

$$r_{i+1} = r_i + \left\{ 0,5 \frac{[(\sigma_{i+1} + \sigma_i)h]}{E_o} \right\} \quad (\text{I.14})$$

sendo  $\sigma_i$  a pressão na base do elemento  $i$  da estaca e  $E_o$  o seu módulo. A pressão na base de um elemento é dada por:

$$\sigma_{i+1} = \frac{\sigma_i \left( 1 + \left( \frac{2h^2 E}{E_e R_o^2 C} \right) \right) + \left( \frac{8r_i E \cdot h}{R_o^2 C} \right)}{\left( 1 - \frac{2h^2 E}{E_e R_o^2 C} \right)} \quad (\text{I.15})$$

onde  $C$  vale 1,0 para solos coesivos e 0,4 para solos arenosos, e  $R_o$  é o raio do elemento.

Dos três métodos citados no início, os dois primeiros são indicados para ensaios pressiométricos em pré-furo. O terceiro método faz uso do módulo decorrente de um ensaio auto-perfurante. Todavia, pode ser usado o módulo cíclico de um ensaio em perfuração. Quando é feita esta troca, o método passa a se chamar método 4.

O método de FRANK e ZHAO (1982) é semi-empírico, o qual assume um modelo bi-elasto-plástico, onde são recomendadas as seguintes inclinações (AMAR et alii, 1992; BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995):

- solos coesivos e rochas alteradas:

$$\frac{f}{w} = \frac{E_0}{R} \quad e \quad \frac{q}{w} = 5,5 \frac{E_0}{R}$$

- solos granulares:

$$\frac{f}{w} = \frac{E_0}{R} \quad e \quad \frac{q}{w} = 2,4 \frac{E_0}{R}$$

sendo que a inclinação do segundo trecho elástico deverá ser cinco vezes menor do que no primeiro, para todas as curvas.

Como não é objetivo deste trabalho comparar os resultados obtidos pelos três métodos, o que fica como sugestão para outras pesquisas, é mostrado apenas a metodologia empregada em alguns métodos, que parecem ser os mais indicados para ensaios pressiométricos em pré-furo.

No método 4, que é derivado do método proposto por BAGUELIN et alii (1982), são sugeridas as seguintes inclinações, em função do tipo de execução da estaca:

curva q-w:

$$\text{estacas cravadas} \Rightarrow \frac{q}{w} = \frac{E_r}{\pi(1 + \nu^2)B} \quad (\text{I.16})$$

$$\text{estacas escavadas} \Rightarrow \frac{q}{w} = \frac{E_0}{\pi(1 + \nu^2)B} \quad (\text{I.17})$$

curva f-w:

$$\Rightarrow \frac{f}{w} = \frac{E_r}{(1 + \nu) \left( 1 + L_n \frac{L}{B} \right) B} \quad (I.18)$$

A Figura I.3 mostra comparações feitas por SELLGREN (1981), citado por CLARKE (1995), de recalques previstos e medidos de estacas numa variedade de solos. Os resultados são satisfatórios, haja vista a boa concordância existente. A Figura I.4 é uma demonstração da performance do método de FRANK e ZHAO (1982), quando os resultados deste são comparados com resultados medidos de provas de carga a compressão em estacas, CPT, DMT e um método teórico chamado de método de transferência de carga. Como se pode ver, as previsões feitas pelo método pressiométrico superestima os valores dos recalques em relação aos demais (CLARKE, 1995).

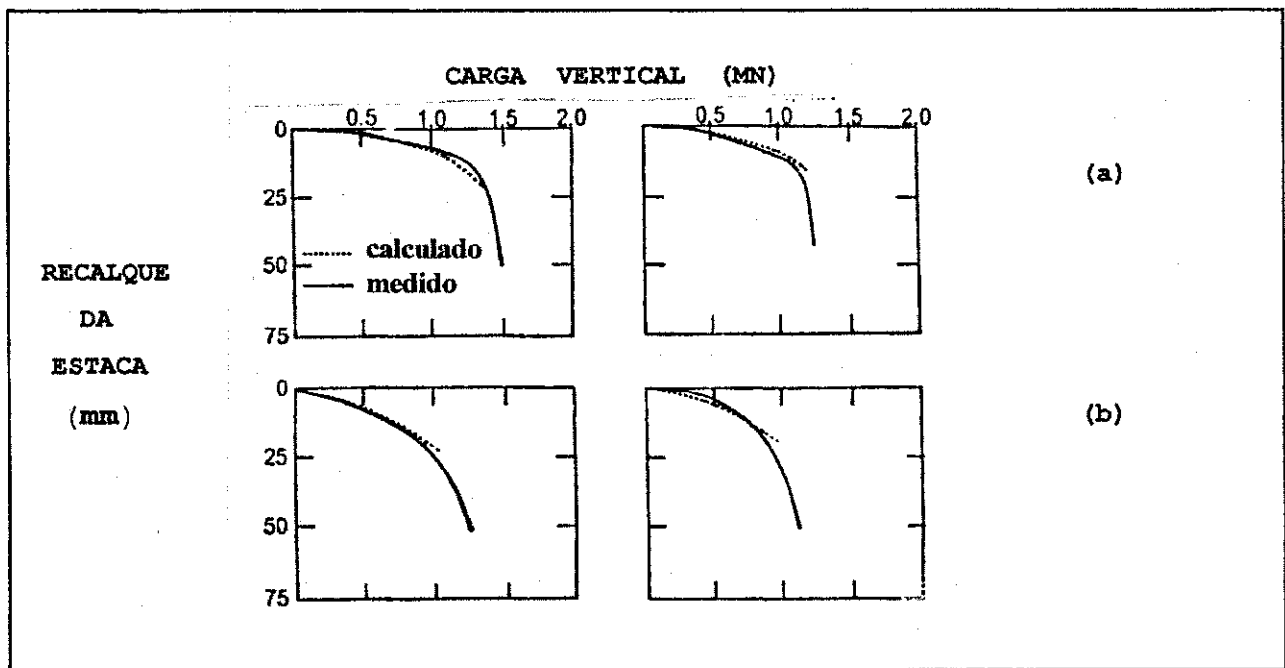


Figura I.3 - Recalques previstos e medidos de estacas, (a) silte fofo sobre areia densa; (b) argila mole sobre areia (CLARKE, 1995, após SELLGREN, 1981)

I.1.2 - Estacas Carregadas Horizontalmente

O tipo de solicitação imposta ao solo pela expansão pressiométrica muito se assemelha 'aquela imposta por uma estaca quando carregada horizontalmente.

O projeto de estacas solicitadas horizontalmente é baseado em dois aspectos : a deflexão admissível  $y_a$  (ou a inclinação admissível,  $y_a'$ ) e o momento fletor gerado na estaca,  $M_a$ , (ver Figura I.5). Sendo assim, o projeto deverá satisfazer às seguintes condições:

$$y_0 \leq y_a \tag{I.19}$$

$$y_0' \leq y_a' \tag{I.20}$$

$$M_{m\acute{a}x} \leq M_a \tag{I.21}$$

sendo  $y_0$ ,  $y_0'$  e  $M_{m\acute{a}x}$  a deflexão, a inclinação e o momento fletor máximo na estaca, respectivamente.

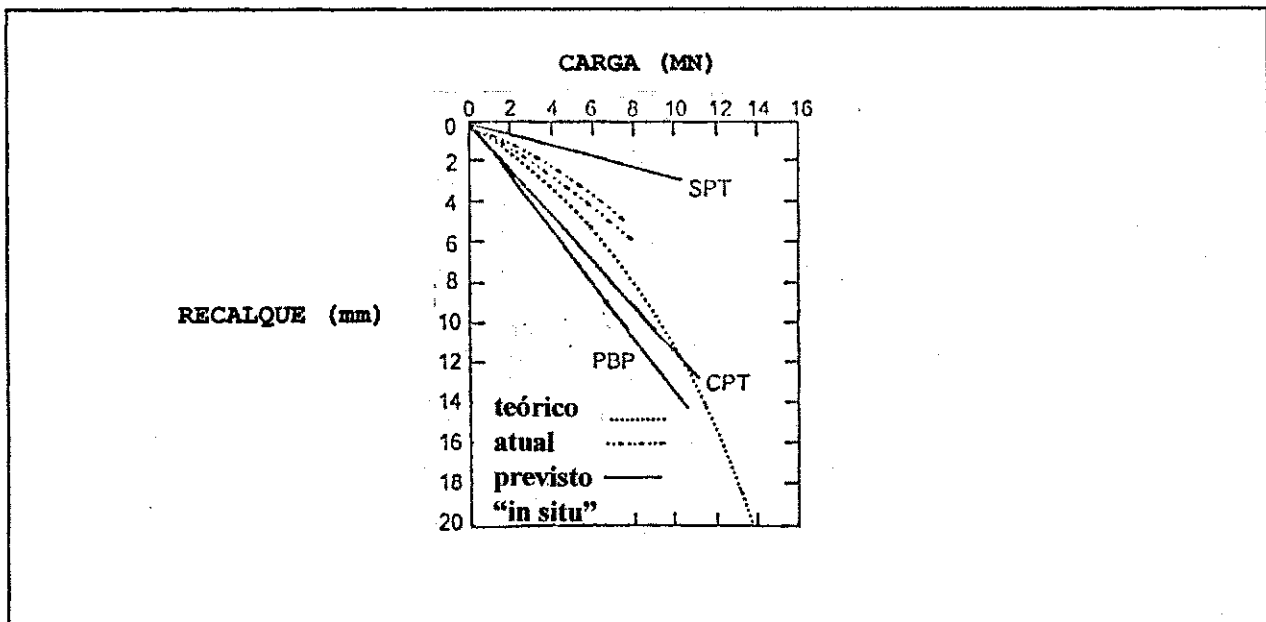


Figura I.4 - Comparação de recalques previstos entre um método teórico, métodos baseados na Teoria da Elasticidade e recalques medidos através de provas de carga (CLARKE, 1995, após CHRISTOULAS e FRANK, 1991).

Os primeiros estudos para a utilização do ensaio pressiométrico no dimensionamento de fundações carregadas horizontalmente são devidas a MÉNARD (1962). A partir de então o Laboratoire Central des Points et C haussées (LCPC) iniciou suas pesquisas nesta área, não só na previsão de deslocamentos laterais de estacas devidos a cargas de estruturas, mas também ao movimento horizontal do próprio solo quando este é submetido a sobrecargas assimétricas (BIGOT et alii, 1982, citados por AMAR et alii, 1992).

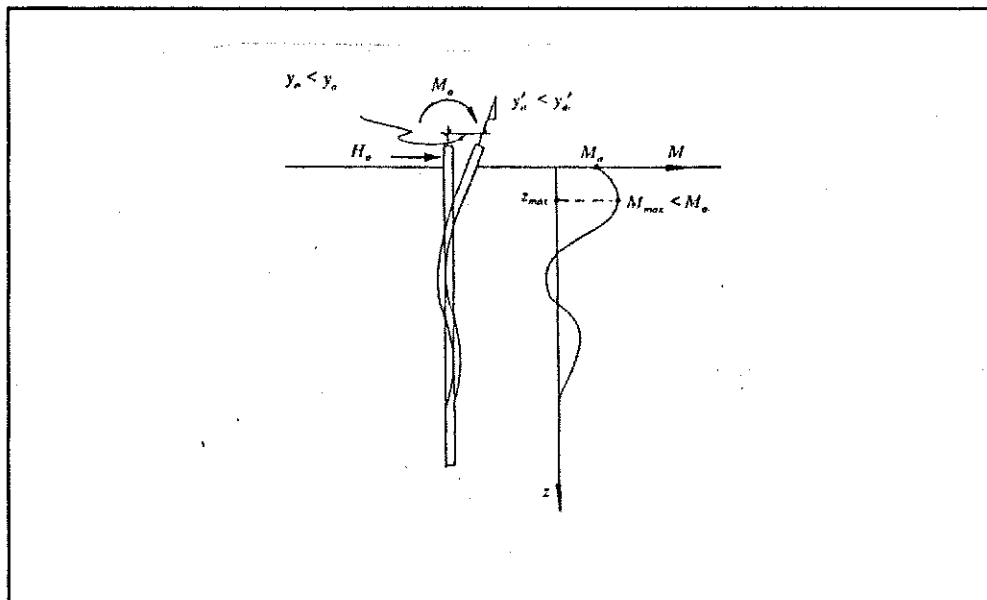


Figura I.5 - Critérios de projeto de estacas carregadas lateralmente (BRIAUD, 1992)

Segundo BRIAUD (1992), existem pelo menos nove métodos usados para prever o comportamento de estacas carregadas horizontalmente baseados em ensaio pressiométricos: o método 1, desenvolvido por MÉNARD et alii (1969) e revisto por GAMBIN (1979); o método 2, desenvolvido por DIGIOIA et alii (1981) e GAI Consultants (1982); o método 3, proposto por DUNAD (1981); o método 4, desenvolvido no Oyo Corporation, por SUYAMA et alii (1982); o método 5, proposto por BAGUELIN et alii (1978); o método 6, devido a BRIAUD et alii (1985c); o método 7, desenvolvido por KAY et alii (1983); o método

8, sugerido por HUGHES et alii (1979), mas aprimorado em 1986 na University of British Columbia e o método 9, devido a DAVIDSON e BODINE (1986). Os métodos 1,2,3,4,6 e 9 fazem uso dos resultados de pressiômetros de pré-furo.

Ao que parece, o método 1, baseado no módulo de reação do subleito,  $k_s$ , é o de maior aplicabilidade para avaliação da forma deflectada de estacas submetidas a cargas horizontais (BRIAUD, 1992; AMAR et alii, 1991; CLARKE, 1995). Este método usa um modelo bi-elástico linear para representar o comportamento carga,  $p$ , versus deflexão horizontal da estaca,  $y$ .

A partir dos resultados do ensaio (módulo,  $E$ ; pressão de fluência,  $P_f$ ; pressão limite,  $P_L$ ) obtidos em cada profundidade, é possível traçar uma curva de reação  $p-y$  (ver Figura I.6). Ou seja, a estaca é dividida numa série de elementos de resistência individual,  $p_d$ . Como a relação é considerada linear, o comportamento da curva é o mesmo ao longo da profundidade. A equação que fornece a deflexão  $y$  a qualquer profundidade é:

$$p_d = k_s \times y \quad (I.22)$$

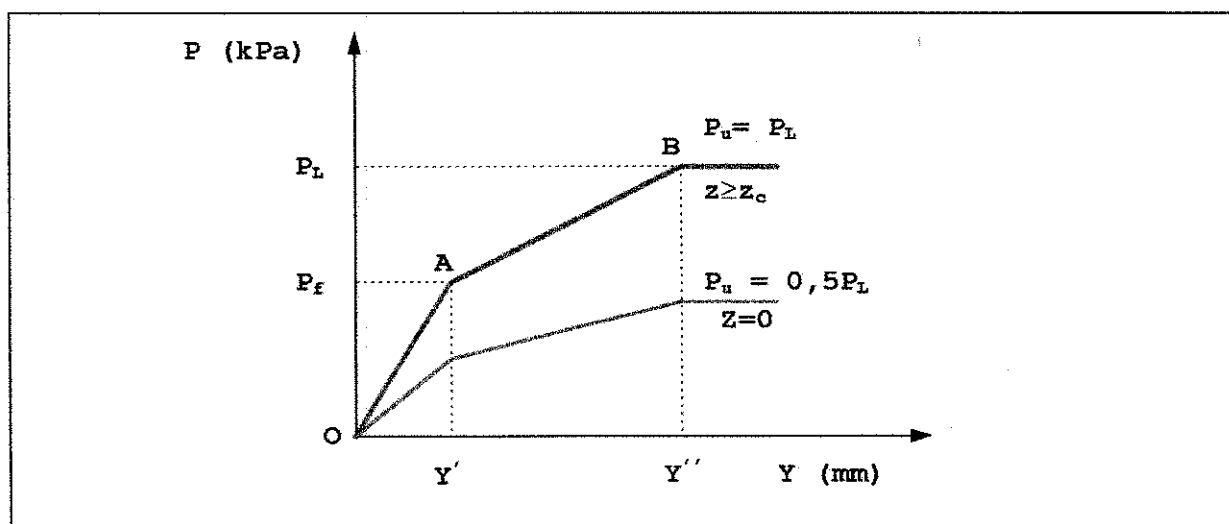


Figura I.6 - Curvas de reação  $p-y$  para estacas solicitadas horizontalmente.

A primeira inclinação da curva (OA) é obtida a partir da fórmula semi-empírica dos recalques, onde os coeficientes de forma correspondem a uma fundação de grande comprimento:

$$\frac{1}{k_s} = \frac{4R}{9E_o} \left( 2,65 \frac{R}{R'} \right)^\alpha + \frac{\alpha R}{3E_o} \tag{I.23}$$

para  $R \geq 0,30m$  ou

$$\frac{1}{k_s} = \frac{4R}{9E_o} (2,65)^\alpha + \frac{\alpha R}{3E_o} \tag{I.24}$$

para  $R \leq 0,30m$ . Onde  $R'$  é o raio de referência (30 cm) e  $\alpha$  é o fator reológico (ver Tabela I.3).

Tabela I.3 - Fatores reológicos para vários solos (MÉNARD, 1975).

material	turfa		argila		silte		areia		areia+pedre	
	E/P <sub>L</sub>	α	E/P <sub>L</sub>	α	E/P <sub>L</sub>	α	E/P <sub>L</sub>	α	E/P <sub>L</sub>	α
pré-adensada		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	½	> 10	1/3
normalmente adensada		1	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
decomposta/al terada		1	7-9	1/2		1/2		1/3		1/4

rochas extensivamente fraturadas,  $\alpha = 1/3$ ; rocha normal,  $\alpha = ½$ ;

rocha levemente fraturada,  $\alpha = 2/3$ .

A Equação I.22 só é válida se a partição da estaca estiver dentro da profundidade crítica e  $p_d \leq P_f$ . Como o valor máximo de  $p_d$  é a pressão limite,  $P_L$ , a resistência ao deslocamento para  $P_f < p < P_L$ , (segundo trecho da curva) é:

$$p_d = 0,5 k_s \times y \tag{I.25}$$



Recomenda-se ainda que a pressão limite acima da profundidade crítica (2B para argilas e 4B para areias) seja reduzida em 50%.

SUYAMA et alii (1983), citados por CLARKE (1995) obtiveram ótimos resultados ao comparar valores previstos e medidos da capacidade horizontal de estacas, tanto em solos arenosos quanto em argilas, usando o método do módulo de reação do subleito em testes com uma estaca modelo (ver Figura I.7).

ROBERTSON et alii (1985), comentam que o processo usado na execução da estaca determina o tipo de pressiômetro a ser utilizado para avaliar o seu comportamento. O autor recomenda, por exemplo, o uso dos dados do pressiômetro de inserção direta para avaliar o comportamento carga-deflexão lateral de estacas cravadas, devido às semelhanças de perturbações causadas durante os processos de cravação da estaca e de inserção da sonda.

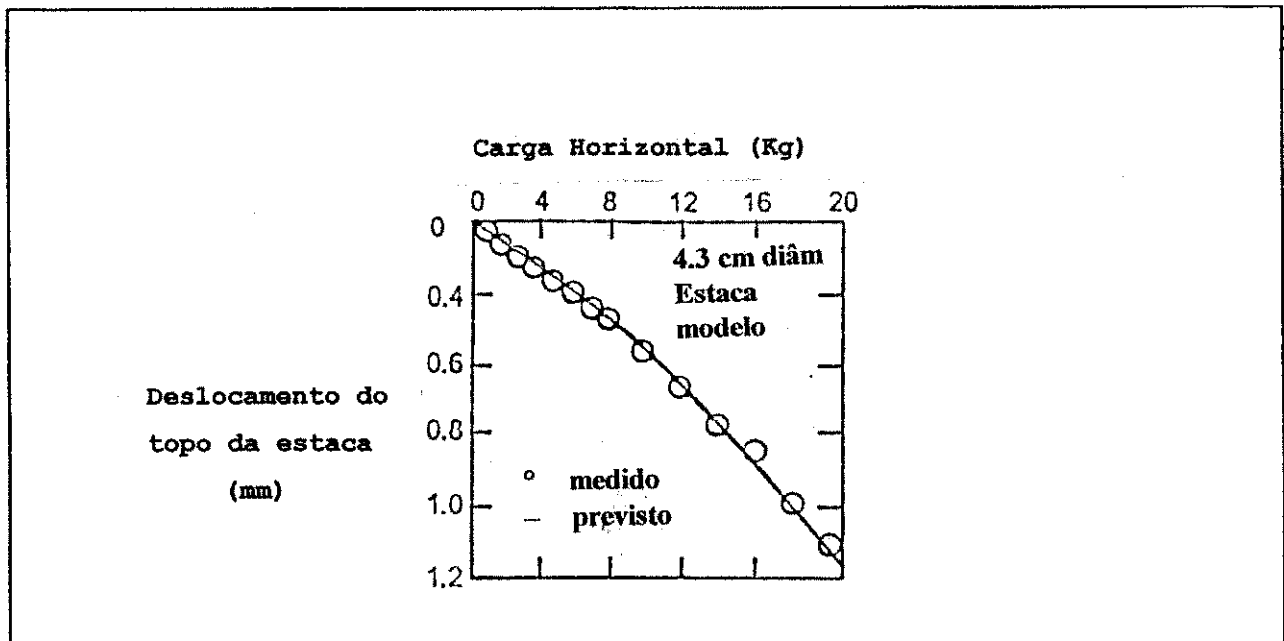


Figura I.7 - Comparações de capacidade de carga horizontal de estacas previstas pelo método do módulo de reação do subleito com valores medidos em provas de carga, (CLARKE, 1995 após SUYAMA, 1983).

Um procedimento citado em detalhes por BRIAUD (1992), faz referência à não-linearidade das curvas  $p-y$ . Denominado de método da "curva  $p-y$  aproximada", ele considera que a carga  $P$ , resistência à deflexão  $y$ , é a resultante de duas componentes: a resistência frontal,  $q$ , (obtida numa curva  $q-y$ ) e a resistência lateral de atrito,  $f$ , (obtida numa curva  $f-y$ ). A Figura I.8 ilustra de forma conceitual o método. A verificação da sua aplicabilidade fica como sugestão para pesquisas posteriores.

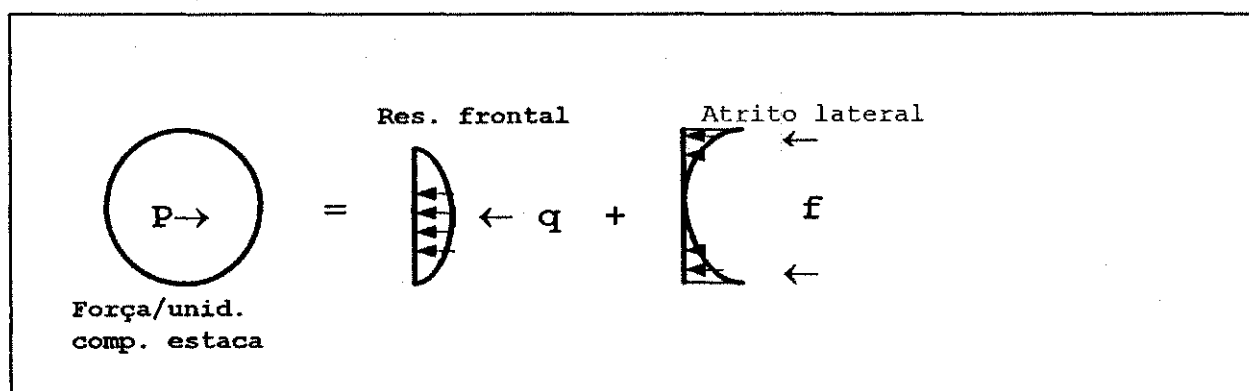


Figura I.8 - Conceituação da não-linearidade das curvas  $p-y$  (BRIAUD, 1992).

### I.1.3 - Fundações Superficiais

A pressão limite do ensaio pressiométrico e a carga de ruptura de uma fundação superficial são obtidas em função da expansão de cavidades. No primeiro caso, a expansão tem a forma cilíndrica, enquanto que no segundo, a forma é esférica. A relação entre essas duas formas de expansão é denominada de fator de capacidade de carga,  $k_p = P_{lesf}/P_{lcil}$ .

Segundo BRIAUD (1992), o fator  $k_p$  pode ser avaliado através da Teoria da Plasticidade. O valor de  $k_p$  depende do embutimento da fundação. Dessa forma, o menor valor dele é 0,8, o qual corresponde a uma sapata assente na superfície. Mas pode variar de 1,33 (argila) a 3 (areia densa), ou até 4 em areia fofa (BRIAUD et alii, 1986d).

## I.1.3.1 - Capacidade de Carga

A expressão que correlaciona a carga de ruptura,  $Q_r$ , de uma sapata e a pressão limite pressiométrica proposta por MÉNARD (1975), tem a forma da Equação I.26:

$$Q_r = k_p \cdot (P_{Le}^*) + \sigma_{v0} \quad (I.26)$$

sendo  $P_{Le}^*$ , a pressão limite efetiva equivalente do solo na zona de influência da fundação,  $\sigma_{h0}$  é a pressão horizontal total no repouso e  $\sigma_{v0}$  a pressão vertical total no nível da fundação.

No cálculo da pressão limite equivalente efetiva e da profundidade equivalente,  $H_e$ , deve-se levar em consideração a estratificação do maciço.

Geralmente, os solos apresentam uma resistência ( $P_L$ ) variável ao longo da profundidade. Um método proposto por MÉNARD (1963a,b) propõe que a pressão  $P_{Le}^*$  seja calculada pela Equação 2.18. Sendo que a zona de influência da fundação se localiza a  $\pm 1,5B$  da sua cota de assentamento, onde  $B$  é a largura da sapata. Segundo BRIAUD (1992), o primeiro a propor um ábaco relacionando valores de  $k_p$  ao embutimento relativo de uma fundação  $H_e$  foi MÉNARD (1963). O embutimento equivalente é calculado pela Equação I.27, sendo  $D$  a profundidade embutida da sapata, e  $P_{Li}$  a pressão limite da camada  $\Delta z_i$ :

$$H_e = (\sum P_{Li}^* \times \Delta z_i) / P_{Le}^* \quad (I.27)$$

O ábaco da Figura I.9 é o recomendado para a obtenção do fator  $k_p$  em função do embutimento relativo  $H_e/B$  para uso em projetos. O ábaco foi criado a partir de dados de provas de carga, onde a capacidade de carga corresponde a 1/10 da largura ou diâmetro da fundação. Caso a sapata seja corrida, deve-se dividir o valor de  $k_p$  por 1,2.

Outras situações podem ser particularizadas, tais como fundação em maciço homogêneo ou maciço composto de duas camadas. Se o maciço é homogêneo, a resistência será a mesma, ou seja, a pressão limite efetiva será a média dos valores obtidos, com desvio mínimo e a profundidade,  $H_e$  será a cota da base da fundação.

Se a fundação repousa sobre duas camadas, a pressão limite usada para determinar a profundidade  $H_e$  será a pressão da camada mais resistente, o que pode induzir a uma subestimação da capacidade de carga da fundação. A profundidade  $H_e$  será o embutimento da fundação na camada suporte. É permitido considerar o efeito confinante da camada sobreposta, usando-se a seguinte expressão:  $H_e = H_e + z_1$ , onde  $z_1 = z_2 \times P_{L2}^*/P_{L1}^*$  é o embutimento equivalente relativo na camada fraca (ver Figura I.10).

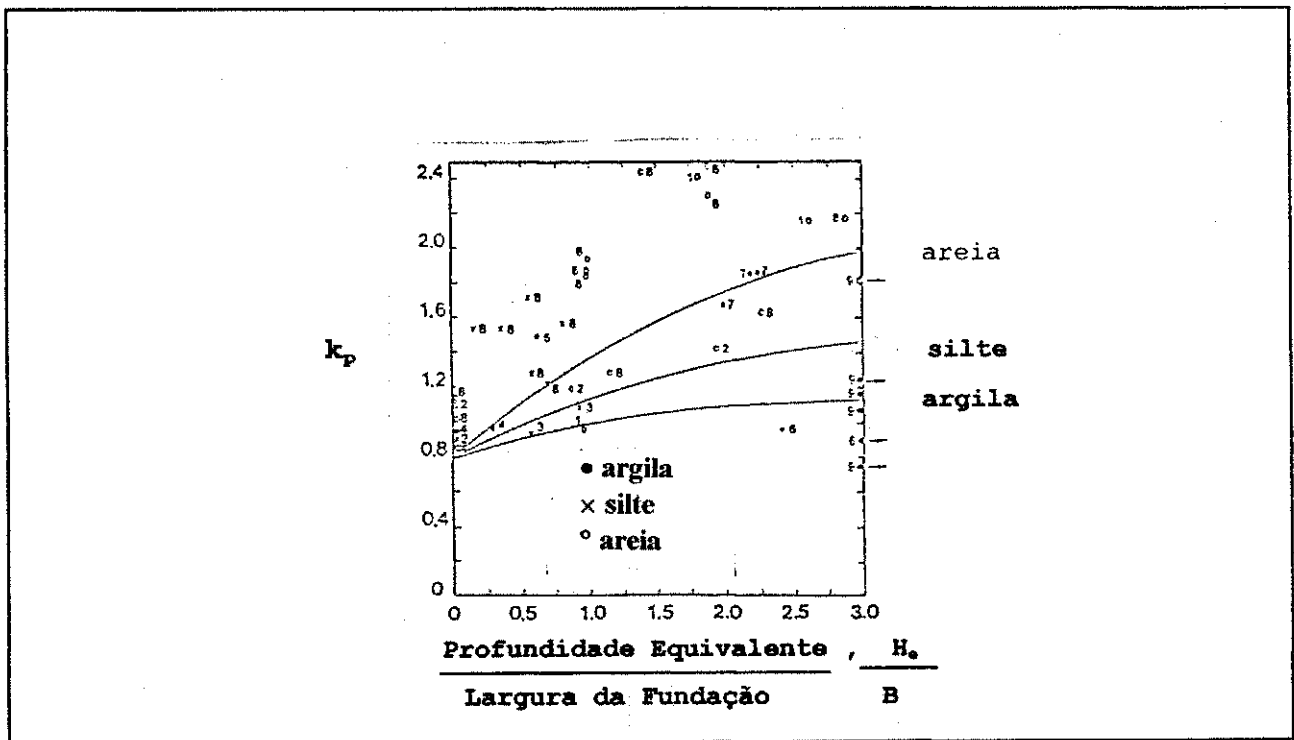


Figura I.9 - Valores de  $k_p$  recomendados para projetos de fundações superficiais (BRIAUD, 1992)

I.1.3.2 - Previsão de Recalques

A previsão de recalques a partir do ensaio pressiométrico foi inicialmente proposta por MÉNARD e ROUSSEAU, em 1962 (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995). O método foi baseado numa série de provas de carga em escala total, em fundações medindo 1 metro de largura por 1 metro de comprimento. O recalque total,  $r$ , da fundação é dado por:

$$r = \frac{2\sigma'_{v0}B'}{9E_d} \left( \lambda_d \frac{B}{B'} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c \sigma'_{v0}B}{9E_c} \alpha \quad (I.28)$$

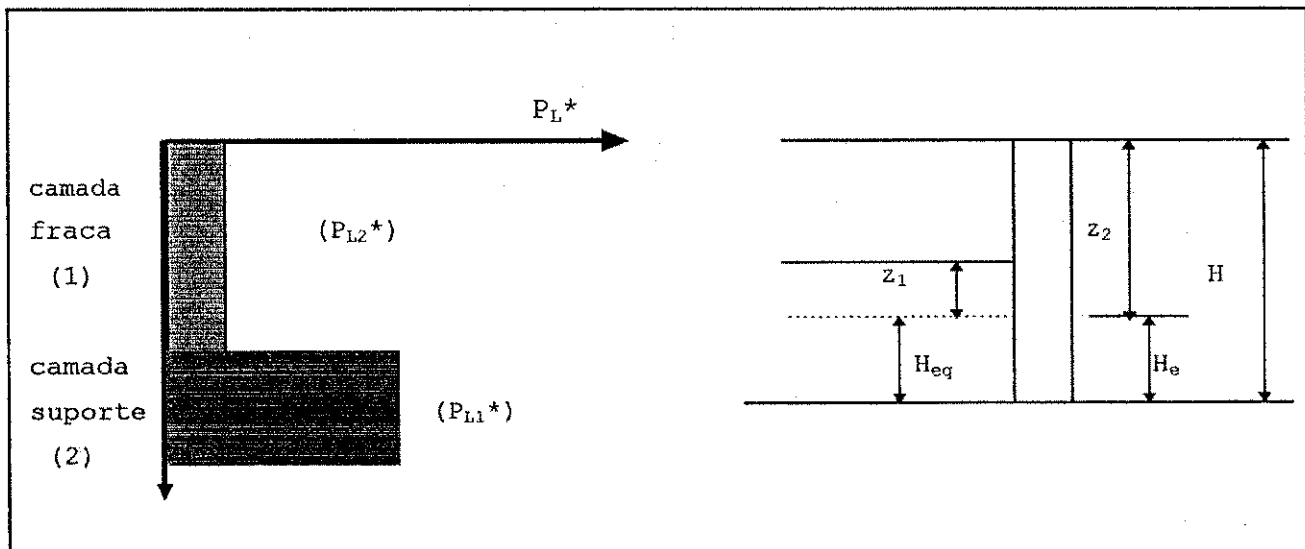


Figura I.10 - Fundação sobre maciço composto de duas camadas (ALCÂNTARA, 1992)

onde  $\sigma'_{v0}$  é a tensão de suporte efetiva,  $E_c$  e  $E_d$  são os módulos pressiométricos dentro das zona do tensor esférico e desviador, respectivamente  $\lambda_c$  e  $\lambda_d$  os fatores de forma esférico e desvio, respectivamente, (ver Tabela I.4),  $\alpha$  o fator reológico, fornecido pela Tabela I.3, e  $B$  e  $B'$  as larguras ou diâmetros da fundação e de referência, respectivamente.

Tabela I.4 - Coeficientes de forma para fundações superficiais (BRIAUD, 1992).

L/2B	circular	quadrada	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
$\lambda_d$	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Conforme se vê na Equação I.28, o recalque total se compõe de duas parcelas: a primeira, associada ao tensor desvio, e a segunda ao tensor esférico. BRIAUD (1992) e CLARKE (1995) detalham bem a variação de cada componente do recalque com a profundidade.

Ao se estimar os recalques por este método, deve-se levar em consideração também a situação do solo, no que se refere à homogeneidade e estratificação. Sendo assim, pode-se ter:

1- **recalque em solo homogêneo** - usar a equação I.29, considerando  $E_c = E_d = E_m$ , sendo  $E_m$  a média dos módulos pressiométricos;

2- **recalque em solo estratificado** - é o caso mais comum. Desde que não haja variação muito grande do módulo,  $E_o$ , com a profundidade, emprega-se a Equação I.29. A obtenção dos módulos  $E_c$  e  $E_d$  segue as recomendações do método, que consiste em dividir o solo abaixo da fundação em dezesseis camadas de espessura  $B/2$  cada (ver Figura I.9).  $E_c$  é o módulo da primeira camada abaixo da sapata. Se a diferença máxima entre cada módulo,  $E_i$  e a média,  $E_m$ , for menor que 30%, então  $E_d = E_m$ . Senão,  $E_d$  será módulo equivalente das dezesseis camadas calculado pela Equação I.29:

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left[ \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right] \quad (I.29)$$

onde  $E_{p/q}$  é a média harmônica dos módulos das camadas p a q. Por exemplo:

$$\frac{3}{E_{3/4/5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \tag{I.30}$$

BRIAUD (1992) cita comparações feitas por BRIAUD et alii (1986a) e BRIAUD e TUCKER (1986) do método de MÉNARD com valores medidos através de provas de carga em areias, siltes e argilas rijas. Os resultados indicam uma precisão do critério MÉNARD, de mais ou menos 50%.

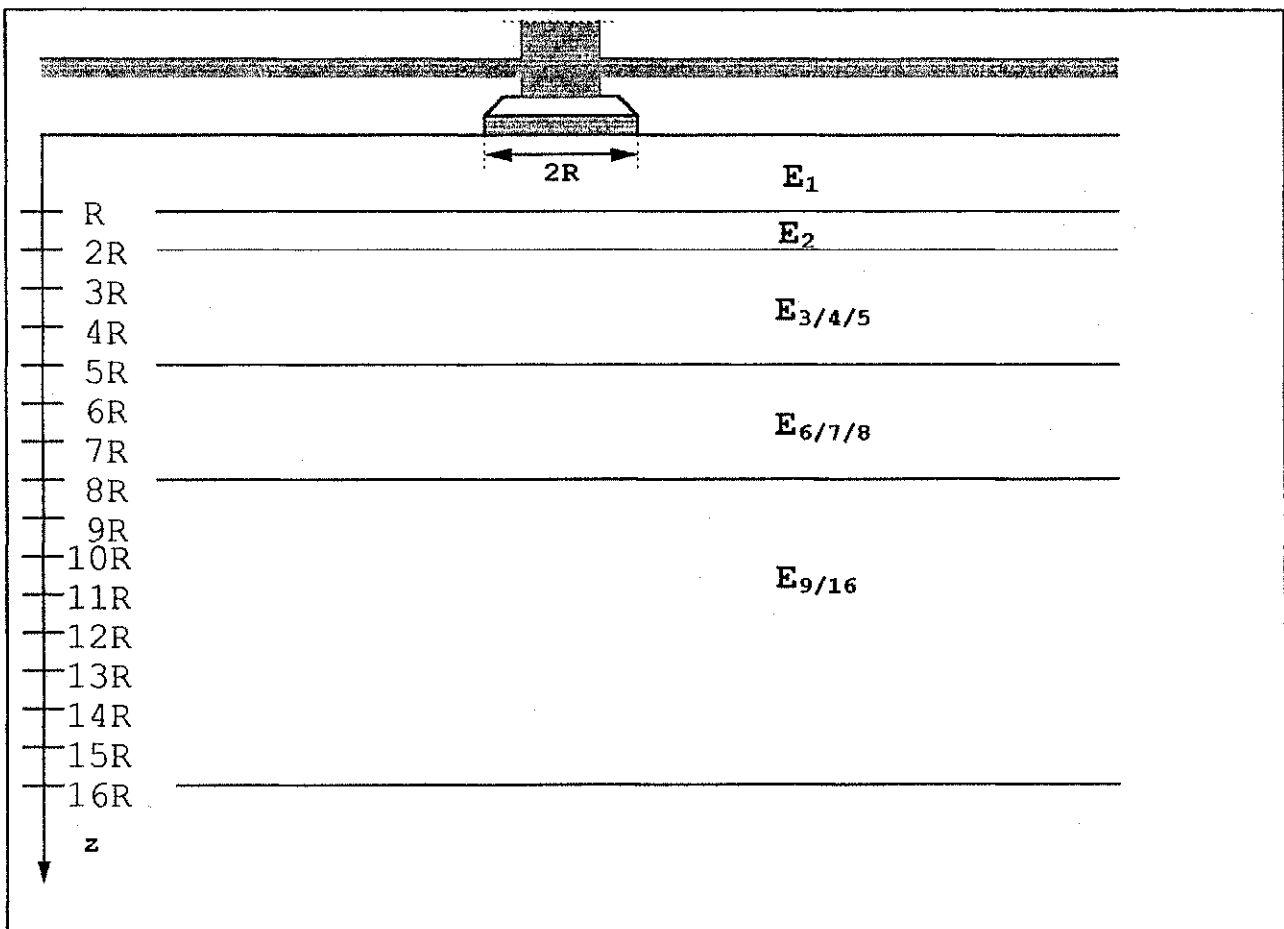


Figura I.11 - Decomposição do solo em camadas para análise de recalques (BRIAUD, 1992)



APÊNDICE II

## VALORES DE ALGUNS PARÂMETROS PRESSIOMÉTRICOS OBTIDOS EM RECIFE

Tabela II.1 - Valores dos parâmetros  $\sigma_{ho}$ ,  $K_0$ ,  $P_f$  e  $S_u$  (correlação empírica sugerida por POWELL, 1990) obtidos nos três furos executados no depósito de argila mole saturada do Clube Internacional de Recife em função da profundidade.

PROF (m)	$\sigma_{ho}$ (kPa)			$K_0$			$P_f$ (kPa)			$S_u$ (kPa) (POWELL, 1990)		
	FURO 1	FURO 2	FURO 3	FURO 1	FURO 2	FURO 3	FURO 1	FURO 2	FURO 3	FURO 1	FURO 2	FURO 3
4,5	52	84	65	1,04	1,1	0,77	170	164	145			
5,5		89	75		0,83	0,64		204	175			
6,5	107	76	87	0,81	0,39	0,58	240	212	225	25,5	29,4	29,3
7,5		95	96		0,45	0,49		250	235		32,8	31,5
8,5	133	120	115	0,74	0,60	0,57	280	325	285	32,7	36,9	38,6
9,5		140	130		0,64	0,56		315	350		39,1	41,2
10,5	135	136	135	0,45	0,47	0,49	370	280	310	42,9	39,4	43,1
11,5		167	148		0,65	0,49		340	320		38,2	40,8
12,5	184	170	163	0,70	0,58	0,54	400	385	375	47,7	45,6	44,6
13,5		190	183		0,63	0,59		365	370		43,6	45,6
14,5	210	200	200	0,69	0,62	0,64	430	420	380	47,7	47,1	46,9
15,5		203	200		0,53	0,53		365	430		47,9	50,7
16,5	285	222	250	1,13	0,61	0,86	490	455	480	39,4	45,4	41,8
17,5		232	250		0,58	0,75		415	470		45,5	44,3
18,5	250	230	240	0,59	0,45	0,54	400	470	480	47,4	50,8	50,0
19,5		257	260		0,53	0,57		530	530		51,4	53,2
20,5		274	270	0,57	0,57	0,56	550	550	510	52,4	54,6	57,0
21,5		310	280		0,72	0,54		565	520		53,2	57,6
22,5		301	294		0,58	0,55		565	610		56,3	62,1