

UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM
SOLOS DE DUNAS, ATRAVÉS DO PRESSIÔMETRO MÉNARD.**

por

Simone Ribeiro Lopes

Dissertação apresentada ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGECA da Universidade Federal de Campina Grande, em cumprimento às exigências parciais para a obtenção do título de **MESTRE EM ENGENHARIA**.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

Campina Grande - Paraíba
Março de 2004



L864p 2004	<p>Lopes, Simone Ribeiro Previsão da capacidade de carga de fundações superficiais em solos de dunas, através do pressiômetro MÉNARD/Simone Ribeiro Lopes - Campina Grande: UFCC, 2004. 129p.: il.</p> <p>Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFCC/CCT/DEC</p> <p>Inclui bibliografia</p> <p>1. Fundações 2. Pressiômetro 3. Dunas I. Título</p> <p>CDU: 624.151.5</p>
---------------	--

ii

**PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM
SOLOS DE DUNAS, ATRAVÉS DO PRESSIÔMETRO MÉNARD.**

Simone Ribeiro Lopes

Dissertação Apresentada e Aprovada em: 26/03/2004

BANCA EXAMINADORA:



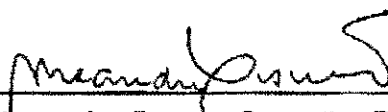
Raimundo Leidimar Bezerra, D.Sc.

(Orientador)



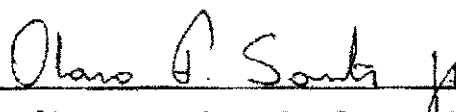
Erinaldo Hilário Cavalcante, D.Sc.

(Orientador)



Alexandre Duarte Gusmão, D.Sc.

(Examinador externo)



Olavo Francisco dos Santos Jr., D.Sc.

(Examinador externo)

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais: Lopes e Auriêta, os quais não mediram esforços para proporcionar-me uma boa formação, transmitindo sempre muito carinho e investindo em meu crescimento pessoal e profissional.

Aos meus irmãos: Jerci, Auriene, Suely e Thiago, pelo estímulo e apoio sempre presentes.

AGRADECIMENTOS

A Deus, com amor, por tudo.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Campina Grande, por prestigiar-me com uma vaga.

Ao Professor Raimundo Leidimar Bezerra, pelos ensinamentos ministrados durante o curso e pelas sugestões que foram indispensáveis na orientação da pesquisa.

Ao Professor e amigo Erinaldo Hilário Cavalcante por seu admirável espírito humanitário, pela paciência e compreensão nas informações práticas de operação do pressômetro e pelo apoio indescritível na orientação deste trabalho, sem o qual o mesmo não seria possível.

Ao Professor e querido amigo Moisés Cavalcanti Bezerril, pela colaboração inestimável na revisão gramatical de parte deste trabalho, bem como por toda ajuda e sugestões apresentadas, a quem consultei quase abusivamente em diversas horas do dia e da noite, pelo que lhe serei eternamente grata.

Aos professores do curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFCG pelos ensinamentos ministrados.

Ao Professor João Queiroz pela colaboração e valiosas sugestões.

Aos funcionários do laboratório de Geotecnia, em particular a Josenira dos Santos França, por toda ajuda durante todo o curso.

À CAPES pelo auxílio financeiro.

A todos os colegas do curso de Pós - Graduação, em especial a Luciana Pimentel Jordão, com quem desenvolvi amizade fraternal e compartilhei muitas lágrimas e sorrisos.

Ao meu cunhado Leandro Medeiros pelo apoio e incentivo constantes.

Ao doutorando Alfran Sampaio pelo grande apoio na realização dos ensaios e por disponibilizar as informações técnicas sobre a estrutura dos aerogeradores da Taíba, bem como os dados dos ensaios com o SPT.

Finalmente, externo meus sinceros agradecimentos àqueles que direta ou indiretamente, contribuíram para a realização deste trabalho.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	01
1.1 - Considerações Iniciais	01
1.2 - Objetivos	05
1.2.1 - Geral	05
1.2.2 - Específicos	05
1.2.3 - Estrutura do Trabalho	05
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	07
2.1 - Considerações Iniciais	07
2.2 - Tipos de Pressiômetro	09
2.2.1 - Pressiômetro BRIAUD	10
2.2.2 - Pressiômetro MÉNARD	12
2.2.3 - Pressiômetro Auto-perfurante	15
2.2.4 - Cone Pressiométrico	15
2.3 - O Ensaio pressiométrico no Brasil	16
2.4 - O Ensaio pressiométrico	19
2.4.1 - Fundamentação Teórica	19
2.4.2 - Concepção do Ensaio Pressiométrico	21
2.4.2.1 - Calibrações	22
2.4.2.2 - Execução do Furo	24
2.5 - Parâmetros Obtidos no Ensaio Pressiométrico	25
2.5.1 - Parâmetros de Deformabilidade	25
2.5.1.1 - Módulo Pressiométrico inicial (E_0)	25
2.5.1.2 - Módulo Pressiométrico Cíclico (E_r)	27
2.5.2 - Principais Parâmetros de Resistência	29
2.5.2.1 - Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})	29
2.5.2.2 - Pressão Limite (P_L)	31
2.5.2.3 - Pressão Limite Efetiva (P_L')	32

2.5.2.4 - Pressão de Fluência (P_F)	32
2.5.3 - Identificação do tipo de Solo a Partir dos Parâmetros Pressiométricos	33
2.6 - Principais Limitações do Ensaio pressiométrico	35
2.7 - Aplicação do Ensaio Pressiométrico ao Estudo de Fundações Superficiais	37
2.7.1 - Capacidade de Carga	38
2.7.2 - Previsão de Recalques	42
2.7.3 - Evidências Experimentais Obtidas da Literatura	46
CAPÍTULO 3 - DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E DA CAMPANHA DE ENSAIOS	50
3.1 - Generalidades	50
3.2 - Localização da Área Pesquisada	50
3.2.1 - Generalidades	50
3.2.2 - Aspectos Geológicos de Depósitos de Dunas	52
3.2.3 - Características Geotécnicas do Local dos Ensaios	53
3.3 - Campanha de Ensaios	55
3.3.1 - Generalidades	55
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 da Perfuração	64
3.3.2.4 - Execução dos Ensaios.....	64
3.3.3 - Correções 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 - Estimativa da Tensão horizontal no repouso (σ_{h0})	68
3.3.4 - Dificuldades Encontradas Durante a Realização dos Ensaios	69

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	71
4.1 - Considerações Iniciais	71
4.2 - Correções nos Resultados	72
4.3 - Curvas Pressiométricas Obtidas do Furo PMT1	75
4.4 - Curvas Pressiométricas Obtidas do Furo PMT2	79
4.5 - Parâmetros Pressiométricos	83
4.5.1 - Módulo Pressiométrico Inicial	83
4.5.2 - Módulo Cisalhante Pressiométrico	86
4.5.3 - Módulo Pressiométrico Cíclico	87
4.5.4 - Pressão Limite	90
4.5.5 - Avaliação da Tensão Horizontal no Repouso	91
4.6 - Resumo dos Valores Obtidos Para os Parâmetros Pressiométricos ..	93
4.7 - Avaliação da Capacidade de Carga	95
4.7.1 - Estimativa da Tensão Aplicada Pela Fundação do Aerogerador	95
4.7.2 - Estimativa da Tensão Admissível com Base no SPT	95
4.7.3 - Estimativa da Tensão Admissível com Base no PMT	98
4.8 - Avaliação do Recalque	99
4.8.1 - Estimativa do Recalque com Base no SPT	99
4.8.2 - Estimativa do Recalque com Base no PMT	101
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	103
5.1 - Conclusões	103
5.2 - Sugestões Para Continuidade da Pesquisa	105
CAPÍTULO 6 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	106

ANEXO I - TABELAS.....	116
I.1 - Valores das Pressões e Volumes Obtidos do Furo PMT1	116
I.2 - Informações Técnicas Sobre as Unidades Aerogeradoras	127

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1	Aspecto da primeira sonda pressiométrica desenvolvida por Kögler em 1930 (BAGUELIN <i>et. al.</i> , 1978)	07
Figura 2.2	Estrutura do primeiro pressiômetro desenvolvido por MÉNARD, em 1957 (BAGUELIN <i>et. al.</i> , 1978)	09
Figura 2.3	Diagrama geral da sonda do pressiômetro BRIAUD Modelo 32 - 35, em estado de expansão total (BAGUELIN <i>et. al.</i> , 1978) ...	12
Figura 2.4	Aspecto estrutural da sonda usada no pressiômetro MÉNARD (CLARKE, 1995)	13
Figura 2.5	Pressiômetro MÉNARD, tipo CG	14
Figura 2.6	Esquema do cone-pressiométrico	17
Figura 2.7	Curvas de calibração do aparato pressiométrico (ASTM D-4719, 1987)	23
Figura 2.8	Curva pressiométrica ideal corrigida (NF P94-110, 1991)	26
Figura 2.9	Curva pressiométrica com laço de descarregamento (MÉNARD, 1975)	29
Figura 2.10	Método gráfico para a determinação de σ_{ho} (BRANDT, 1978) ..	30
Figura 2.11	Método gráfico para a estimativa da pressão limite (ASTM, 1987)	31
Figura 2.12	Curva de fluência típica (CAVALCANTE, 1997)	33
Figura 2.13a	Solicitação imposta ao solo por uma fundação - expansão esférica (CLARKE, 1995)	39
Figura 2.13b	Solicitação imposta ao solo por uma sonda do pressiômetro expansão cilíndrica (CLARKE, 1995)	39
Figura 2.14	Fundação sobre maciço composto de duas camadas (BAGUELIN <i>et. al.</i> 1978)	41
Figura 2.15	Valores de k recomendados para a capacidade de carga de fundações superficiais (MÉNARD, 1975; CLARKE, 1995)	42
Figura 2.16	Decomposição do solo em camadas para análise de recalques (BRIAUD, 1992)	46

Figura 2.17	Comparação entre a carga de ruptura e recalques obtidos através da prova de carga sobre placa e prevista pelo pressiômetro de pré-furo usando o método Ménard	47
Figura 2.18	Comparação entre recalques de fundações superficiais medidos em obras previstos pelo pressiômetro em vários tipos de solos franceses (BAGUELIN <i>et. al.</i> 1978)	49

CAPÍTULO 3

Figura 3.1	Localização das dunas da Taíba em São Gonçalo do Amarante, onde foram realizadas as sondagens	50
Figura 3.2	Imagem de satélite das dunas da Taíba (GUIA QUATRO RODAS, 2004)	50
Figura 3.3	Croqui com a localização dos furos de sondagem efetuados nas dunas da Taíba, em torno do Aerogerador E-40-07	52
Figura 3.4	Vista geral das dunas da Taíba	54
Figura 3.5	Variação da resistência à penetração do solo com a profundidade, obtida em furos próximos dos ensaios pressiométricos	55
Figura 3.6	Centrais Eólicas da Taíba Ltda.	56
Figura 3.7	Representação quantitativa dos aerogeradores da ENERCON no mundo	57
Figura 3.8	Prainha e Mucuripe	57
Figura 3.9	Composição do pressiômetro de pré-furo (MÉNARD).....	59
Figura 3.10	Sonda pressiométrica e bainha utilizadas na campanha de ensaios	58
Figura 3.11	Aspecto da sonda com cobertura flexível em expansão	58
Figura 3.12	Detalhes do dispositivo de descarga junto à sapata de proteção (a) e drenagem da água pressurizada (b)	61
Figura 3.13	Curva para verificação da resistência da membrana que forma a célula central	61
Figura 3.14	Curva de calibração do sistema de compressibilidade do pressiômetro MÉNARD	63

Figura 3.15	Curva de calibração de perda de pressão da sonda utilizada na campanha de ensaios	63
Figura 3.16	Trados utilizados para a execução dos furos de sondagem	65
Figura 3.17	Processo de execução dos furos de sondagem para a realização de ensaios pressiométricos	65
Figura 3.18	Vista superior do Furo nº 01 - destaque para a regularidade do furo	65
Figura 3.19	Curva corrigida obtida no PMT da Taíba	67
Figura 3.20	Execução do processo de substituição da membrana da sonda	69
Figura 3.21	Reforço com fita isolante	70
Figura 3.22	Reforço com tiras de borracha	70

CAPÍTULO 4

Figura 4.1	Curva de calibração referente à perda de pressão utilizada no PMT1 até o sexto metro	73
Figura 4.2	Curva de calibração referente à perda de pressão utilizada no PMT2 e no sétimo metro do PMT1	73
Figura 4.3	Curva de calibração referente à perda de volume utilizada para todos os ensaios	74
Figura 4.4	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 1,0 m	75
Figura 4.5	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 2,0 m	76
Figura 4.6	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 3,0 m	76
Figura 4.7	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 4,0 m	77
Figura 4.8	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 5,0 m	77
Figura 4.9	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 6,0 m	78

Figura 4.10	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 7,0 m	78
Figura 4.11	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 1,0 m	79
Figura 4.12	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 2,0 m	79
Figura 4.13	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 3,0 m	80
Figura 4.14	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 4,0 m	80
Figura 4.15	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 5,0 m	81
Figura 4.16	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 6,0 m	81
Figura 4.17	Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 7,0 m	82
Figura 4.18	Perfil do módulo pressiométrico inicial obtido a partir do pressiômetro	85
Figura 4.19	Perfil do módulo cisalhante pressiométrico obtido a partir do pressiômetro	85
Figura 4.20	Perfil do módulo pressiométrico cíclico obtido a partir do pressiômetro	89
Figura 4.21	Perfil da pressão limite obtido a partir do pressiômetro	91
Figura 4.22	Perfil da tensão horizontal do solo obtido a partir do pressiômetro MÉNARD	93

ANEXO I

Figura I.1	Descrição dos componentes do aerogerador E-40	125
------------	---	-----

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1	Evolução do pressiômetro (adaptação de PAIVA, 2000).....	10
Tabela 2.2	Guia para estimativa da pressão limite do ensaio pressiométrico (BRIAUD, 1992)	22
Tabela 2.3	Fator reológico - α (MÉNARD, 1975)	27
Tabela 2.4	Identificação do solo por meio da relação E_0/P_L (MÉNARD, 1975)	34
Tabela 2.5	Valores típicos de E_0 e P_L^* para vários tipos de solos (BRIAUD, 1992)	34
Tabela 2.6	Vantagens e desvantagens do ensaio pressiométrico.....	36
Tabela 2.7	Coefficiente de forma para fundações superficiais (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995)	43
Tabela 2.8	Fator reológico para vários solos (MÉNARD, 1975)	44

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1	Aferição do sistema do pressiômetro MÉNARD	72
Tabela 4.2	Valores do módulo pressiométrico (E_0) calculados segundo as sugestões de (MÉNARD, 1975) e da NF P94 - 110 (1991)	84
Tabela 4.3	Valores do módulo cisalhante pressiométrico	86
Tabela 4.4	Valores do módulo pressiométrico cíclico (E_r) obtidos na campanha de ensaios nas dunas da Taíba	89
Tabela 4.5	Valores da pressão limite (P_L)	90
Tabela 4.6	Valores estimados para a tensão horizontal do solo a partir do pressiômetro MÉNARD	92
Tabela 4.7	Valores obtidos para os parâmetros pressiométricos	94
Tabela 4.8	Valores obtidos para a σ_{adm} com base no SPT	98
Tabela 4.9	Valores obtidos para a σ_{adm} com base no PMT	101
Tabela 4.10	Valores obtidos para o recalque com base no PMT	102

ANEXO I

Tabela I.1	Valores do PMT1 na profundidade igual a 1,0 m	113
Tabela I.2	Valores do PMT1 na profundidade igual a 2,0 m	114
Tabela I.3	Valores do PMT1 na profundidade igual a 3,0 m	115
Tabela I.4	Valores do PMT1 na profundidade igual a 4,0 m	116
Tabela I.5	Valores do PMT1 na profundidade igual a 5,0 m	117
Tabela I.6	Valores do PMT1 na profundidade igual a 6,0 m	117
Tabela I.7	Valores do PMT1 na profundidade igual a 7,0 m	118
Tabela I.8	Valores do PMT2 na profundidade igual a 1,0 m	119
Tabela I.9	Valores do PMT2 na profundidade igual a 2,0 m	120
Tabela I.10	Valores do PMT2 na profundidade igual a 3,0 m	121
Tabela I.11	Valores do PMT2 na profundidade igual a 4,0 m	122
Tabela I.12	Valores do PMT2 na profundidade igual a 5,0 m	123
Tabela I.13	Valores do PMT2 na profundidade igual a 6,0 m	123
Tabela I.14	Valores do PMT2 na profundidade igual a 7,0 m	124
Tabela I.15	Características dos componentes constituintes da carga do aerogerador	125

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

ν	Coefficiente de Poisson
ϵ	Deformação específica circunferencial
β	Fator do qual depende a relação G/S_u
α	Fator reológico
γ_a	Peso específico da água
λ_c	Coefficiente de forma na zona de influência do tensor esférico
λ_d	Coefficiente de forma na zona de influência do tensor desviatório
σ_{h0}	Tensão horizontal total no repouso do solo
Δp	Aumento de pressão na sonda pressiométrica
Δv	Variação volumétrica na sonda pressiométrica
$\Delta v/v$	Variação volumétrica específica
σ_{v0}	Tensão vertical total do solo
σ'_{v0}	Tensão vertical efetiva do solo
a	Coefficiente de compressibilidade do pressiómetro
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM	American Society for Testing and Materials
B	Largura ou diâmetro da fundação
B'	Largura ou diâmetro de referência da fundação
CBEE	Centro Brasileiro de Energia Eólica
COELCE	Companhia de Eletricidade do Ceará
CPT	Cone Penetration Test
CPV	Unidade de controle de pressão e volume
D	Diâmetro da sonda
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
E₀	Módulo de Elasticidade pressiométrico na curva de carregamento
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
E_r	Módulo de Elasticidade pressiométrico na curva de descarga/recarga
F	Fator ou Coeficiente de segurança
G	Módulo de elasticidade transversal ou de cisalhamento
G/S_u	Índice de rigidez do solo
H_e	Embutimento equivalente de uma fundação
L	Comprimento da sonda pressiométrica
MCT	Ministério de Ciência e Tecnologia
NBR	Norma Brasileira
NF	Norme Française
P	Pressão aplicada à sonda
P₁	Pressão no início da fase pseudo-elástica da curva
P₂	Pressão no final da fase pseudo-elástica da curva
PAF	Pressiômetre Autofureur
PBPMT	Pré-Boring Pressuremeter Ménard Testing
PMT	Pressuremeter Testing
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
P_L[*]	Pressão limite efetiva
P_L	Pressão limite pressiométrica
P_{le}[*]	Pressão limite efetiva equivalente
R	Coeficiente de correlação (estatística)
r	Recalque de uma fundação superficial
R²	Coeficiente de determinação (estatística)
SBPMT	Self-Boring Pressuremeter Ménard Testing
SPT	Standard Penetration Test

s	Recalque de uma fundação superficial segundo Shultze & Sherif
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
V	Volume expandido
V₀	Incremento de volume no ensaio com o pressiômetro BRIAUD
V₁	Volume no início da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica
V₂	Volume no final da fase pseudo-elástica da curva pressiométrica
V₃₀	Volume lido aos trinta segundos
V₆₀	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
Z	Profundidade
w	Recalque de uma fundação superficial segundo Burland & Burbidge

PREVISÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM SOLOS DE DUNAS, ATRAVÉS DO PRESSIÔMETRO MÉNARD.

RESUMO

Neste trabalho estuda-se o comportamento tensão-deformação de um depósito de areia compacta a muito compacta, de origem eólica, com base em resultados de ensaios realizados com o Pressiômetro Ménard. A pesquisa foi desenvolvida nas dunas da praia da Taíba, no estado do Ceará, através de uma parceria entre as áreas de Geotecnia da UFCG, COPPE/UFRJ e UNIFOR, e teve como objetivo principal previsões de capacidade de carga de fundações superficiais como base em ensaios pressiométricos. No local estão instalados dez aparelhos aerogeradores de energia apoiados sobre sapatas quadradas.

Os resultados obtidos a partir do pressiômetro Ménard foram comparados com previsões de capacidade de carga e recalques baseadas em dados de sondagens com SPT disponíveis para o local.

As comparações efetuadas mostraram que a tensão admissível prevista com base no pressiômetro foi aproximadamente 20% inferior à previsão feita com base no SPT, empregando-se um método tradicional brasileiro. Com relação aos métodos de outros países baseados no SPT, as comparações indicaram que a previsão baseada no ensaio pressiométrico foi 68% e 94% inferior aos valores previstos pelos métodos de Terzaghi & Peck (1967) e Parry (1978), respectivamente, e superou em 44% o valor obtido com a aplicação do método proposto por Meyerhof (1965). Dessa forma, sugere-se a complementação dos estudos com a realização de provas de carga sobre placa para a determinação do valor da tensão admissível do terreno.

FORECAST OF BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATION RESTED ON DUNES OF SAND USING MÉNARD PRESSURE METER.

ABSTRACT

In the present work, the stress-deformation behavior of an Aeolian sand deposit of a compact to highly compact type is studied based on the results of field test conducted by using the Menard pressure meter. The research was carried out in a partnership among UFCG, COPPE/UFRJ, and UNIFOR, at Taíba beach, Ceará State, Brazil, where ten Aeolian energy generator is installed on squared foundations, and had as the main objective, to forecast the bearing capacity of superficial foundations through pressure meter tests.

The results from the Menard pressure meter testing were compared with those obtained in borings done at the same site, based on a SPT standard, and revealed that the accepted stress provided by the Menard pressure meter was about 20% lower than the one obtained with SPT standard, when a traditional Brazilian method was applied.

Regarding to SPT methods from other countries, the comparisons indicated that forecast based on the Menard tests were 68% and 94% lower than those methods stated by Terzaghi and Peck (1967) and Perry (1978), respectively. On the other hand, the results from Menard pressure meter were 44% higher than those obtained through the application of the method proposed by Meyerhof (1965). Based on these results, it is suggested that additional studies should be done, considering the accomplishment of bearing test on plates to determine the terrain acceptable stress.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - Considerações Iniciais

Partindo-se da premissa de que desde a antiguidade o homem é movido por necessidades, e desenvolve-se resolvendo problemas, surge a consciência de que é imprescindível o conhecimento cada vez mais pormenorizado dos fenômenos que o cercam. No contexto da Mecânica dos Solos e da Engenharia de Fundações verifica-se algo semelhante, ou seja, que o reconhecimento do subsolo para implantação de obras de infra-estruturas é tão importante quanto a própria edificação.

Sabe-se que quase todas as obras de engenharia têm que, de alguma forma, transmitir ao solo as cargas sobre elas impostas. Em alguns casos, o próprio solo é utilizado como material de construção *e.g.*, pavimentação rodoviária; em outros, como no caso de fundações de edifícios, o solo é parte integrante do sistema que compõe a fundação. Para obras de Engenharia Civil, quer seja um estudo de viabilidade, à concepção de um bom projeto geotécnico, um planejamento de construção, à construção propriamente dita, ou até mesmo a observação do comportamento da edificação após a construção, geralmente é necessário um certo número de informações do subsolo. Dessa forma, percebe-se a fundamental importância, ao sucesso do empreendimento, da elaboração de um programa de investigações geotécnicas.

A busca por uma melhor determinação das características do solo pode ser feita através de ensaios em laboratório e/ou em campo. Nos ensaios realizados em laboratório, um dos maiores problemas enfrentados é a qualidade da amostra coletada, que, por mais cuidado que receba em sua extração, ainda sofre a inevitável ação do desconfinamento que experimenta ao ser retirada de sua posição natural. Além disso, ainda existem alguns tipos de solos que apresentam total impossibilidade na obtenção de uma amostra de razoável qualidade, caso não se

disponha de ferramentas adequadas, como são os casos de solos moles. Assim, muitas vezes, de nada vale a acurácia de um equipamento, se a amostra ensaiada não traduzir as reais condições do solo. Daí a importância dos ensaios *in situ* que, em princípio, tendem a preservar quase todas as características naturais do solo e, quando bem executados, podem atingir resultados muito confiáveis.

Vale ressaltar que, embora os ensaios *in situ* também não constituam uma forma perfeita para a solução de todos os problemas geotécnicos, ainda assim, têm-se mostrado bastante adequados ao uso de métodos racionais de análise, aplicados à solução de projetos geotécnicos. As provas de carga sobre estacas e sobre placas, bem como o CPT (Cone Penetration Test), embora sendo importantes ensaios de investigação geotécnica, também apresentam algumas desvantagens em relação aos demais, como por exemplo, a necessidade de equipamentos pesados, onerosos, e algumas vezes de técnicos capacitados para a execução. No caso das provas de carga estática, os resultados conclusivos nem sempre são imediatos. O CPT, e.g., pode não ser viável para investigações em obras de pequeno porte, em função de exigir disponibilidade de equipamentos no local e do custo de mobilização.

Dentre os ensaios *in situ* disponíveis na Engenharia de Fundações, o SPT (Standard Penetration Test) se destaca como a técnica de investigação mais empregada no Brasil e em praticamente todo o mundo. Suas principais vantagens são: simplicidade e a rapidez na execução; baixo custo operacional; capacidade de reunir em uma só operação (cravação) a coleta de amostras amolgadas, representativas para o traçado do perfil do terreno; e a avaliação da resistência do solo através do valor da resistência à penetração (N_{SPT}). Entretanto, apesar da sua larga aceitação e emprego em projetos, os mais diversificados possíveis, ele é ainda muito criticado por não apresentar uma padronização total em sua execução e por não ter uma base teórica fundamentada, o que pode levar à concepções de projetos tanto super quanto sub-dimensionados.

É notável hoje, no Brasil e no mundo, o desenvolvimento de pesquisas que visam aprimorar novas técnicas de investigações de campo para utilização na Engenharia Civil. O ensaio pressiométrico constitui-se num dos métodos mais modernos e confiáveis para a 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, Inglaterra e Estados Unidos, o pressiómetro MÉNARD tem grande utilização na determinação da capacidade de carga e recalque dos solos, bem como de estacas, visando o dimensionamento das fundações. Segundo BRIAUD *et al.* (1983), só na França, desde 1957, mais de 300.000 construções públicas foram executadas com base nos resultados de ensaios pressiométricos.

O ensaio pressiométrico em pré-furo, apesar de ser pouco difundido no meio geotécnico brasileiro, é relativamente simples e não necessita de máquinas pesadas e onerosas para sua execução, *i.e.*, o furo¹ pode ser executado com um trado manual ou o mesmo equipamento de perfuração empregado no SPT. É necessário apenas que nas operações de perfuração e execução propriamente dita, exista pelo menos um técnico habilitado.

O pressiómetro possibilita a determinação do comportamento tensão *versus* deformação do solo a partir da expansão de uma sonda previamente introduzida em um furo no solo. A interpretação dos seus resultados, que se dá a partir da teoria elasto-plástica, considerando um estado de deformação axissimétrica, confere-lhe um respaldo teórico muito importante. O pressiómetro tem sido empregado com sucesso em diversos problemas da engenharia de fundações, principalmente em países que desenvolveram a técnica, como França e Inglaterra (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995).

Sabe-se que a questão relativa ao aproveitamento da energia, constitui-se em um dos grandes problemas da atualidade, visto que a maioria da energia utilizada no planeta é de origem não renovável, seja de fonte mineral, atômica, térmica ou hídrica. Com a necessidade de suprimento adequado de energia elétrica, cada vez maior no mundo moderno, surgiu a produção de energia por meios de fontes alternativas renováveis, a exemplo da energia eólica. O Brasil conta com condições favoráveis para sua utilização e a importância dos recursos eólicos da região nordeste é reconhecida pelo CBEE (Centro Brasileiro de Energia Eólica),

¹ A Norma Francesa NFP94 - 110 recomenda critérios para execução dos furos.

ANEEL (Agência Nacional de Energia Elétrica) e MCT (Ministério de Ciência e Tecnologia), que têm trabalhado de forma conjunta de modo a ampliar a produção dessa modalidade de energia. Contudo, verifica-se a necessidade de pesquisas nacionais que desenvolvam seus próprios modelos de aerogeradores, bem como, investigações geotécnicas adequadas que propiciem a sua implantação de maneira econômica e segura em solos brasileiros, uma vez que os projetos executados no país ainda dependem de tecnologia estrangeira, que é mantida sob sigilo absoluto pelas empresas que a detém.

Neste trabalho, é feita uma aplicação dos dados obtidos com o pressiômetro MÉNARD para a previsão da capacidade de carga de fundações superficiais assentes em solos arenosos (areias de dunas) de uma área litorânea nas proximidades da cidade de Fortaleza - CE. O campo experimental escolhido faz parte de uma área de instalação de dez aerogeradores de energia eólica, de propriedade da empresa COELCE (Companhia de Eletricidade do Ceará). O local escolhido foi no entorno do Aerogerador Nº 07 (E-40-07), onde também foram executados outros tipos de investigações geotécnicas, a exemplo do SPT, SPT-T² e CPT. Esta pesquisa é fruto de uma parceria entre as áreas de Geotecnia da COPPE/UFRJ, da UFCG (Universidade Federal de Campina Grande) e da UNIFOR (Universidade de Fortaleza). Está envolvido também nesta parceria o doutorando da COPPE/UFRJ e professor da UNIFOR, o engenheiro geotécnico Alfran Sampaio.

O pressiômetro utilizado nessa pesquisa foi o pressiômetro MÉNARD do tipo GC, cuja sonda padrão empregada é de aproximadamente 60 mm de diâmetro externo e 450 mm de comprimento (BX). É um equipamento operado sob tensão controlada, fazendo-se a leitura de volume a partir de cada estágio de pressão aplicada. A sonda é formada por três células (uma central e duas de guarda), sendo a célula central expandida por pressão de água, e as duas outras por pressão de gás nitrogênio (N₂). Mais detalhes sobre o equipamento serão apresentados no Capítulo 3.

² Standard Penetration Test com medida de torque.

1.2 - Objetivos

1.2.1 - Geral

O objetivo geral da pesquisa é fazer a previsão, com base em resultados de ensaios com o pressiômetro MÉNARD, da capacidade de carga e dos recalques de fundações superficiais assentes em solos arenosos, originários de dunas na região de implantação de geradores de energia eólica, na praia da Taíba - CE. A análise das previsões possibilitará criticar as fundações existentes no referido local e fazer sugestões para otimização do sistema solo-fundação como elemento de suporte da estrutura apoiada.

1.2.2 - Específicos

- Analisar o comportamento tensão *versus* deformação do depósito arenoso em questão, com base nos dados obtidos a partir do pressiômetro;
- Avaliar o perfil do solo em termos de variação da pressão limite (P_L) e do módulo de elasticidade pressiométrico (E_0 , E_r) com a profundidade;
- Aplicar os parâmetros obtidos a partir do pressiômetro, na estimativa da capacidade de carga e do recalque de fundações superficiais assentes sobre dunas, tendo como ênfase os esforços oriundos de aerogeradores.

1.2.3 - Estrutura do Trabalho

O presente trabalho é composto por seis capítulos, sendo este de introdução do trabalho, onde se pode ter uma visão geral dos estudos desenvolvidos na pesquisa e dos objetivos a serem atingidos. Consta dessa parte da dissertação a descrição dos assuntos distribuídos por capítulos.

O Capítulo 2 expõe a revisão bibliográfica sobre o assunto tema da dissertação, destacando os fundamentos teóricos básicos, necessários à pesquisa.

No Capítulo 3 são apresentadas informações importantes sobre a parte experimental da pesquisa, ou seja, é realizada a descrição dos equipamentos empregados, bem como a sistemática adotada na realização da campanha de ensaios.

O Capítulo 4 é dedicado à apresentação e análise dos resultados, de onde são extraídos os subsídios para as conclusões e sugestões para futuras pesquisas que são exibidas no Capítulo 5.

No Capítulo 6 estão listadas as referências bibliográficas consultadas para o desenvolvimento desta pesquisa.

No Anexo I são apresentados as tabelas com os valores das pressões aplicadas e os respectivos volumes medidos ao término de 30 e 60 segundos, para cada ensaio realizado com o PMT, bem como as informações técnicas sobre as unidades aerogeradoras que instigaram a investigação geotécnica.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Considerações Iniciais

Em 1933 o Engenheiro alemão Kögler escreveu sobre um equipamento inventado por ele por volta de 1930, para medir as propriedades de deformação do solo, mediante a aplicação de pressões. O aparelho era composto por uma sonda cilíndrica de 125 cm de comprimento por 10 cm de diâmetro, cujas extremidades eram fixadas por discos metálicos, conforme se observa na Figura 2.1. Kögler intencionou medir a variação volumétrica da sonda, inflando-se gás sob pressão à mesma, o que permitiria a obtenção de uma relação pressão-deformação. Experimentalmente, verificou-se que em função das pressões aplicadas, não era possível uma interpretação adequada dos dados, o que, aliada à incapacidade de manter-se a deformação da cavidade na forma cilíndrica, fez com que o inventor não levasse a cabo sua idéia.

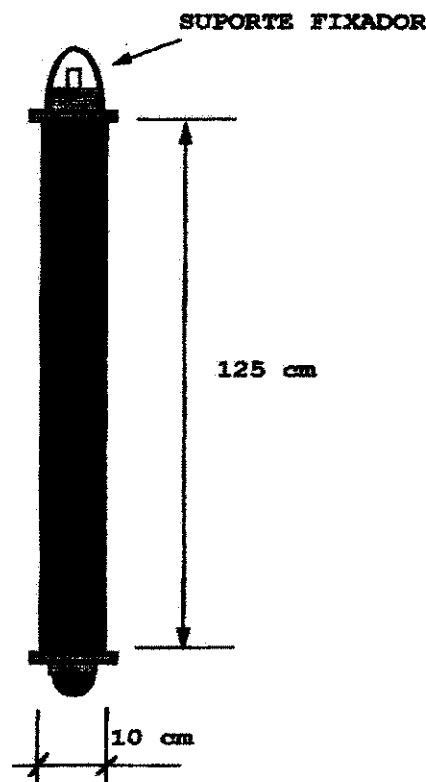


Figura 2.1 - Aspecto da primeira sonda pressiométrica desenvolvida por Kögler em 1930 (BAGUELIN *et al.*, 1978).

Partindo-se do princípio que o pressiômetro é um aparelho que aplica pressão hidráulica nas paredes de um furo no solo através de uma membrana flexível, pode-se dizer que Kögler trabalhou com o primeiro pressiômetro, embora esta denominação só venha existir cerca de vinte anos depois.

Segundo BAGUELIN *et al.* (1978), em 1955, o Engenheiro Civil francês Jean Louis Ménard desenvolveu um equipamento a partir do princípio teórico de Kögler, apresentando como principal diferença a divisão do corpo da sonda em três partes. Agora, ao invés de uma só célula, a sonda era composta por três outras independentes, sendo duas nas extremidades (células-guarda) e uma no centro (célula central), que aplicavam a mesma pressão ao solo. Através do confinamento da célula central entre as duas células-guarda, verificou-se que a expansão da sonda era totalmente radial, satisfazendo assim, a condição de deformação axissimétrica. Como apenas na célula central alimentada por água (líquido teoricamente incompressível, para os níveis de tensão aplicados), eram feitas as medições de pressão e volume, eliminou-se o estado de deformação não plano. Desta forma, MÉNARD suprimiu as condições indesejáveis ao funcionamento adequado do equipamento, então designado por pressiômetro. Em 1957, esse era fabricado e comercializado na França, pela companhia "Les Pressiomètres Louis Ménard", fundada pelo próprio engenheiro (ver Figura 2.2).

A comercialização do equipamento possibilitou grande repercussão do ensaio por toda a França¹, e, posteriormente, foram surgindo estudos em todo o mundo, objetivando melhorar as características do pressiômetro, principalmente em relação ao modo de inserção da sonda no solo, que tem significativa influência na confiabilidade dos resultados do ensaio. O aperfeiçoamento da interpretação e o uso dos dados pressiométricos também apresentam grande evolução em países como a Inglaterra, Canadá, Japão, Itália, antiga União Soviética, Noruega, Estados Unidos e, principalmente, na França. A Tabela 2.1 apresenta, de maneira sucinta, a evolução do equipamento em todo o mundo. As teorias de LAMÉ (1952) *apud* BISHOP *et al.* (1945) foram usadas para fins de interpretação dos resultados pressiométricos.

¹ Possui Norma própria (NFP - 110-94).

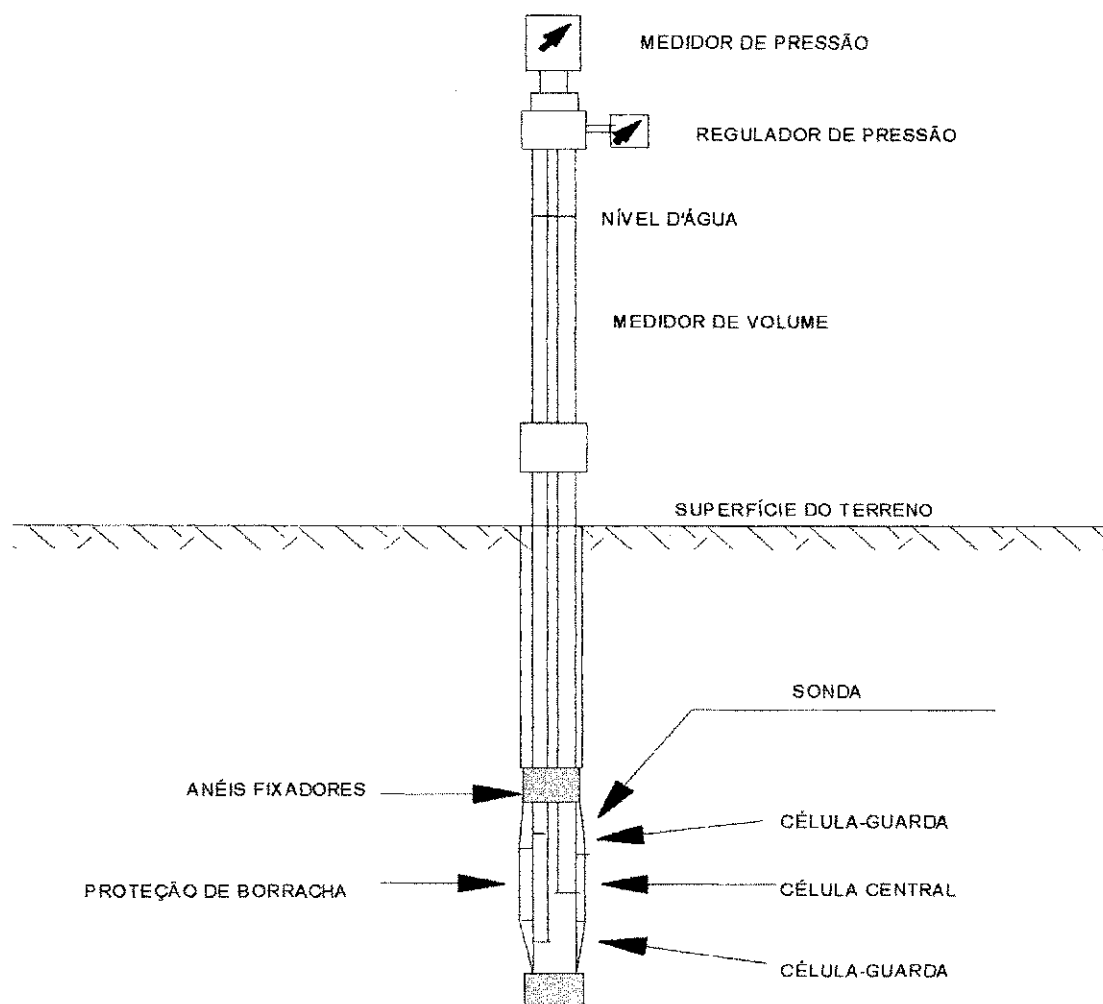


Figura 2.2 - Estrutura do primeiro pressiômetro desenvolvido por MÉNARD, em 1957 (BAGUELIN *et al.*, 1978).

2.2 - Tipos de Pressiômetros

De 1955 até os dias atuais, diversos tipos de pressiômetros foram desenvolvidos ou adaptados, partindo do mesmo princípio teórico para interpretação dos seus resultados, diferindo entre si nos seguintes fatores: tipo de sonda (sonda unicelular ou tricelular); tipo de variável a controlar (volume ou pressão) e, principalmente, quanto à forma de inserção da sonda no solo (inserção por pré-furo, inserção dinâmica, inserção estática ou auto-perfurante). Segundo SCHNAID (2000), procedimentos distintos de instalação da sonda pressiométrica no solo podem ser utilizados, e foram desenvolvidos visando reduzir ao máximo, os possíveis efeitos de amolgamento gerados pela inserção da sonda no terreno, bem como melhor adaptar esta técnica de ensaio *in situ* às diferentes condições de subsolo.

Tabela 2.1 - Evolução do pressiômetro (adaptação de PAIVA, 2000).

ANO - AUTOR	PAÍS	VERSÃO DESENVOLVIDA
1930 - Kögler	Alemanha	Pressiômetro de Kögler
1957 - Ménard	França	Pressiômetro Ménard
1959 - Fukuoka	Japão	Pressiômetro de furo prévio para obtenção de valores de módulo lateral
1965 - Jezéquel	França	Pressiômetro auto-perfurante (PAV)
1966 - Suyama	Japão	Pressiômetro de furo prévio (Elastômetro)
1971 - Wroth e Hughes	Inglaterra	Pressiômetro auto-perfurante (Cankometer)
1978 - Briaud e Shields	Canadá	Pressiômetro para projetos de pavimentos (Pencell)
1978 - Instituto Russo de fundações e bases do subsolo (NIIOSP)	União Soviética	Pressiômetro automático (PA 108)
1978 - Instituto de petróleo francês	França	Pressiômetro de investigação offshore (PAM)
1982 - Briaud <i>et al.</i>	Estados Unidos	Pressiômetro de furo prévio e auto perfurante (Texam)
1982 - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	França	Pressio - penetrômetro para perfurações offshore rasas

2.2.1 - Pressiômetro BRIAUD

O pressiômetro BRIAUD é um equipamento utilizado para fazer medidas de rigidez do solo para projetos e avaliações de pavimentos, podendo ser empregado também na determinação de parâmetros do solo para projetos de fundações superficiais.

Comumente chamado de pressiômetro de pavimentação, esse modelo foi desenvolvido em meados da década de 70, na Universidade de Ottawa, por Jean Louis Briaud, com o intuito de substituir o ensaio de prova de carga sobre placas por outro mais econômico e de fácil execução, capaz de fornecer parâmetros

geotécnicos para projetos de novas pistas aeroportuárias, e para avaliação das pistas existentes no Canadá (BRIAUD & SHIELDS, 1979).

Em 1980, no Texas, Briaud e Lytton, estudaram a viabilidade de aplicação do pressiômetro no projeto de pavimentos rodoviários através do Texas Department of Highway and Public Transportation, com resultados altamente satisfatórios. Assim, o equipamento e seu respectivo procedimento de ensaio foram aplicados nesse mesmo ano. Em 1990, Briaud, Consentino e Terry correlacionaram os resultados de ensaios pressiométricos com os resultados de leituras deflectométricas, obtidas com F.W.D. (Falling Weight Deflectometer) e ensaios triaxiais cíclicos, realizados nos aeroportos de College Station, San Antonio, e Possum Kingdom, onde obtiveram ajustes bastante significativos entre os parâmetros estruturais obtidos com os ensaios realizados (RODRIGUES, 1992).

LUCENA *et al.* (1988) desenvolveram vários trabalhos relacionados com a aplicação do pressiômetro de BRIAUD na pavimentação rodoviária e na Engenharia de Fundações, obtendo resultados satisfatórios entre o módulo de reação do subleito e a capacidade de carga determinada através do ensaio de placas com a pressão limite determinada com o pressiômetro de BRIAUD. O equipamento é composto por:

- 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 da composição e
- uma fonte de pressão (mecânica).

O pressiômetro BRIAUD opera sob deformação controlada, sendo a relação comprimento/diâmetro da sonda igual a 6,5. Admite-se a expansão da sonda como de um cilindro de comprimento infinito, o que torna possível a aplicação dos conceitos da expansão de cavidade cilíndrica. Basicamente, o ensaio pode ser executado em todos os tipos de solos. BRIAUD & SHIELDS (1979) criaram uma metodologia de ensaios e interpretação dos seus resultados. A Figura 2.3 mostra uma seção longitudinal da sonda pressiométrica desenvolvida por BRIAUD.

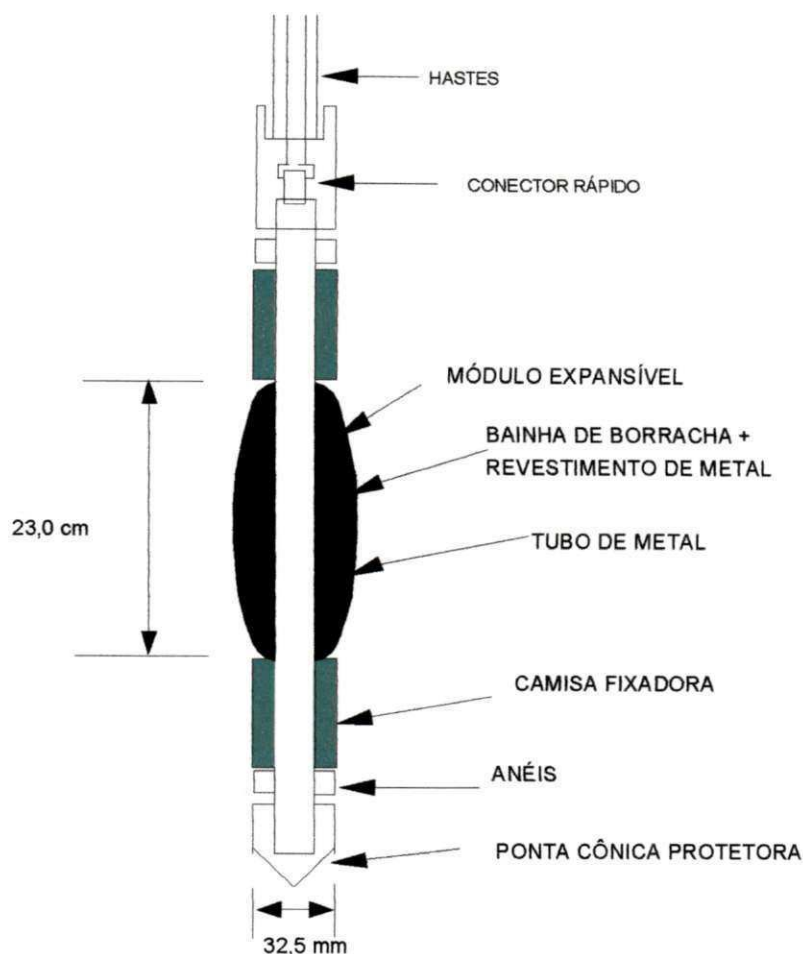


Figura 2.3 - Diagrama geral da sonda do pressiômetro BRIAUD Modelo 32-35, em estado de expansão total (BAGUELIN *et al.*, 1978).

2.2.2 - Pressiômetro MÉNARD

O termo “pressiômetro” foi usado pioneiramente pelo engenheiro francês Jean Louis Ménard em 1955 para definir “um elemento de forma cilíndrica projetado para aplicar uma pressão uniforme nas paredes de um furo de sondagem, através de uma membrana flexível, promovendo a conseqüente expansão de uma cavidade cilíndrica na massa do solo” (SCHNAID, 2000). Atualmente, o equipamento é reconhecido como ferramenta de destaque em investigações geotécnicas, sendo particularmente útil na determinação do comportamento tensão versus deformação de solos *in situ*, com profundidades superiores às atingidas pelo pressiômetro BRIAUD (ver Figura 2.4).

O equipamento é composto por:

- um painel de controle de pressão e volume;
- uma fonte de pressão (gás comprimido);
- uma tubulação coaxial;
- uma sonda pressiométrica trícélular de 60 mm de diâmetro por 450 mm de comprimento.

Quanto ao funcionamento do pressiômetro MÉNARD, a sonda é inserida em um furo previamente escavado, e é constituída de um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes formadas por duas membranas de borracha superpostas (ver Figura 2.4). Enquanto a célula central, preenchida com água procedente do volumímetro é denominada simplesmente de célula de medição, as externas, sendo preenchida de gás comprimido (N_2), são denominadas células de guarda. As células podem expandir-se radialmente, aplicando pressões às paredes da cavidade feita no solo, o que permite deslocamentos radiais devido às restrições impostas pelas células de guarda.

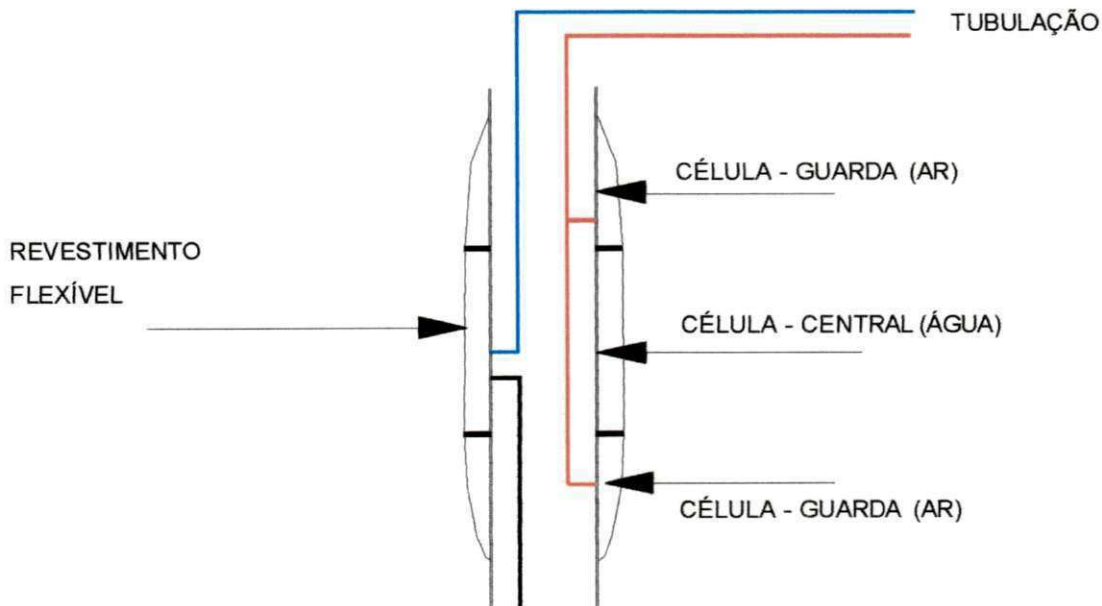


Figura 2.4 - Aspecto estrutural da sonda usada no pressiômetro MÉNARD (CLARKE, 1995).

O ensaio com o pressiômetro MÉNARD é uma técnica relativamente simples, se comparada a outros equipamentos, contudo, exige cuidados especiais para evitar ou minimizar a perturbação do solo durante a perfuração, uma vez que este é um dos condicionantes essenciais à realização de ensaios de boa qualidade. Os métodos de execução de furos prévios dependem da natureza dos solos, de suas resistências e da ocorrência do lençol freático. Em depósitos de solos argilosos saturados é necessário utilizar lama bentonítica para manter a estabilidade da escavação, porém o fluido pode alterar as condições do solo próximo às paredes do furo. Em solos residuais não saturados, a experiência brasileira tem demonstrado que o uso de trado manual para a execução da perfuração é satisfatório (SCHNAID & ROCHA FILHO, 1994). Igualmente fundamental é o controle da relação entre o diâmetro do furo (d_f) e o diâmetro da sonda (d_s); Valores de d_f/d_s de até 1,20 são recomendados devido às limitações de expansão da sonda pressiométrica.

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 (CAVALCANTE, 1997). A Figura 2.5 mostra uma foto completa do pressiômetro MÉNARD, tipo GC, pertencente à Área de Geotecnia da UFCG.



Figura 2.5 - Pressiômetro MÉNARD, tipo GC.

2.2.3 - Pressiômetro Auto-perfurante

O pressiômetro auto-perfurante é um equipamento cuja sonda é introduzida no solo sem a necessidade de abertura prévia do furo, concomitantemente à abertura deste. É subsequente ao de pré-furo e foi desenvolvido em 1970. Na França o equipamento recebeu a denominação de PAF e na Inglaterra de "Self-boring" ou "Cankometer". O principal objetivo da técnica é minimizar os efeitos da perturbação do solo ao redor da sonda quando da perfuração prévia. Dentre tais efeitos, 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, podendo causar falsas interpretações. Parâmetros como o módulo de deformabilidade (E_0), a tensão horizontal (σ_{h0}), o coeficiente de empuxo no repouso (K_0) e a resistência não drenada (S_u), poderão ser afetados (CALVALCANTE, 1997).

Detalhes sobre a sonda e os procedimentos de ensaios com o pressiômetro auto-perfurante podem ser obtidos, por exemplo, em CLARKE (1995) e CAVALCANTE (1997).

2.2.4 - Cone Pressiométrico

Na década de 80, materializou-se a idéia de incorporar um módulo pressiométrico ao fuste do cone. O primeiro protótipo foi desenvolvido na Inglaterra (WITHERS *et al.*, 1986), seguido de experiências no Canadá (CAMPANELLA & ROBERTSON, 1986) e na Itália (GHIONNA *et al.*, 1995). No equipamento original, um pressiômetro de 43,7 mm de diâmetro, é acoplado uma ponteira de 15 cm² de seção transversal (ver Figura 2.6).

O procedimento de ensaio segue a seqüência padronizada: o cone é cravado no terreno a uma velocidade constante de 20 mm/s, e, para profundidades pré-determinadas, a penetração é interrompida para permitir a expansão da sonda pressiométrica. A interpretação do ensaio pressiométrico é bem mais complexa que

a do pressiômetro auto-perfurante, pois a expansão da cavidade cilíndrica do pressiômetro ocorre inicialmente em um solo já amolgado pela penetração do cone. A fase de expansão do módulo pressiométrico é semelhante a do auto-perfurante, porém a sonda pode expandir a valores elevados de deformação, visando a propagação da superfície elasto-plástica em solo não amolgado pela cravação do CPMT (Cone Pressuremeter) no terreno.

Descrições relacionando técnicas, procedimentos e métodos de interpretação podem ser encontrados em BAGUELIN, 1982; MAIR & WOOD, 1987; BRIAUD, 1992 e CLARKE, 1995. A contribuição brasileira reúne trabalhos realizados com o ensaio de pré-furo (BEZERRA, 1990; ALCÂNTARA, 1992; RODRIGUES, 1992; SCHNAID *et. al.*, 1996; ORTIGÃO *et. al.*, 1996; BOSCH *et. al.*, 1997; CAVALCANTE, 1997; de PAIVA, 2000) e com a técnica auto-perfurante (ÁRABE, 1995; ABRAMENTO & SOUZA PINTO, 1998). O uso crescente desta tecnologia em obras geotécnicas motivou a realização, nas últimas décadas, de quatro Simpósios Internacionais em 1982, 1986, 1990 e 1995.

2.3 - O Ensaio Pressiométrico no Brasil

A utilização do pressiômetro em investigações geotécnicas *in situ*, no Brasil, ainda é pouco expressiva, embora desde 1975 diversas pesquisas tenham sido efetuadas em algumas Universidades² do país, a exemplo da Pontifícia Universidade Católica (PUC) do Rio de Janeiro; da Universidade Federal da Paraíba (UFPB), campus de Campina Grande, da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRS); da Universidade de Brasília (UnB), da Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) em Viçosa, da Universidade de São Paulo (USP) e da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

A comunidade geotécnica brasileira sabe que na Europa, especialmente na França, onde o equipamento foi desenvolvido, o uso do pressiômetro em investigações de campo é rotineiro, chegando a superar inclusive o SPT (BAGUELIN

² Estas instituições estão citadas por ordem cronológica de utilização do pressiômetro.

et al., 1978; BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995). Apesar de possuir reconhecido respaldo teórico, sua utilização por parte das empresas brasileiras que prestam serviços geotécnicos praticamente inexistente.

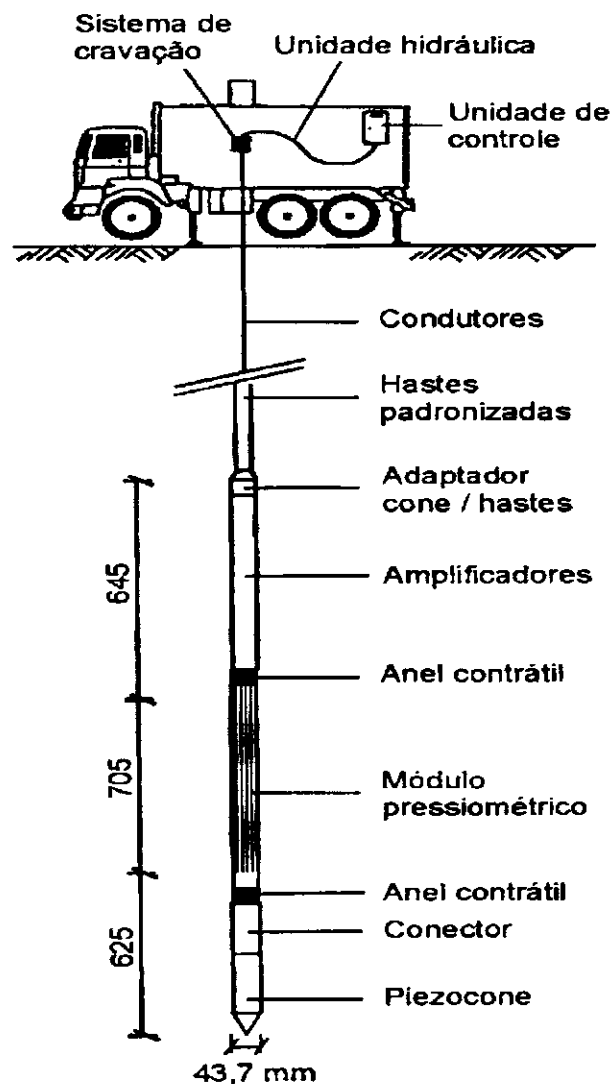


Figura 2.6 - Esquema do cone-pressiométrico.

SCHNAID *et al.* (2000) desenvolveram pesquisas utilizando o pressiômetro MÉNARD na previsão de parâmetros geotécnicos dos latossolos³, uma vez que este ensaio é também indicado para aplicação em solos coesivos friccionais não saturados, como é o caso do solo que reveste uma considerável porção do Distrito Federal. Verificou-se que os valores de K_0 , calculados a partir das tensões horizontais *in situ* obtidas com o pressiômetro, e utilizando-se das tensões verticais calculadas com valores experimentais de peso específico natural, ficaram em torno

³ Solos lateríticos vermelhos argilosos, também denominados de argila porosa de Brasília.

dos valores encontrados por PALOCCI (1998) via ensaios de laboratório do tipo triaxial, para as argilas porosas de Brasília. A pesquisa apresentou resultados satisfatórios para o módulo de Young, confirmou valores de ângulo de atrito, tanto para o material natural como inundado, e, adicionalmente, forneceu uma variabilidade de coesão razoável, dentro da faixa de valores encontrada para este material.

Na região Nordeste, o pressiômetro foi utilizado pela primeira vez em 1985, pela Área de Geotecnia da Universidade Federal da Paraíba - Campus II, situado em Campina Grande (DINIZ e DEMARTINECOURT, 1985). O equipamento utilizado foi um pressiômetro BRIAUD, com o qual vários trabalhos foram desenvolvidos. Em 1996, a Área adquiriu um pressiômetro MÉNARD (PMT), o qual foi tecnicamente explorado e utilizado pela primeira vez por CALVALCANTE (1997) no estudo do comportamento tensão - deformação, de um depósito de argila mole da cidade de Recife - PE.

Com essa aquisição, as pesquisas com o pressiômetro tomaram uma abrangência ainda maior, pelo fato desse equipamento ser aplicado potencialmente no projeto de fundações superficiais e profundas, além de ser uma boa ferramenta para caracterização de perfis de solos, tanto argilosos como arenosos. Pesquisas posteriores em depósitos arenosos naturais e melhorados de João Pessoa - PB estimularam a continuidade das investigações de campo, uma vez que os resultados obtidos permitiram concluir que tal ensaio tem capacidade de auxiliar, com relativo sucesso, o engenheiro geotécnico, em problemas referentes à resistência e à deformabilidade dos solos. Quando associado ao SPT (Standard Penetration Test) e ao CPTU (Piezocone Penetration Test), o pressiômetro pode tornar-se uma ferramenta ainda mais poderosa (CAVALCANTE *et al.*, 2000).

A literatura registra o desenvolvimento de diversos trabalhos que têm contribuído para a divulgação da técnica pressiométrica no Brasil, dentre os quais destacam-se: BRANT (1978), LIMA (1983), DELLIS (1987), BEZERRA (1990); ALCÂNTARA (1992); RODRIGUES (1992); SCHNAID e ROCHA FILHO (1994), ORTIGÃO & ALVES (1994), SCHNAID (1994), VIEIRA FILHO *et al.* (1995), SANTANA *et al.* (1995), CAVALCANTE (1997), de PAIVA (2000), etc.

2.4 - O Ensaio Pressiométrico

O ensaio pressiométrico é reconhecido internacionalmente como uma ferramenta de grande potencial na modelagem constitutiva de solos, particularmente, na determinação do comportamento tensão versus deformação de solos *in situ*. Sua fundamentação teórica é baseada nas Teorias da Elasticidade e da Plasticidade. Trata-se, portanto, de expansão de cavidades cilíndricas. Para fins de interpretação, é considerado um estado axissimétrico de deformação. Isso dá ao ensaio um sólido suporte teórico.

2.4.1 - Fundamentação Teórica

A expansão de uma cavidade cilíndrica numa massa de solo pode ser convenientemente interpretada usando-se adequadamente conceitos fundamentais das Teorias da Elasticidade (LAMÉ, 1952) e da Plasticidade (BISHOP *et al.*, 1945)⁴, sendo base para a determinação de parâmetros de deformabilidade, resistência, e até de fluxo. As pressões são aplicadas às paredes do furo do solo segundo a Equação 2.1:

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

onde:

ΔP - é o aumento da pressão na sonda pressiométrica;

ε_p - é a deformação específica circunferencial;

G - é o módulo de cisalhamento.

Através de instrumentos acoplados à sonda dos pressiômetros auto-perfurantes, obtém-se a deformação (ε_p), ao passo que a variação volumétrica é medida com os de perfuração prévia, tipo MÉNARD. A partir da variação volumétrica, com o auxílio da expressão matemática de LAMÉ (1952), chega-se ao módulo de cisalhamento:

⁴ Citados por CAVALCANTE (1997).

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

Para valores muito pequenos de ε_p , a Equação 2.2 será expressa por:

$$\frac{\Delta V}{V} = 2x \varepsilon_p \quad (2.3)$$

Substituindo a Equação 2.3 na Equação 2.1, chega-se a:

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

onde:

ΔV - representa a variação volumétrica da sonda referente ao aumento de pressão ΔP ;

V - é 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 a Equação 2.4:

$$E_p = 2x(1 + \nu)xG \quad (2.5)$$

O Centre D'Études Ménard, instituição de pesquisa francesa, recomenda a adoção do valor médio de 0,33 para o coeficiente de Poisson, e o módulo elástico correspondente é denominado "módulo pressiométrico MÉNARD". Este valor poderá ser alterado de acordo com o tipo de solo, não sendo apropriado para o comportamento não-drenado de argilas (BRIAUD, 1992)⁵.

⁵ Citado por CAVALCANTE (1997).

A pressão limite (P_L) é determinada por extrapolações da curva pressiométrica e, junto com o módulo de deformabilidade (E_p), exercem fundamental importância na previsão do comportamento do solo, bem como nos projetos de fundações superficiais e profundas.

2.4.2 - Concepção do Ensaio Pressiométrico

O ensaio pressiométrico é normalizado em alguns países. As normas ASTM D4719 (1987) e NF P94 - 110 (1991), americana e francesa, respectivamente, são possivelmente as mais utilizadas. Nelas estão prescritos, dentre outras coisas, o modo de inserção da sonda no terreno, a importância da calibração e o procedimento adequado à execução do furo de sondagem.

Em furo prévio, tal ensaio pode ser realizado sob tensão controlada ou com 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 é possível verificar o comportamento tensão versus deformação do solo em estudo, através de 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.

O ensaio pressiométrico via pressiômetro MÉNARD é realizado sob tensão controlada. Incrementos iguais de pressão são aplicados à sonda e mantidos constante durante um minuto. São, então, lidas as deformações para 15, 30 e 60 segundos. Segundo BAGUELIN *et al.* (1978), são usados de 8 a 14 incrementos de pressão, de modo que o ensaio não ultrapasse 15 minutos, o que torna o ensaio não-drenado em argilas e drenado em pedregulhos e areias.

Para se executar um ensaio com o pressiômetro MÉNARD é necessário fazer uma estimativa da pressão máxima que o solo resiste. BRIAUD (1992) propôs

valores para uma estimativa dessa pressão de ensaio para diferentes tipos de solos, conforme mostrado na Tabela 2.2.

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

2.4.2.1 - Calibrações

O pressiômetro deve ser calibrado regularmente, antes e após a realização de cada programa de ensaios (e.g. CLARKE, 1995). A calibração é realizada de forma a compensar os efeitos das perdas de pressão e volume, visando à medição correta do comportamento tensão versus deformação do material ensaiado. Nas calibrações devem-se considerar os sistemas de medição, as variações no sistema e a resistência da sonda (SCHNAID, 2000).

A norma francesa P94 - 110 (1991) determina que a calibração da perda de volume seja realizada pressurizando-se a sonda no interior de um tubo rígido de aço de paredes espessas, em dez estágios de pressão iguais a 250 kPa. A pressão deve ser aumentada em incrementos mantidos a cada 60 segundos, e o deslocamento monitorado com o objetivo de traçar uma curva da pressão *versus* deslocamento,

denominada de curva de expansão. Após a sonda tocar as paredes do tubo, qualquer variação de volume é atribuída à compressibilidade do equipamento.

Uma segunda calibração é realizada com o objetivo de corrigir as pressões em função da resistência da própria sonda. A curva de calibração da perda de pressão é obtida pressurizando-se a sonda ao ar na posição vertical, fazendo coincidir a cota do centro da célula de medição com o manômetro de pressão, em dez estágios de pressão, mantidos durante um minuto. As leituras de pressão e de volume são plotadas num gráfico, o qual é usado para correção do ensaio bruto. A inclinação da curva pressão *versus* volume define o coeficiente de compressibilidade (a) do equipamento, compreendido entre 0,0020 e 0,0040 cm³/kPa. Sendo esse valor relativamente pequeno, esta correção poderá ser desprezada quando o ensaio for realizado em solos que têm baixa pressão limite e uma elevada deformabilidade, a exemplo das argilas moles. 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 efetuam-se ensaios a baixas⁶ pressões usando o pressiômetro MÉNARD (CAVALCANTE, 1997). A Figura 2.7 apresenta curvas de calibração típicas.

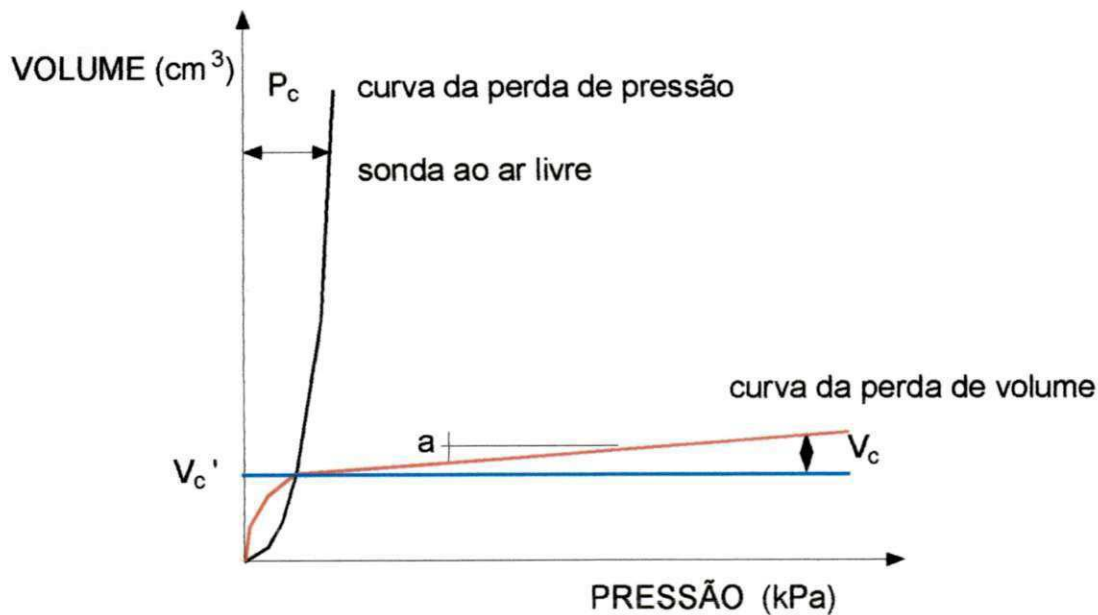


Figura 2.7 - Curvas de calibração do aparato pressiométrico (ASTM D-4719, 1987).

⁶ Pressão \leq 5 MPa.

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

$$V_s = 0,25 \cdot \pi \cdot L \cdot D_i^2 - V_c' \quad (2.6)$$

onde:

L - é o comprimento da célula central (L = 21 cm);

D_i - é o diâmetro interno do tubo de calibração;

V_c' - é o volume expandido para que a sonda toque as paredes do tubo (depende do tipo de sonda utilizado).

Informações a respeito dos procedimentos de calibração podem ser obtidas detalhadamente nas citadas normas francesa e americana e em outros trabalhos, tais como, BRIAUD (1992), CLARKE (1995) e CAVALCANTE (1997).

2.4.2.2 - Execução do Furo

A inserção da sonda na cota a ensaiar se constitui numa etapa relevante do ensaio, uma vez que uma grande variação entre os diâmetros do furo e da sonda, aliada ao amolgamento do solo, podem provocar modificações na curva pressiométrica, a ponto de restringir ou até mesmo inviabilizar a interpretação dos dados obtidos.

Existem diversas formas de preparação do furo de sondagem e sua escolha depende do tipo de solo e da profundidade do ensaio. Segundo BAGUELIN *et al.* (1978), citado por ALCÂNTARA (1992), o furo deve ser retilíneo, bem calibrado⁷ e executado de tal forma que evite ao máximo o amolgamento das suas paredes. O amolgamento do solo, em consequência da preparação do furo, altera o valor do módulo de Young em aproximadamente 30%, relativamente ao solo no estado indeformado e, é particularmente importante, em solos fofos e moles (BRIAUD & SHIELDS, 1979). SCHMERTMANN & HARTMANN (1975), apresentam uma análise

⁷ A Norma Americana ASTM D4719 (1987) orienta que o furo de sondagem satisfaça a inequação: $1,03 \cdot D_{sonda} \leq D_{furo} \leq 1,20 \cdot D_{sonda}$. BRIAUD (1992) sugere que o D_{furo} esteja entre 3 e 10% do diâmetro da sonda.

do efeito de uma zona de amolgamento no furo de sondagem e concluem que, se a zona de amolgamento tem módulo E_1 e as demais um módulo E_2 , o módulo obtido através do ensaio pressiométrico situa-se entre esses limites.

O método de perfuração e o tempo decorrido entre a execução do furo de sondagem e a inserção da sonda devem ser o mais uniformes possíveis, visando evitar dispersão nos resultados. Por conseguinte, deve-se utilizar o mesmo equipamento⁸ na execução de todos os furos. Discussões importantes a respeito do processo de execução do furo e suas implicações nos resultados do ensaio podem ser encontradas, por exemplo, em CAVALCANTE (1997) e de PAIVA (2000).

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 tramo pseudo-elástico⁹ da curva corrigida pressão versus volume, utilizando-se a Equação 2.7, a saber:

$$E_0 = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot V_m \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.7)$$

onde:

ν - coeficiente de Poisson;

V_m - é o volume médio da cavidade, dado por $V_m = V_s + \frac{(\nu_1 + \nu_2)}{2}$;

$\Delta P = P_2 - P_1$ é a variação de pressão no segmento pseudo-elástico da curva pressiométrica;

$\Delta V = V_2 - V_1$ é a variação de volume no mesmo segmento (ver Figura 2.8);

V_s - volume da sonda.

⁸ Deverá ser o mais apropriado para o solo em estudo.

⁹ Trecho da curva pressiométrica onde após a retirada a pressão aplicada, o solo volta ao seu estado de deformação inicial.

Atribuindo-se o valor médio de 0,33 para ν , conforme sugerem MÉNARD (1975) e a norma francesa, a Equação 2.7 é reescrita da seguinte forma:

$$E_0 = 2,66 \left[V_s + \frac{(V_1 + V_2)}{2} \right] \left(\frac{P_2 - P_1}{V_2 - V_1} \right) \quad (2.8)$$

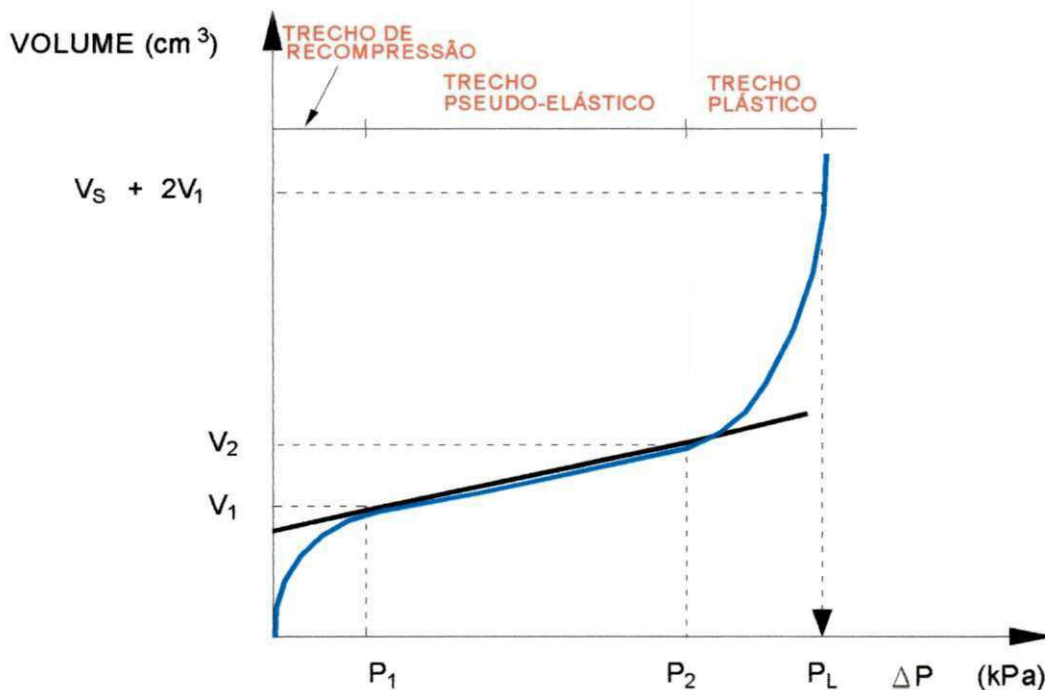


Figura 2.8 - Curva pressiométrica corrigida ideal (NF P94 -110, 1991).

A forma da curva pressiométrica, juntamente com as características visuais no momento da perfuração, e a relação E_0/P_L podem dar uma precisa indicação das camadas investigadas. MÉNARD (1975) obteve valores do módulo E_0 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_0/P_L variando de 12 a 30 pode estar indicando solos pré-adensados, enquanto que valores na faixa de 5 a 8 são característicos de solos aluviais, tais como as areias e pedregulhos, e areias siltosas saturadas (CAVALCANTE, 1997).

BRIAUD (1992) e CLARKE (1995) sugerem valores comuns para a identificação do tipo de solo (ver Tabelas 2.4 e 2.5) e, tratando do mesmo objetivo, também fornecem relações entre o módulo E_0 e a pressão limite efetiva (P_L^*):

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

$$7 < \frac{E_0}{P_L^*} \leq 12 \rightarrow \text{areias}$$

Um fator reológico (α) foi proposto por MÉNARD (1975) para relacionar o módulo pressiométrico (E_0) ao módulo de elasticidade (E). Da Tabela 2.3 verifica-se que este fator depende do tipo de solo e do seu grau de adensamento. Neste caso, o módulo de elasticidade do solo poderá ser estimado pela equação $E = E_0 / \alpha$, não havendo informações do autor sobre o nível de deformação ao qual o módulo E foi obtido.

Tabela 2.3 - Fator reológico - α (MÉNARD, 1975).

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

2.5.1.2 - Módulo Pressiométrico Cíclico (E_r)

O módulo cíclico é indicado quando se pretende obter uma melhor definição do módulo pressiométrico, sendo determinado a partir da realização de estágios sucessivos de descarregamento-recarregamento na curva pressão versus volume. Também é muito útil quando o objetivo é projetar estruturas sujeitas a carregamentos repetidos. Esse módulo representa melhor o comportamento elástico do solo, pelo fato de ser determinado numa zona teoricamente livre dos efeitos da execução do pré-furo e da instalação da sonda. Segundo CAVALCANTE (1997), o processo de perfuração altera o estado de tensões nas proximidades das paredes

do furo, uma vez 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 absorve todos estes efeitos já que sua região de influência se situa nas proximidades das paredes do furo.

Levando-se em consideração o laço de descarregamento, o cálculo do módulo elástico no laço de descarga-recarga segue o mesmo princípio do módulo E_0 (ver Figura 2.9). A expressão para o cálculo do primeiro módulo cíclico (E_r), também é a mesma do cálculo de E_0 (MÉNARD, 1975), a saber:

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

sendo:

$$K = 2,66 \cdot \left[V_s + \left(\frac{V_1' + V_2}{2} \right) \right] \text{ é o volume médio de inflação da sonda.}$$

Quando mais de um laço é efetuado na curva, obtém-se o módulo cíclico médio (E_a):

$$E_a = K \cdot \left(\frac{P_2 - P_1}{V_2' - V_1'} \right) \quad (2.10)$$

para o cálculo de K, considera-se a nova variação de volume do laço.

BRIAUD (1992) propõe a relação $\frac{E_r}{E_0}$ para indicação do tipo de solo:

$$1,5 \leq \frac{E_r}{E_0} \leq 5,0 \rightarrow \text{argilas}$$

$$3,0 \leq \frac{E_r}{E_0} \leq 10 \rightarrow \text{areias}$$

Observa-se uma intercepção entre tais 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 (CAVALCANTE, 1997).

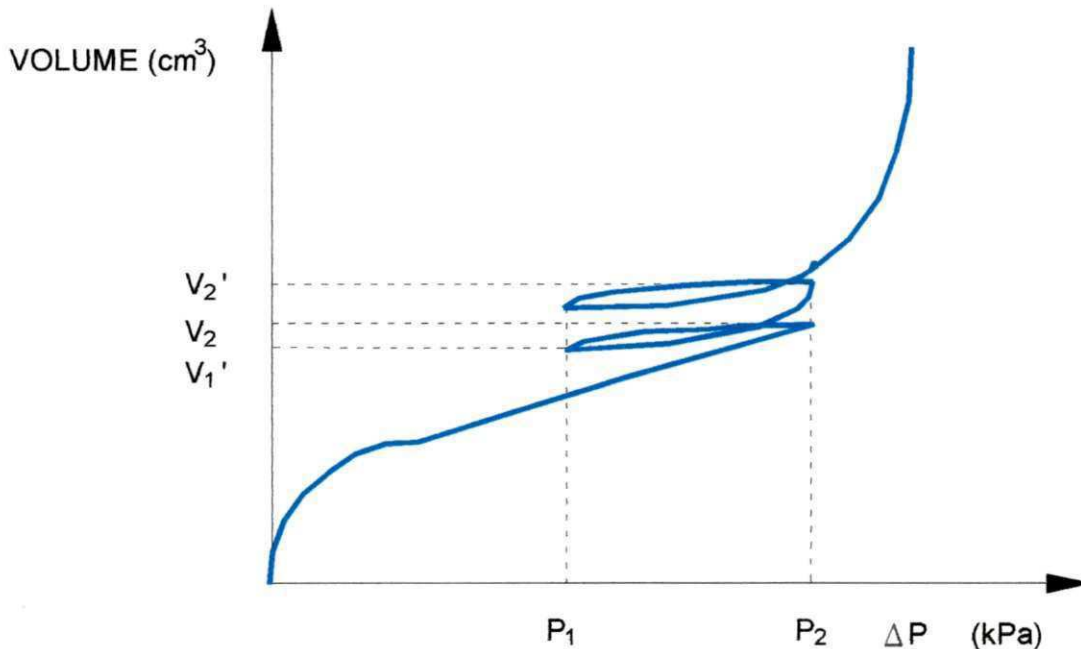


Figura 2.9 - Curva pressiométrica com laço de descarregamento (MÉNARD, 1975).

2.5.2 - Principais Parâmetros de Resistência

2.5.2.1 - Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})

A tensão horizontal no repouso (σ_{h0}) é a tensão correspondente ao ponto em que a sonda toca as paredes da cavidade do furo de sondagem, logo após a fase de recompressão. O ponto de inflexão da curva pressiométrica corrigida é considerado uma boa estimativa da tensão horizontal. 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 desconhecida (SCHNAID e ROCHA FILHO, 1994; CLARKE, 1995). Sendo a qualidade do furo de sondagem o fator mais importante na obtenção da σ_{h0} , quando as paredes deste são

excessivamente perturbadas, a obtenção torna-se ainda mais difícil. Segundo JAMIOLKOWSKI *et al.* (1985), MAIR e WOOD (1987), mesmo no caso de utilização de sondas auto-perfurantes, a seleção da σ_{h0} ainda será subjetiva uma vez que fatores, como por exemplo, o sistema de calibração, as características da sonda e a rigidez do solo são inerentes ao processo.

A maioria dos métodos citados na literatura para estimar a tensão horizontal no repouso (σ_{h0}) é aplicável apenas ao ensaio auto-perfurante. Dentre os que se prestam para aplicação de ensaio em pré-furo, especificamente o MÉNARD, merece destaque o método gráfico sugerido por BRANDT (1978), o qual faz uso da curva pressiométrica corrigida, e 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 interseção das retas tem como abscissa a σ_{h0} (ver Figura 2.10);

Outros parâmetros de resistência, a exemplo do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) também podem ser estimados, embora com certas limitações, a partir do pressiômetro MÉNARD. Esse assunto não será aqui tratado em detalhes, pois foge dos objetivos da presente dissertação. Segundo LUNNE *et al.* (1989), a determinação do K_0 ficaria restrita a ensaios pressiométricos auto-perfurantes, pelo fato destes apresentarem uma estimativa para σ_{h0} numa faixa de confiabilidade média a alta.

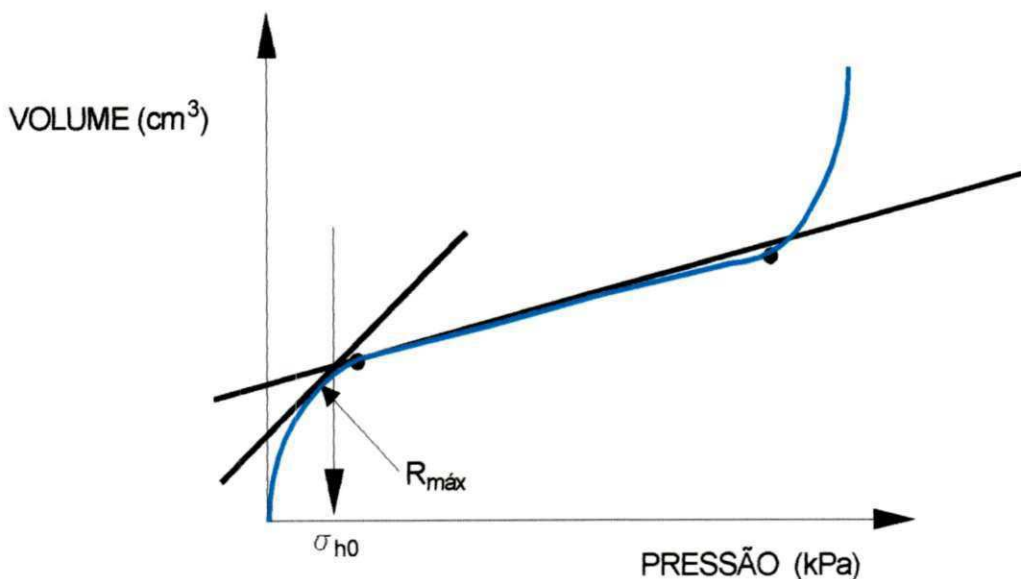


Figura 2.10 - Método gráfico para determinação de σ_{h0} (BRANDT, 1978).

2.5.2.2 - Pressão Limite (P_L)

Teoricamente, no final da fase plástica, o furo onde foi executado o ensaio pressiométrico teria se expandido indefinidamente, sem incrementos adicionais de pressão. A pressão limite é um parâmetro que indica a capacidade de carga do solo e pode ser determinada através da Teoria da Plasticidade para expansão de uma cavidade cilíndrica. As NFP 94 -110 (1991) e ASTM D4719 (1987) definem como pressão limite, aquela pressão suficiente para duplicar o volume inicial da célula central de medida. Assim, quando se obtiver o volume da célula da ordem de $V = V_s + 2V_1$, terá sido atingida a pressão limite. Quando a pressão limite não é atingida diretamente na curva pressiométrica devido às limitações na expansão da sonda ou às pressões excessivamente altas, a norma americana recomenda que a mesma seja determinada através de um gráfico em escala semi-logarítmica, correspondendo à pressão versus o volume de cerca de três pontos da fase plástica. Estes pontos formarão uma reta (ver Figura 2.11), e seu prolongamento até a ordenada, que equivale ao dobro do volume inicial da cavidade, fornecerá o valor de P_L .

Conforme estudos de AJALOYEN & YU (1998), a pressão limite é menos influenciada pelas perturbações sofridas pelo solo que o módulo pressiométrico, ao passo que a relação entre o comprimento e o diâmetro da sonda (L/D) afeta muito mais a P_L que o valor de E_0 .

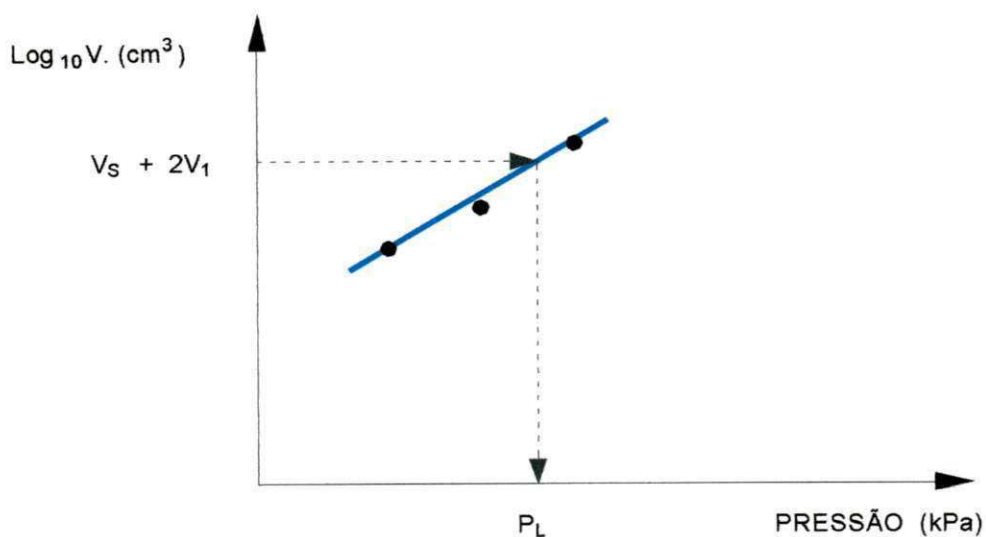


Figura 2.11 - Método gráfico para estimativa da pressão limite (ASTM D4719, 1987).

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 em torno de 700 cm³ (MÉNARD, 1975).

2.5.2.3 - Pressão Limite Efetiva (P_L^*)

A pressão limite efetiva é definida como sendo a pressão limite líquida do solo, após ser subtraída a tensão horizontal no repouso, ou seja:

$$P_L^* = P_L - \sigma_{ho} \quad (2.11)$$

Segundo BRIAUD *et al.* (1986), este parâmetro é geralmente aplicado ao projeto de fundações, principalmente em solos arenosos, onde se considera o ensaio totalmente drenado. Tal parâmetro é muito afetado pela relação da sonda L/D do pressiômetro, chegando a variar até 20% do seu valor, quando a relação citada varia entre 5 e 10.

BRIAUD (1992) sugere valores de referência para identificar o tipo de solo investigado, baseado em limites da P_L^* associados com o módulo E_0 (ver Tabela 2.4).

2.5.2.4 - Pressão de Fluência (P_F)

Segundo BAGUELIN *et al.* (1978), a pressão de fluência é um parâmetro que pode auxiliar na avaliação da qualidade do ensaio pressiométrico. Também denominada de pressão de "creep", pode ser determinada no final da fase pseudo-elástica do ensaio. A norma francesa propõe sua obtenção plotando-se uma curva de fluência, que nada mais é do que um gráfico da pressão versus a variação do volume ocorrida no ensaio entre 30 e 60 segundos, quando a pressão aplicada é mantida constante. A partir deste procedimento são gerados três segmentos de reta,

representando as respectivas fases do ensaio, que irão cruzar-se em dois pontos, definindo o ponto de tensão horizontal no repouso (σ_{h0}) e o ponto de pressão de fluência (ver Figura 2.12).

A determinação da P_F , da maneira como foi citada, só é possível em ensaios de tensão controlada; portanto, naqueles realizados com o pressiômetro BRIAUD¹⁰, a determinação é feita de modo subjetivo, diretamente da curva pressiométrica corrigida.

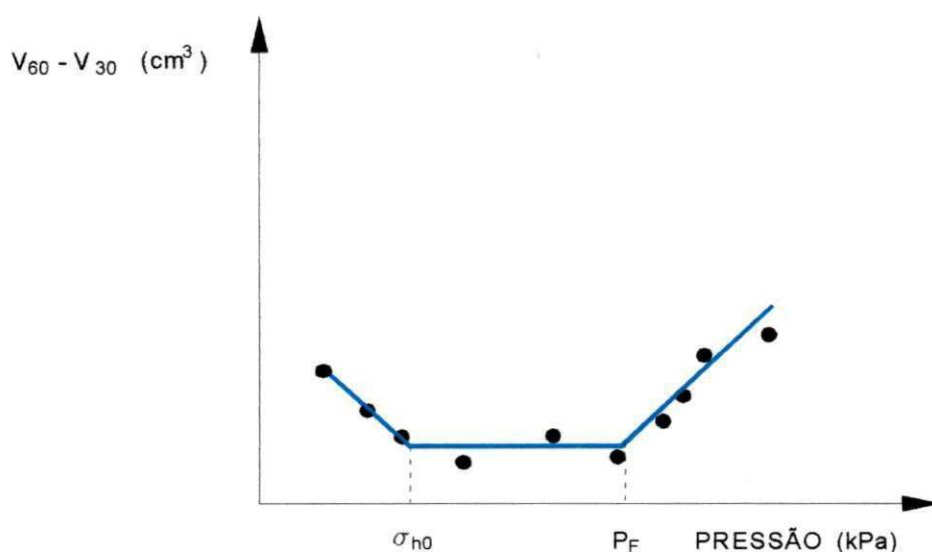


Figura 2.12 - Curva de fluência típica (CAVALCANTE, 1997).

2.5.3 - Identificação do Tipo de Solo a Partir dos Parâmetros Pressiométricos

Segundo CLARKE (1995), o ensaio pressiométrico além de ser útil na determinação dos parâmetros ligados a projetos de fundações, também pode ser proveitoso na identificação do tipo de solo ensaiado.

As relações E_0/P_L^* e E_0/P_L , aliadas à identificação tátil-visual no instante da execução do furo de sondagem¹¹, por exemplo, podem indicar a natureza das camadas investigadas (MÉNARD, 1975; BRIAUD *et al.*, 1983; MEHTA, 1989; BRIAUD, 1992 e CLARKE, 1995).

¹⁰ O pressiômetro de BRIAUD funciona com volume controlado com medida de pressão instantânea.

¹¹ Nos casos de ensaios realizados com pré-furo.

BRIAUD (1992) sugere que a forma da curva pressiométrica pode indicar se o material é argila ou areia, uma vez que os solos argilosos apresentam uma ruptura bem definida, ao passo que nos arenosos o ponto de ruptura não é claro. As Tabelas 2.4 e 2.5 apresentam correlações entre o módulo pressiométrico e a pressão limite, de acordo com o tipo de solo.

Tabela 2.4 - Identificação do solo por meio da relação E_0/P_L (MÉNARD, 1975).

Tipo de Solo	E_0 (KPa)	P_L (KPa)	E_0 / P_L
lama ou 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 e 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_0 e P_L^* para vários tipos de solos (BRIAUD, 1992).

ARGILA					
Tipo	mole	média	rija	muito rija	dura
P_L^* (kPa)	0 - 200	200 - 400	400 - 800	800 - 1600	> 1600
E_0 (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_0 (kPa)	0 - 3500	3500 - 12000	12000 - 22500	> 22500	

2.6 - Principais Limitações do Ensaio Pressiométrico

O emprego do pressiômetro na determinação de parâmetros geotécnicos pode tornar os projetos de fundações mais acurados e elaborados com maior rapidez, considerando naturalmente, as limitações do ensaio. Embora bastante versátil, a escolha desse tipo de equipamento é função, principalmente, das condições do solo e do produto final que se objetiva alcançar¹². A confiabilidade dos seus resultados é estabelecida pela técnica de inserção da sonda no solo e pelo método de interpretação utilizado. Os problemas decorrentes do amolgamento do solo são fatores relevantes para obtenção de sucesso com o ensaio.

A Tabela 2.6 expõe as principais vantagens e desvantagens dos pressiômetros descritos neste trabalho.

Autores como BRIAUD (1992), CLARKE (1995), CAVALCANTE (1997), SOARES (1999), de PAIVA (2000), dentre outros, apresentam abordagens detalhadas sobre as principais vantagens e limitações do ensaio pressiométrico.

¹² Se parâmetros de projetos ou as propriedades de engenharia do solo.

Tabela 2.6 - Vantagens e desvantagens do ensaio pressiométrico

TIPO DE PRESSIÔMETRO	VANTAGENS	DESVANTAGENS
BRIAUD	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica - Equipamento portátil - Facilidade de execução - Rápido tempo de resposta - Possibilita a coleta de amostras para exame tátil-visual - Baixo custo operacional 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessita de técnico especializado - Amolgamento do solo - Confiabilidade dos parâmetros relacionada à execução do furo
MÉNARD	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica - Equipamento portátil - Facilidade de execução - Rápido tempo de resposta - Possibilita a coleta de amostras para exame tátil-visual - Baixo custo operacional 	<ul style="list-style-type: none"> - Necessita de técnico especializado - Amolgamento do solo - Confiabilidade dos parâmetros relacionada à execução do furo
AUTO-PERFURANTE	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica - Confiabilidade dos parâmetros obtidos - Aplicado a qualquer tipo de solo 	<ul style="list-style-type: none"> - Amolgamento do solo - Necessita de técnico especializado - Alto custo operacional
CONE PRESSIOMÉTRICO	<ul style="list-style-type: none"> - Consolidação teórica - Confiabilidade e acurácia dos parâmetros obtidos 	<ul style="list-style-type: none"> - Equipamento robusto - Amolgamento do solo - Necessita de equipe altamente treinada - Alto custo operacional

2.7 - Aplicação do Ensaio Pressiométrico ao Estudo de Fundações Superficiais

Não existe uma definição precisa e abrangente capaz de delimitar os vários tipos de fundações, apesar de parecer óbvia, a distinção entre fundações superficiais e profundas. TERZAGHI & PECK (1948) consideram que uma fundação superficial se caracteriza por ter uma largura maior ou igual à profundidade de assentamento da fundação. A NBR 6122 (1996) define como “fundação em superfície (rasa, direta ou superficial)” aquelas em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação; abrangendo as sapatas, os blocos, os radiers e as vigas de fundação.

O projeto de fundações superficiais ou profundas e a previsão de recalques dependem de parâmetros que podem ser determinados a partir de resultados de ensaios pressiométricos, utilizando-se correlações semi-empíricas.

O método para projeto de fundações através do pressiômetro foi inicialmente proposto por Louis Ménard em 1962 - 1963 (MÉNARD, 1962-1969; MÉNARD, 1963; MÉNARD e ROUSSEAU, 1962). Então, o Laboratoire Central des Ponts e Chaussées, uma organização do governo francês, publicou uma norma oficial para ensaio em 1971 (LCPC, 1971), e recomendações para o uso em projetos de fundações em 1972 (LCPC e SETRA, 1972). Desde então as obras públicas na França têm sido projetadas, quase que exclusivamente, de acordo com o método pressiométrico (ALCÂNTARA, 1992).

A aplicabilidade do ensaio pressiométrico em projetos de fundações leva em consideração que o módulo pressiométrico (E_o) está relacionado com o recalque de uma fundação, e a pressão limite efetiva (P_L^*) com a tensão de ruptura do solo. Utilizando-se expressões obtidas a partir de experimentos em escala total com fundamento teórico, é possível usar estes parâmetros no dimensionamento e na análise das fundações.

O método direto, e, provavelmente, o mais difundido em projeto de fundações, a partir do pressiômetro, baseia-se na seguinte filosofia: o comportamento das fundações em escala real pode ser relacionado com parâmetros obtidos através de ensaios *in situ* apoiados na teoria. Nesse aspecto o método Ménard destaca-se, pois, além de estabelecer uma metodologia de interpretação dos resultados do ensaio, associa a essa metodologia a aplicação dos parâmetros (CLARKE, 1995). Dessa forma, torna-se relevante salientar a necessidade de se padronizar a forma de obtenção dos parâmetros a partir dos ensaios de pressiômetro, para que se mantenha a coerência com o método de aplicação (CAVALCANTE, 2000).

2.7.1 - Capacidade de Carga

Capacidade de carga ou tensão de ruptura é a tensão ou carga limite a partir da qual a fundação provoca a ruptura do terreno (BARATA, 1984). Em 1943, Terzaghi desenvolveu teorias sobre a capacidade de carga de ruptura de solos submetidos à ação de fundações, tornando-se precursor nesse estudo. Em seu trabalho, investigou a partir dos resultados de PRANDTL (1920) a ruptura de uma massa semi-infinita, submetida à ação de uma carga de compressão aplicada em uma faixa, considerando o peso do maciço solicitado, o atrito e a coesão no contato da base da fundação com o terreno. Na conclusão de seus experimentos, Terzaghi apresenta, dentre outras coisas, soluções semi-empíricas aplicáveis às fundações diretas de forma quadrada, circular e corrida.

A tensão de ruptura de uma fundação superficial e a pressão limite do ensaio pressiométrico podem ser obtidas em função da expansão de cavidades. No primeiro caso a expansão tem a forma esférica, enquanto que no segundo a forma é cilíndrica. A relação entre essas duas formas de expansão é denominada de fator de capacidade de carga, $k = \frac{P_{Lesf}}{P_{Lcil}}$. As Figuras 2.13a e 2.13b ajudam a entender essas diferentes solicitações impostas ao solo (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995).

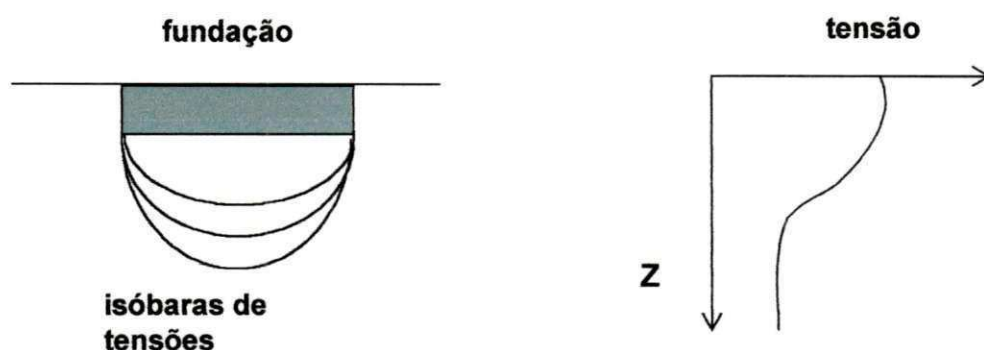


Figura 2.13a - Solicitação imposta ao solo por uma fundação - expansão esférica (CLARKE, 1995).

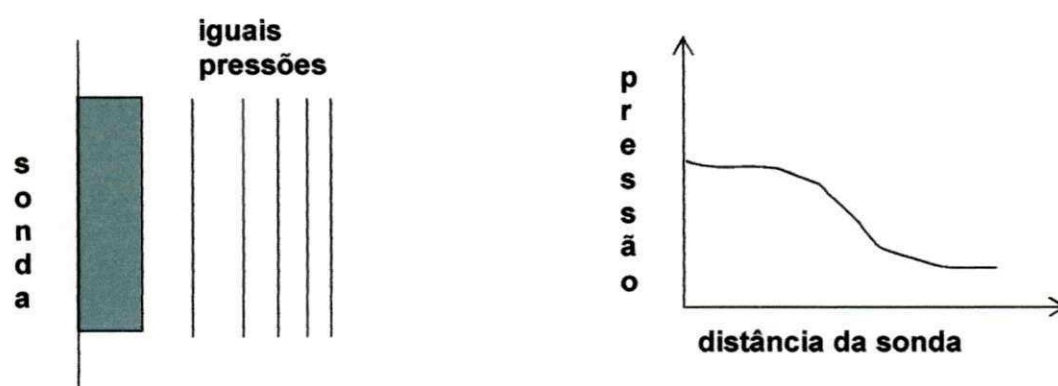


Figura 2.13b - Solicitação imposta ao solo por uma sonda do pressiômetro - expansão cilíndrica (CLARKE, 1995).

O fator k pode ser avaliado através da Teoria da Plasticidade, e seu valor depende, dentre outros fatores, do embutimento e das dimensões da fundação. Assim, seu menor valor é 0,8, o que corresponde a uma sapata assente na superfície, podendo variar de 1,33 em argilas até 4 em areias muito compactas, mantendo-se constante a partir de certa profundidade (BRIAUD *et al.*, 1986).

A expressão que correlaciona a tensão de ruptura (Q_r/A) na base de uma sapata e a pressão limite pressiométrica proposta por MÉNARD (1975) é a mesma para a resistência de ponta de uma estaca, e tem a forma da Equação 2.12:

$$Q_r = [k \cdot (P_{Le}^* + \sigma_{v0})] A \quad (2.12)$$

onde:

k - é o fator de capacidade de carga;

P_{Le}^* - é a pressão limite efetiva equivalente média do solo na zona de influência da fundação;

A - é a área da sapata;

σ_{v0} - é a tensão vertical total no nível da fundação.

Como, geralmente, os solos apresentam uma resistência (P_L) variável ao longo da profundidade, MÉNARD (1963) sugeriu um método para o cálculo da pressão P_{Le}^* através da Equação 2.13, a seguir:

$$P_{Le}^* = (P_{L1}^* \times P_{L2}^* \times P_{L3}^* \times \dots \times P_{Ln}^*)^{1/n} \quad (2.13)$$

onde:

P_{Li}^* - são as pressões limites efetivas encontradas na zona de influência da fundação, ou seja, a região entre sua cota de assentamento e $1,5B$ abaixo e acima desta cota, sendo B a largura ou diâmetro da sapata.

Segundo BRIAUD (1992), o primeiro a propor um ábaco relacionando valores de k ao embutimento equivalente de uma fundação (H_e) foi MÉNARD (1963). O embutimento equivalente é calculado pela Equação 2.14, sendo P_{Li}^* a pressão limite efetiva da camada Δz_i (CAVALCANTE, 2000):

$$H_e = (\sum P_{Li}^* \times \Delta z_i) / P_{Le}^* \quad (2.14)$$

No cálculo da pressão limite equivalente efetiva média e do embutimento equivalente (H_e) deve-se levar em consideração a estratificação do maciço. Quando este é homogêneo, a resistência será a mesma¹³, e a profundidade H_e será a cota da base da fundação. Já nos casos em que 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, uma vez que esse processo despreza o efeito confinante da

¹³ A pressão limite efetiva será a média dos valores obtidos, com desvio mínimo.

camada fraca sobreposta. A profundidade H_e será o embutimento da fundação na camada suporte (BAGUELIN *et al.*, 1978). Porém, segundo os mesmos autores é possível considerar o efeito confinante da camada sobreposta, usando-se a seguinte expressão: $H_{eq} = H_e + z_1$, onde $z_1 = z_2 \times P_{L2}^*/P_{L1}^*$ é o embutimento equivalente relativo na camada fraca (ver Figura 2.14).

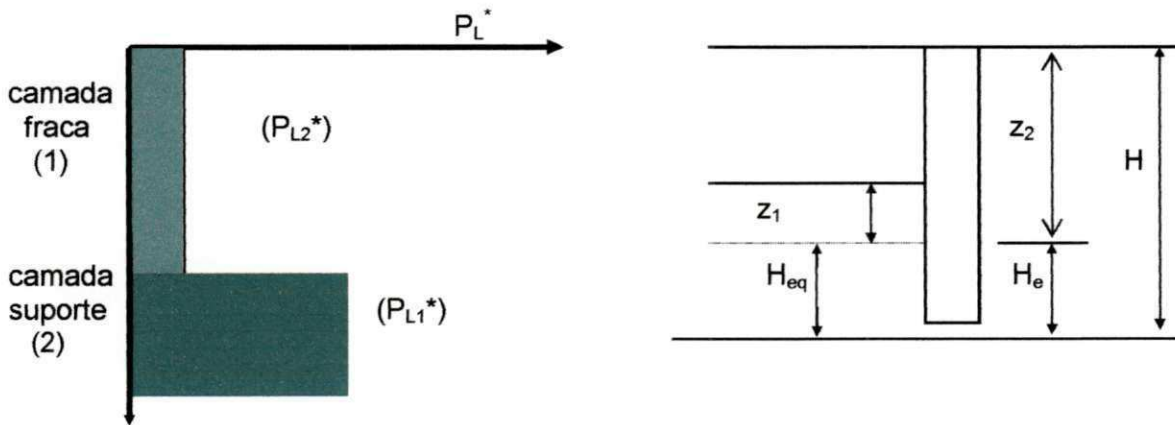


Figura 2.14 - Fundação sobre maciço composto de duas camadas (BAGUELIN *et al.*, 1978).

O ábaco da Figura 2.15 é recomendado por CLARKE (1995), para a obtenção do fator k , em função do embutimento relativo H_e/B e do tipo de solo, para uso em projetos. O mesmo foi criado a partir de dados de provas de carga, onde as sapatas tinham as formas quadrada e circular. Caso a sapata seja corrida ou retangular, deve-se corrigir o valor de k obtido para uma sapata quadrada da seguinte forma:

$$k_{\text{corrida}} = \frac{k}{1,2} \tag{2.15}$$

$$k_{\text{retangular}} = \left(\frac{k}{1,2} \right) + \left(\frac{k}{0,6} \right) \cdot \frac{B}{L} \tag{2.16}$$

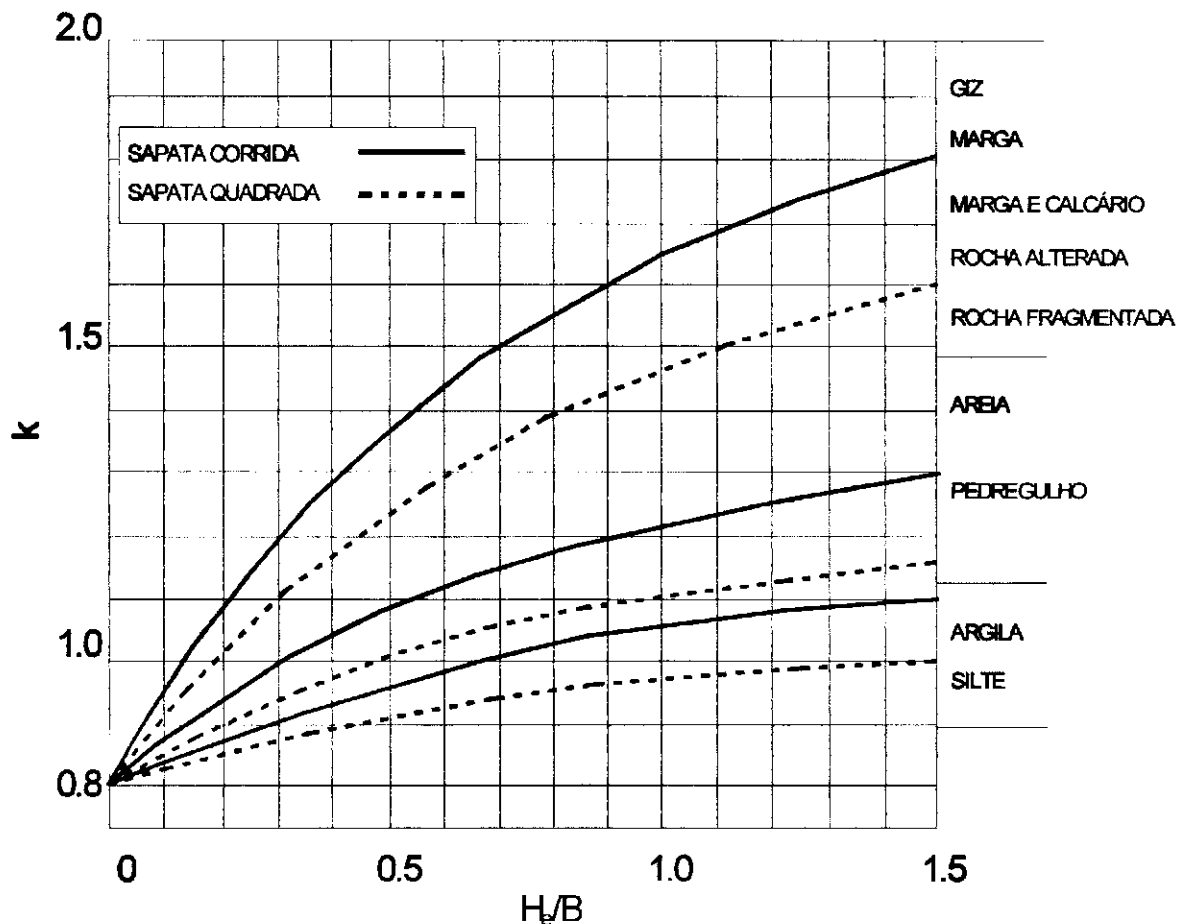


Figura 2.15 - Valores de k recomendados para a capacidade de carga de fundações superficiais (MÉNARD, 1975; CLARKE, 1995).

2.7.2 - Previsão de Recalques

O método pressiométrico para previsão de recalques de uma sapata, difere dos métodos clássicos; enquanto o pressiômetro fundamenta-se no módulo de elasticidade transversal, os clássicos são baseados no módulo de compressibilidade, a partir, normalmente, de ensaios odométricos¹⁴. A previsão de recalques via pressiômetro é feita através de uma fórmula semi-empírica inicialmente proposta por MÉNARD e ROUSSEAU (1962). O método foi baseado numa série de provas de carga em escala real, em fundações quadradas com 1 metro de lado. O recalque total (r) da fundação é obtido da Equação 2.17

¹⁴ Ensaio de laboratório utilizado no estudo das deformações volumétricas de amostras de solo. Também denominado de ensaio de compressão oedométrica (oedos, do grego, significa "confinado lateralmente").

(BAGUELIN *et al.*, 1978; BUSTAMANTE & GIANESELLI, 1981; BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995):

$$r = \frac{2 \cdot q' \cdot B'}{9E_d} \cdot \left(\lambda_d \frac{B}{B'} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c \cdot q' \cdot B}{q \cdot E_c} \cdot \alpha \quad (2.17)$$

onde:

q' - é a tensão líquida aplicada pela fundação: $\frac{Q}{A} = \left(\frac{k \cdot P'_{Le}}{3} \right)$;

E_c e E_d - são os módulos pressiométricos dentro das zonas do tensor esférico e desviador, respectivamente;

λ_c e λ_d - são os fatores de forma esférico e desviador, respectivamente (ver Tabela 2.6);

α - é o fator reológico fornecido pela Tabela 2.7;

B e B' - são as larguras ou diâmetros da fundação e de referência, respectivamente.

Conforme observa-se na expressão: $\frac{Q}{A} = \left(\frac{k \cdot P'_{Le}}{3} \right)$, o recalque total se

compõe de duas parcelas: a primeira, associada ao tensor desviador, e a segunda ao tensor esférico. BRIAUD (1992) e CLARKE (1995) detalham bem a variação de cada componente do recalque com a profundidade.

Tabela 2.7 - Coeficientes de forma para fundações superficiais (BRIAUD, 1992; CLARKE, 1995).

L/B	circular	quadrada	2	3	5	20
λ_c	1,0	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ_d	1,0	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50

Tabela 2.8 - Fator reológico para vários tipos solos (MÉNARD, 1975).

Material	Turfa		Argila		Silte		Areia		Areia e pedregulho	
	E/P _L	α	E/P _L	α	E/P _L	α	E/P _L	α	E/P _L	α
pré-adensada		1	> 16	1	> 14	2/3	> 12	1/2	> 10	1/3
normalmente adensada		1	9 - 16	2/3	8 - 14	1/2	7 - 12	1/3	6 - 10	1/4
alterada e/ou remoldada		1	7 - 9	1/2		1/2		1/3		1/4

Rochas extensivamente fraturadas, $\alpha = 1/3$;

Rocha normal, $\alpha = 1/2$;

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

Na estimativa dos recalques, por este método, deve-se levar em consideração a homogeneidade e a estratigrafia do solo.

A seguir são apresentados os procedimentos para o cálculo de recalques, a partir de situações comuns:

- **recalque em solo homogêneo** - usar a equação 2.17, considerando $E_c = E_d = E_m$, onde E_m é a média dos módulos pressiométricos;
- **recalque em solo estratificado** - é o caso mais comum, uma vez que na prática, os solos geralmente não são uniformes e apresentam uma variação no módulo pressiométrico, sobretudo com a profundidade. Desde que não haja variação muito grande do módulo (E_o) com a profundidade, emprega-se a Equação 2.17. A obtenção dos módulos E_c e E_d segue as recomendações do método, que consiste em dividir o perfil do solo abaixo da fundação em dezesseis subcamadas de espessuras iguais a $B/2$ cada (ver Figura 2.16). E_c é o valor do 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 o valor do módulo equivalente das dezesseis camadas calculado pela Equação 2.18:

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{4} \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85E_2} + \frac{1}{E_{3/4/5}} + \frac{1}{2,5E_{6/7/8}} + \frac{1}{2,5E_{9/16}} \right] \quad (2.18)$$

onde:

$E_{p/q}$ - é a média harmônica dos módulos das camadas p e q.

e.g.: $E_{3/4/5}$ é a média harmônica dos módulos das camadas 3 a 5, i.e:

$$\frac{3}{E_{3/4/5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5} \quad (2.19)$$

- **recalque em uma camada compressível entre duas camadas mais rígidas** - neste caso recomenda-se calcular o recalque considerando o solo homogêneo, com o valor do módulo pressiométrico da camada rígida, e adicionar o recalque correspondente à camada mole (ALCÂNTARA, 1992).

MÉNARD (1975), BAGUELIN *et al.* (1978), BRIAUD *et al.* (1983) e BERBERIAN (1986) descrevem procedimentos para o cálculo dos recalques considerando outras situações não citadas neste trabalho.

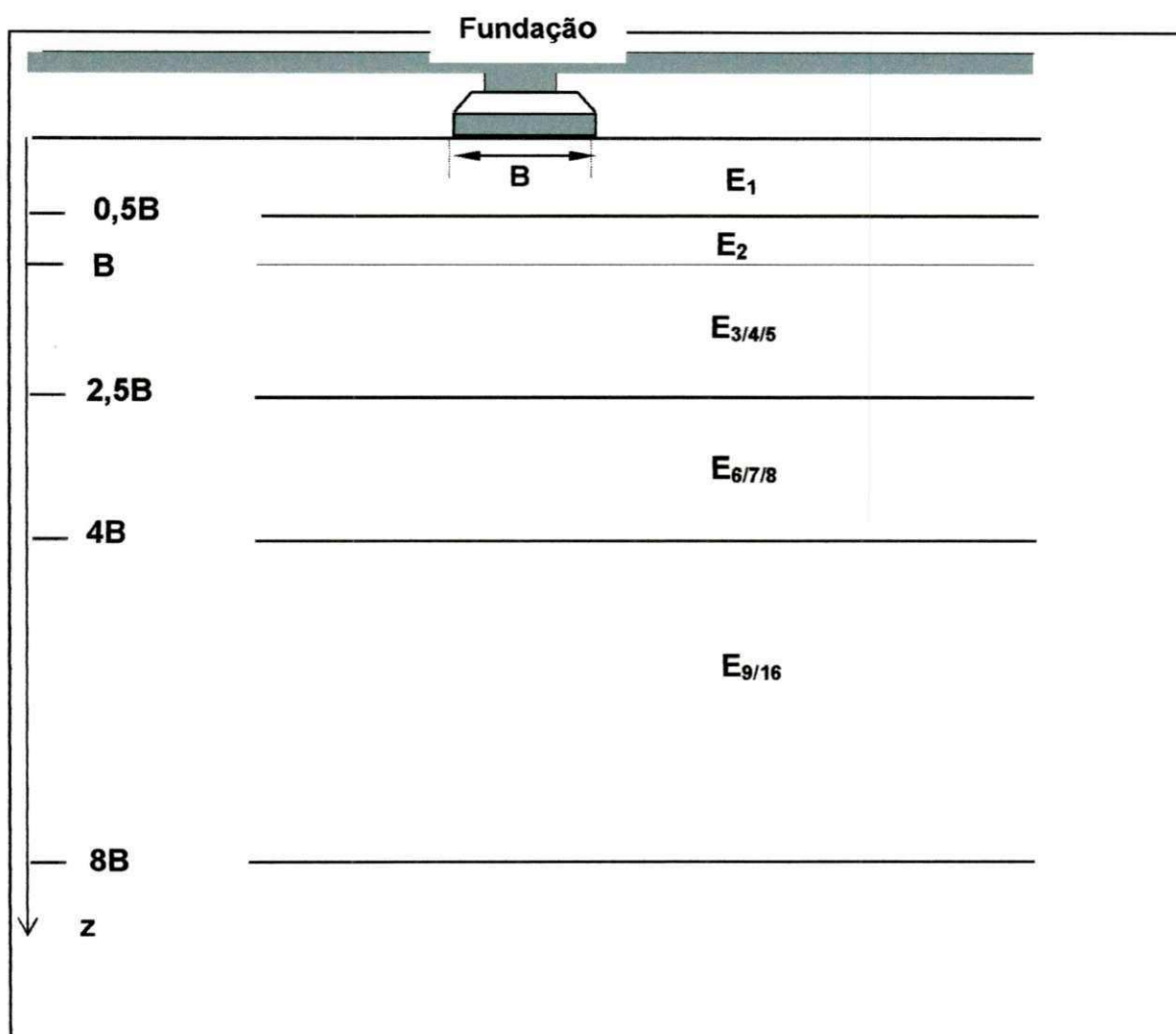


Figura 2.16 - Decomposição do solo em camadas para análise de recalques (BRIAUD, 1992).

2.7.3 - Evidências Experimentais Obtidas da Literatura

A literatura internacional, principalmente francesa, relata várias evidências experimentais da boa concordância entre valores previstos pelo pressiômetro e aqueles medidos tanto da capacidade de carga quanto do recalque de fundações superficiais (CAVALCANTE, 2000).

ALCÂNTARA (1998) apresenta dados experimentais de solos areno-siltosos da cidade de João Pessoa - PB, obtidos a partir de ensaios pressiométricos. Através

dos resultados expostos na Figura 2.17a, percebe-se o equipamento como um instrumento útil na avaliação da capacidade de carga e do recalque de fundações superficiais. A discrepância observada entre os valores previstos e medidos, possivelmente foi ocasionada pelo fato de que para obter a carga de ruptura através da prova de carga aquele autor tomou como sendo a carga correspondente a um recalque da placa de 25 mm. Por sua vez, a carga admissível foi calculada como sendo a metade da carga de ruptura. Ora, o método pressiométrico foi desenvolvido para uma carga de ruptura correspondente a um recalque de $B/10$. Considerando-se a placa (60 cm) como referência, a carga de ruptura obtida com a placa deveria corresponder a um recalque de 60 mm e não 25 mm conforme adotado pelo autor.

Os recalques previstos por ALCÂNTARA (1998) via pressiômetro muito se aproximam dos valores medidos em provas de carga. A Figura 2.17b mostra a comparação entre recalques medidos e calculados em função das pressões, no mesmo depósito areno-siltoso de João Pessoa. Observa-se na figura uma boa concordância dos resultados.

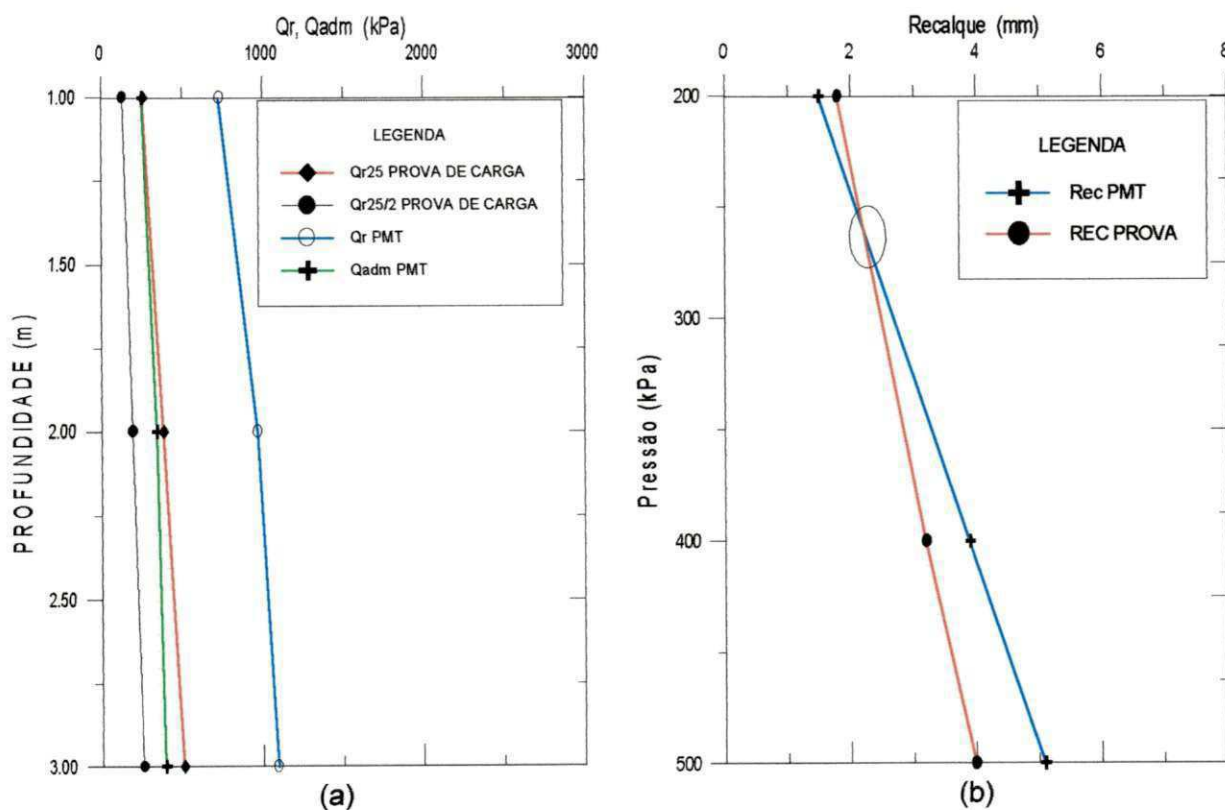


Figura 2.17a e b - Comparação entre a carga de ruptura e recalques obtidos através da prova de carga sobre placa e prevista pelo pressiômetro de pré-furo usando o método Ménard.

Dados do Laboratoire Central des Ponts et Chaussées apresentam comparações entre recalques previstos e medidos de fundações superficiais em diversos locais da França, conforme mostra a Figura 2.18 (BAGUELIN *et al.*, 1978). A maioria dos recalques medidos, foram obtidos a partir do acompanhamento da estrutura em escala real, sendo alguns casos aferidos através do ensaio de prova de carga.

Na Figura 2.18 observa-se que há boa concordância entre os valores previstos e os medidos. Os recalques previstos pelo método pressiométrico (MÉNARD) superestimam os recalques medidos em 20% a 30%. Isto, segundo BAGUELIN *et al.* (1978) e BRIAUD (1992), é aceitável do ponto de vista usual em engenharia geotécnica. Porém, algumas discrepâncias apresentadas pelo método pressiométrico são atribuídas ao recalque devido ao adensamento, onde há predominância do tensor de deformações esférico (ensaio edométrico), enquanto o tensor desviador é gerado pelo ensaio pressiométrico. Outras evidências são também apresentadas por BRIAUD (1992) e BRU *et al.* (1973), confirmando os dados da Figura 2.18 (CAVALCANTE, 2000).

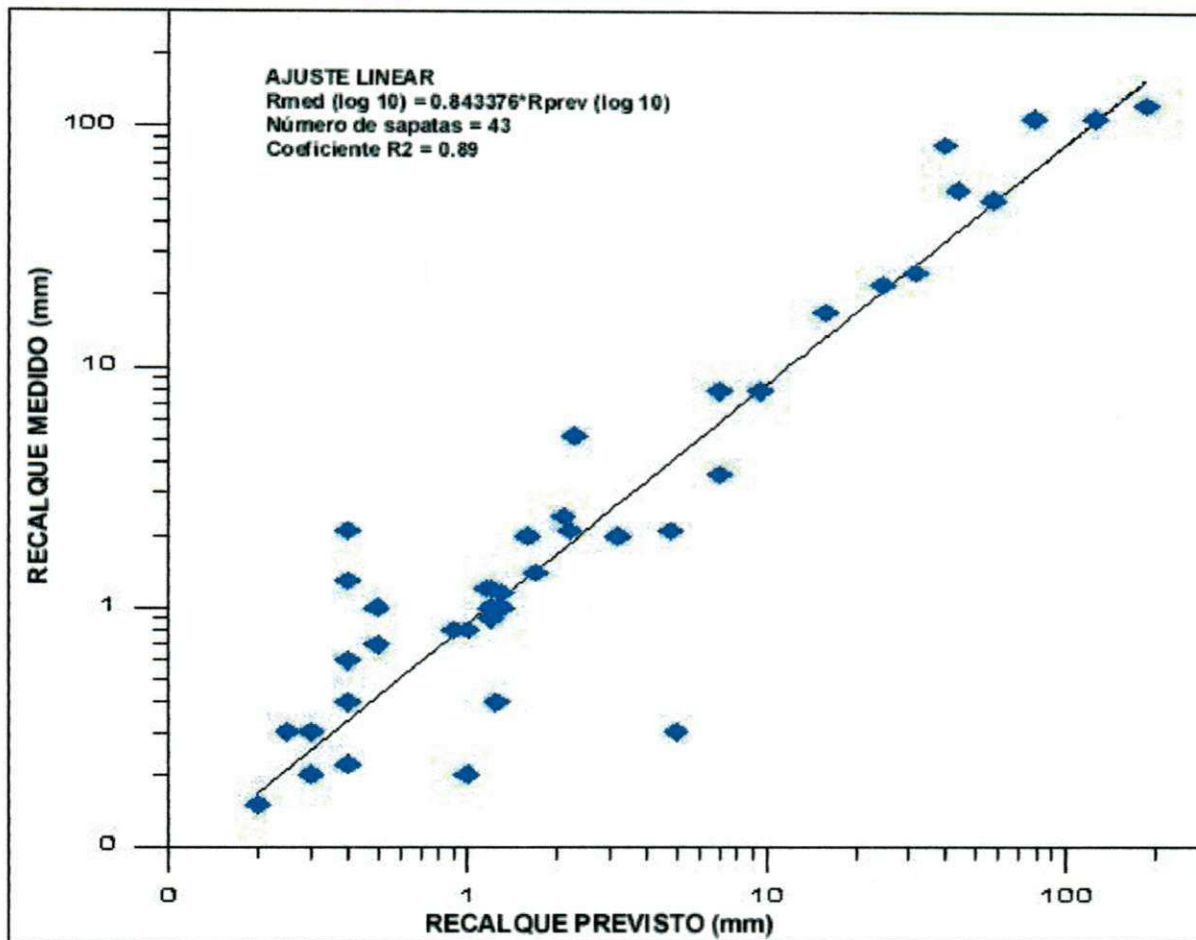


Figura 2.18 - Comparação entre recalques de fundações superficiais medidos em obras e previstos pelo pressiômetro em vários tipos de solos franceses (BAGUELIN *et. al.*, 1978).

A consistência da previsão da capacidade de carga e principalmente do recalque de fundações superficiais a partir do pressiômetro pode estar relacionada ao tipo de solo. Como se sabe, os parâmetros: módulo pressiométrico e pressão limite são obtidos num ensaio que dura apenas alguns minutos, enquanto que o recalque total de uma fundação assente numa espessa camada de solo fino saturado pode levar vários anos para ocorrer. Todavia, quando a fundação está assente numa camada de solo fino saturado de pequena espessura ou em solos granulares, onde a dissipação das poro-pressões ocorre com maior rapidez, a estimativa de recalques feita pelo pressiômetro parece ser bem mais aceitável (CLARKE, 1995)¹⁵.

¹⁵ Citado por CAVALCANTE (2000).

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS E DA CAMPANHA DE ENSAIOS

3.1 - Generalidades

O presente capítulo tem como objetivo apresentar a síntese de todo o trabalho desenvolvido em campo, que se constitui, basicamente, na escolha e localização da área de pesquisa, execução dos ensaios *in situ*, bem como os equipamentos e métodos de ensaio utilizados.

3.2 - Localização da Área Pesquisada

3.2.1 - Generalidades

A pesquisa foi desenvolvida no litoral oeste do estado do Ceará, na praia da Taíba que tem 14 km de extensão, com faixa larga de areia clara, dunas e recifes e faz parte do município de São Gonçalo do Amarante ($4^{\circ}00'S$ $39^{\circ}00'W$). A Figura 3.1 apresenta a localização da referida cidade e, em destaque, o estado do Ceará, indicando o local das dunas da Taíba.



Figura 3.1 - Localização das dunas da Taíba em São Gonçalo do Amarante, onde foram realizadas as sondagens.

A Figura 3.2 apresenta uma imagem de satélite de parte do litoral oeste do estado do Ceará, onde as dunas da Taíba podem ser observadas nitidamente.

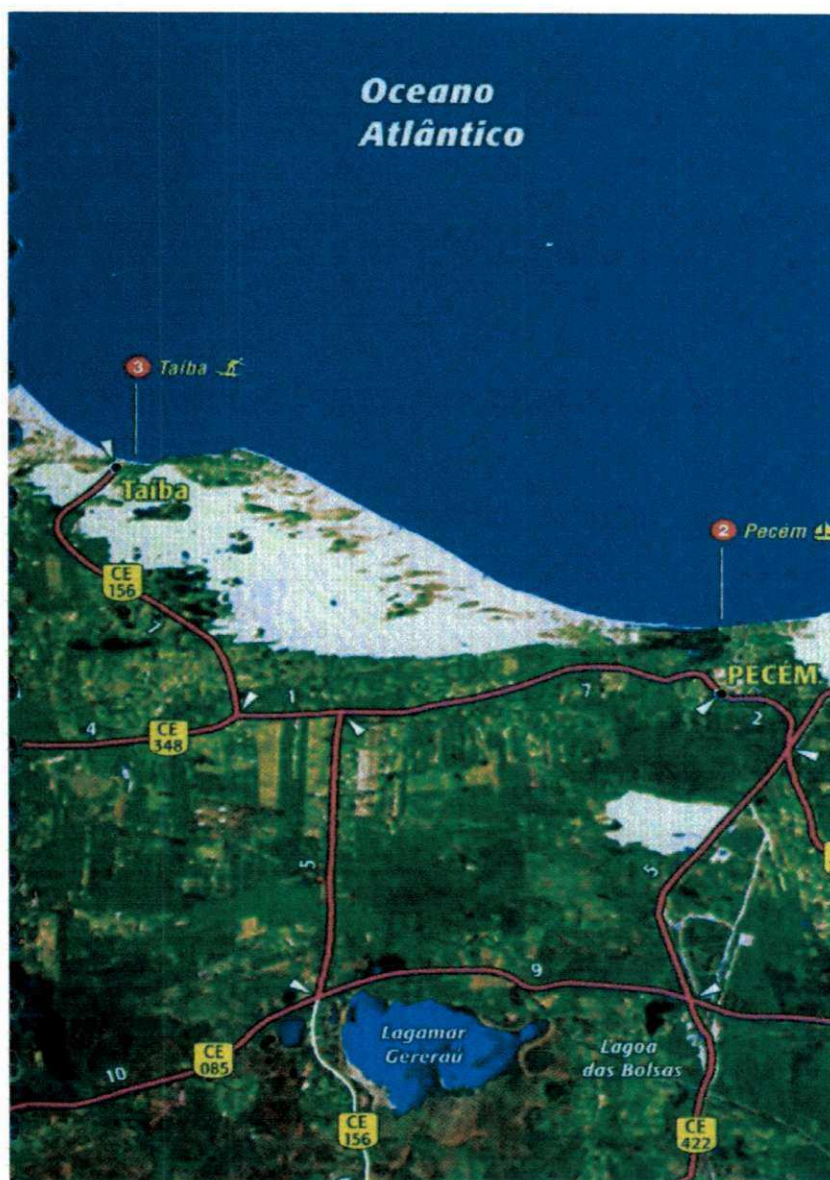


Figura 3.2 - Imagem de satélite das dunas da Taíba (GUIA QUATRO RODAS, 2004).

Os ensaios realizados resultaram de uma parceria entre as áreas de Geotecnia da UFCG (Universidade Federal de Campina Grande), COPPE/UFRJ (Coordenação de Pós - Graduação dos Programas de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro) e UNIFOR (Universidade de Fortaleza). O local escolhido fica no entorno do aerogerador ENERCON E-40-07, cuja localização é mostrada na Figura 3.3.

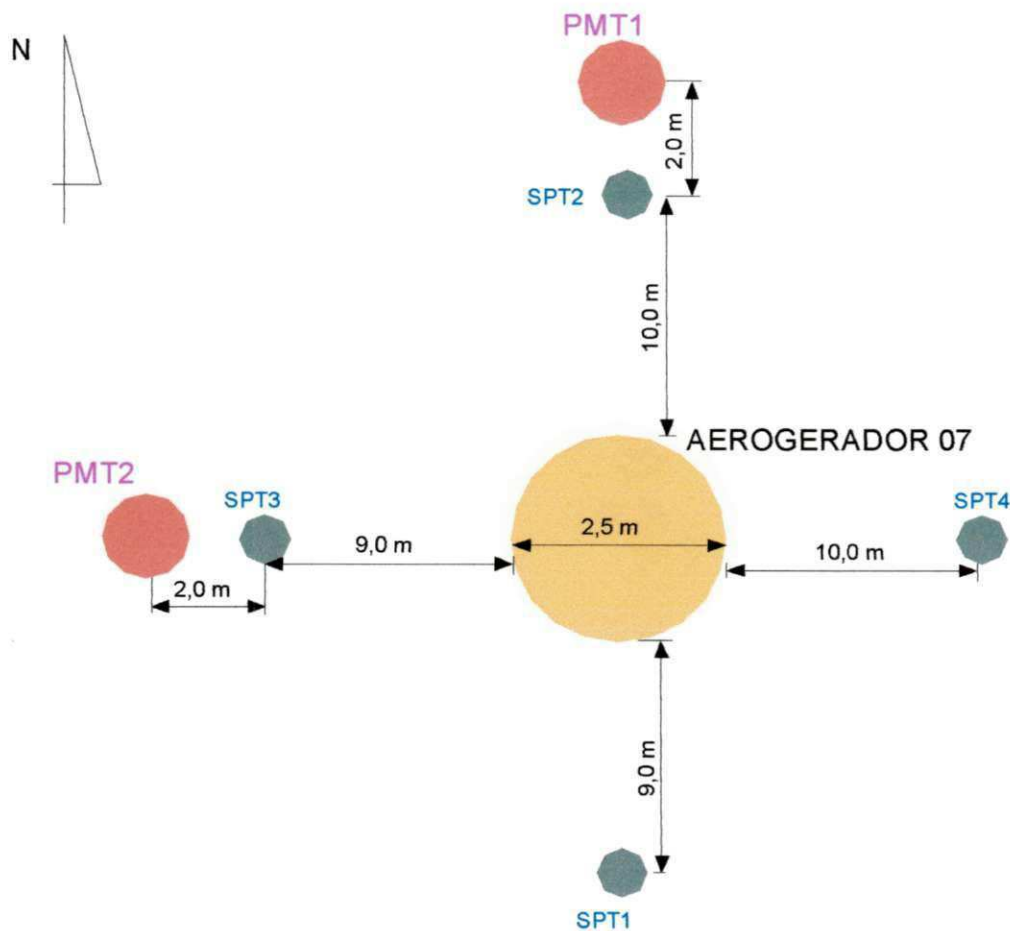


Figura 3.3 - Croqui com a localização dos furos de sondagem efetuados nas dunas da Taíba, em torno do Aerogerador E-40-07.

3.2.2 - Aspectos Geológicos de Depósitos de Dunas

Os solos de origem eólica podem ser de procedências diversas. A partir do instante em que as rochas são partidas, os detritos são carreados, lapidados e reduzidos de tamanho, ao longo de seu percurso pelas águas dos rios, gerando um sedimento tamanho areia. Depositadas pelos rios ou pela ação das marés, as partículas diminutas podem ser transportadas pelo vento até grandes distâncias (GUSMÃO FILHO, 2002). À medida que essas partículas vão encontrando obstáculos durante o seu transporte, acumulam-se, formando os depósitos de dunas.

A formação resultante são as dunas de areia, compostas essencialmente por areia fina, sem presença de seixos, pedregulhos ou camadas de argila. As partículas das areias de dunas são constituídas basicamente por quartzo, podendo conter hematita, gipsita e mica, apresentam grãos, em geral, arredondados, com diâmetros na faixa de 0,20mm a 0,074mm (GUSMÃO FILHO, 2002).

As dunas encontram-se sobre o relevo original, podendo formar depósitos espessos e elevados, com até 150m de altura. Um aspecto peculiar das dunas é a possibilidade de migração do depósito, pela ação contínua do vento, o que exige um cuidado especial em relação às construções feitas sobre dunas. Segundo GUSMÃO FILHO (2002), as torres de transmissão elétrica instaladas sobre esses depósitos devem ser apoiadas sobre fundações profundas, uma vez que existe sempre a possibilidade da areia ser deslocada pelo vento, expondo as fundações á desestabilização das torres. Este fato contribuiu ainda mais para motivar a realização da presente pesquisa.

3.2.3 - Características Geotécnicas do Local dos Ensaios

Sobre os sedimentos da formação Barreiras, encontram-se as dunas edafizadas ou páleo-dunas, formadas por areias bem selecionadas de granulação fina a média, por vezes siltosa, quartzosas e/ou quartzo-feldspáticas, com tons amarelados, alaranjados ou acinzentados. Normalmente são sedimentos inconsolidados, embora em alguns locais possam apresentar um certo grau de compacidade. Trata-se de uma geração mais antiga de dunas, apresentando o desenvolvimento de processos pedogenéticos¹, com a conseqüente fixação de um revestimento vegetal de maior porte. As espessuras variam cerca de 15 m, próximo à linha da costa, com progressiva redução em direção ao interior e com as formas dissipadas em algumas áreas.

As praias recentes formam um depósito contínuo, alongado por toda a extensão da costa, desde a linha da maré baixa até a base das dunas móveis. São

¹ Processo natural de formação do solo, que inclui interação de material, tempo, atividade biológica, clima e etc.

acumulações de areias de granulação média a grossa, ocasionalmente cascalhos, (próximo às desembocaduras dos rios maiores), com abundantes restos de conchas, matéria orgânica e minerais pesados. Esta unidade está inserida na faixa correspondente às dunas recentes. Incluem-se também, neste contexto os arenitos de praia (beach-rocks), que ocorrem em diversos trechos da área. Essas formações funcionam, muitas vezes, como proteção a determinados setores da costa, diminuindo a energia das ondas que se aproximam da face da praia e evitando a ação erosiva das mesmas. São em geral, arenitos conglomeráticos² com grande quantidade de bioclásticos³.

No local onde foi desenvolvida a presente pesquisa, as sondagens à percussão (SPT) revelaram que o perfil do subsolo é bastante homogêneo, constituído principalmente de areia fina e média, compacta a muito compacta, de cor amarelada. A Figura 3.4 mostra parte das dunas da Taíba, ao passo que a Figura 3.5 apresenta a variação da resistência à penetração do solo com a profundidade, obtida a partir das sondagens SPT2 e SPT3, realizadas próximas aos furos onde foram feitos os ensaios pressiométricos PMT1 e PMT2, respectivamente.

Na Figura 3.5 se observa uma nítida tendência de crescimento da resistência à penetração com a profundidade, o que parece ser típico em formações arenosas de dunas.

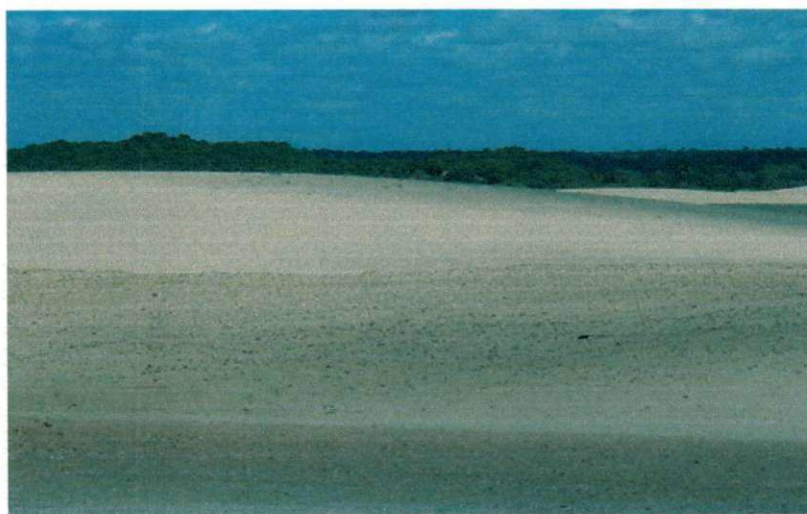


Figura 3.4 - Vista geral das dunas da Taíba.

² Rochas sedimentares clásticas, formadas de fragmentos arredondados de diâmetro superior a 2 mm e agregados por um cimento qualquer, que neste caso são os carbonatos de cálcio.

³ Fragmentos de molusco e algas.

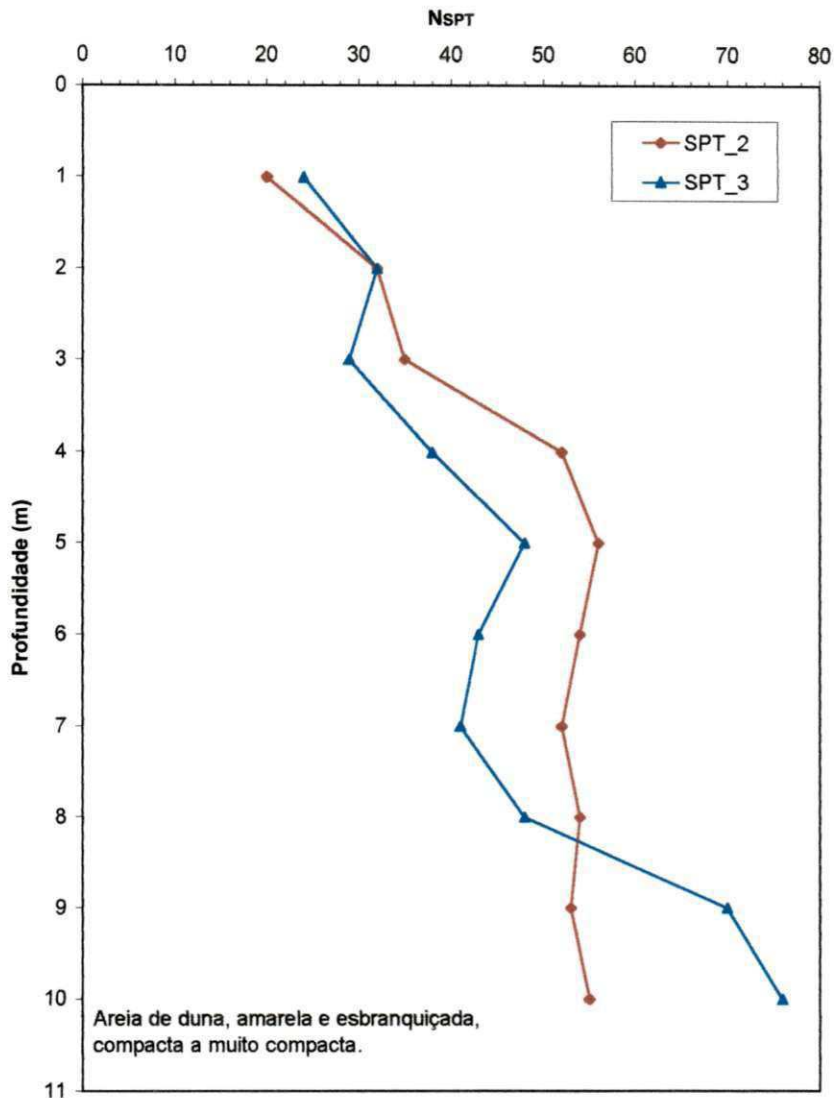


Figura 3.5 - Variação da resistência à penetração do solo com a profundidade, obtida em furos próximos dos ensaios pressiométricos.

3.3 - Campanha de Ensaios

3.3.1 - Generalidades

Essencialmente, dois motivos estimularam a escolha da área pesquisada; o primeiro diz respeito à expectativa por parte das pessoas nela envolvidas, de aplicar uma técnica de investigação *in situ*, moderna e confiável, para ampliação do banco de dados da região Nordeste; a segunda está relacionada ao fato da Usina Eólio-Elétrica (UEE) da Taíba ser a primeira do mundo construída sobre dunas de areia, o que torna a pesquisa pioneira neste estudo.

Nas dunas da praia da Taíba estão instalados 10 (dez) aerogeradores ENERCON E-40/500 kW, produzindo anualmente 17,5 milhões de kWh, suficientes para suprir, de forma limpa e renovável, as necessidades domiciliares de uma população de cerca de 50 mil pessoas. Esta UEE foi implantada em 06 (seis) meses, e inaugurada em janeiro de 1999, apresentando capacidade total instalada de 5 MW, constituindo-se uma unidade produtora independente de energia elétrica. Atualmente, toda energia produzida pela referida usina é administrada pela COELCE (Companhia Energética do Ceará). A Figura 3.6 mostra vistas gerais da Usina Eólio-Elétrica da Taíba.

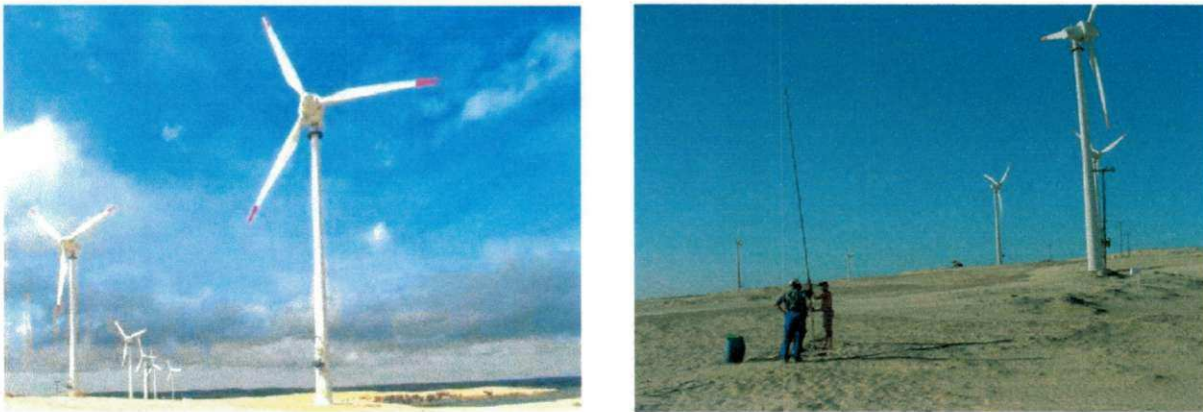


Figura 3.6 - Centrais Eólicas da Taíba Ltda.

A WOBLEN WINDPOWER Indústria e Comércio Ltda. é a subsidiária brasileira da ENERCON GmbH da Alemanha, uma das líderes mundiais de conversores para energia eólica. Essa empresa se destaca como produtora de componentes e turbinas eólicas para exportação, além de, no mercado interno, projetar, instalar, operar, e prestar serviços de assistência técnica a Usinas Eólio-elétricas no Brasil e na América Latina. A Figura 3.7 apresenta a atuação da ENERCON no mercado mundial de aerogeradores, totalizando cerca de 6.200 unidades, que somam mais de 5.200 MW, em 28 países.

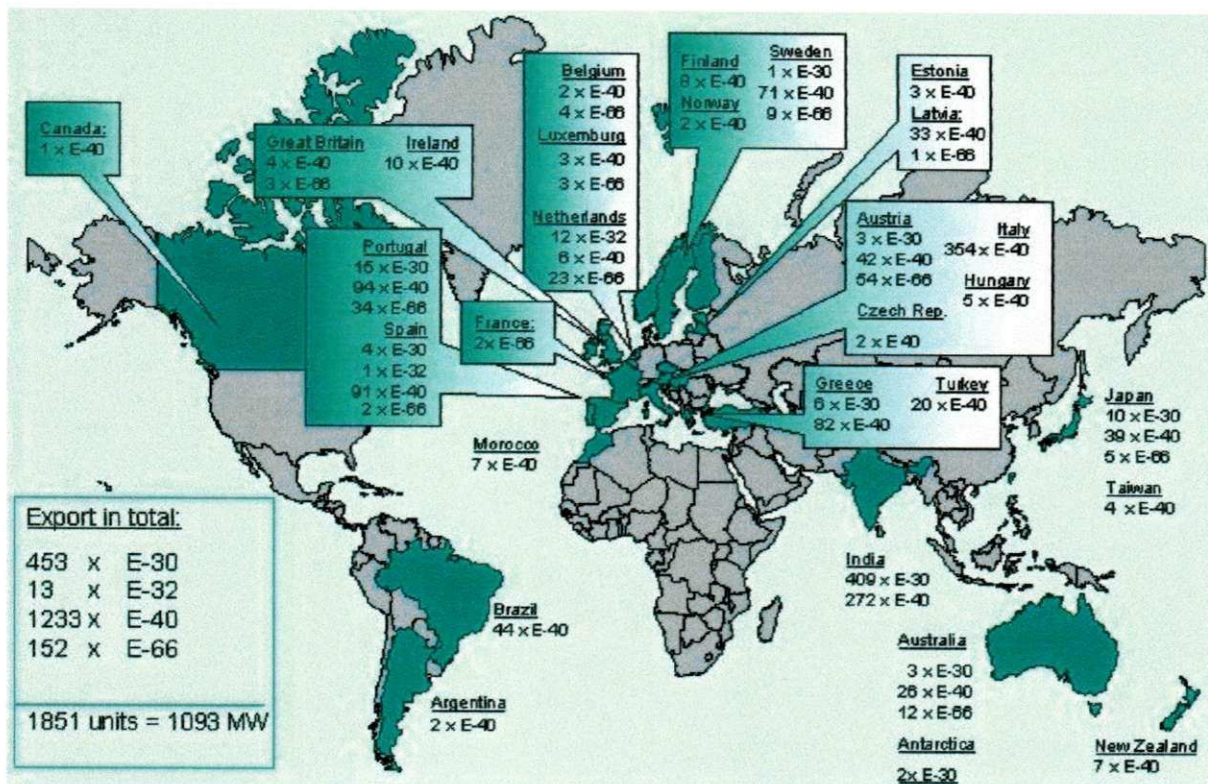


Figura 3.7 - Representação quantitativa dos aerogeradores da ENERCON no mundo.

No estado do Ceará foram instaladas duas Usinas Eólicas⁴ com capacidade total de produção de 15MW. Atualmente, a produção anual de energia elétrica das duas usinas juntas é da ordem de 52,5 milhões de kWh, suficiente para suprir as necessidades domiciliares de uma população de cerca de 150 mil pessoas. Em dezembro de 2001, a WOBLEN instalou 04 (quatro) unidades aerogeradoras E-40-600kW no Parque Eólico do Mucuripe em Fortaleza. A Figura 3.8 mostra um aerogerador em manutenção na usina Eólio-elétrica da Prainha e as unidades aerogeradoras do Parque do Mucuripe, respectivamente.



Figura 3.8 - Prainha e Mucuripe.

⁴ UEE da Taíba no município de São Gonçalo do Amarante e UEE da Prainha no município de Aquiraz.

Existe o interesse de pesquisadores brasileiros em estudar o comportamento das fundações sobre as quais são apoiadas as estruturas dos aerogeradores, visto que a empresa que os instala, trazem para o Brasil seus projetos em forma de segredo industrial, não disponibilizando qualquer informação sobre os mesmos. Na UEE da Taíba, a fundação de cada um dos aerogeradores é uma sapata quadrada de 9,0 m de lado, apoiada a 1,50m de profundidade. Ensaios diversos, incluindo a verificação estrutural, foram desenvolvidos pelo doutorando da COPPE, Eng^o Alfran Sampaio, que estimou o peso total para cada unidade, em aproximadamente 3.630 kN⁵. Portanto, uma fundação superficial de grande porte, com considerável consumo de concreto armado.

A presente campanha constou de uma série de 14 (quatorze) ensaios pressiométricos em pré-furo, executados em 2 (dois) furos de sondagem, efetuados até a profundidade máxima de 7 (sete) metros, utilizando-se o pressiômetro MÉNARD. A profundidade máxima atingida foi estabelecida pela resistência do depósito em função das membranas disponíveis para o ensaio.

3.3.2 - Ensaios Pressiométricos

3.3.2.1 - Equipamento utilizado

Os ensaios foram realizados com o Pressiômetro MÉNARD modelo GC (ver Figura 3.9), fabricado e comercializado pela firma francesa APAGEO. O equipamento é constituído de uma fonte de pressão, uma unidade de controle de pressão e volume (CPV), e de uma sonda cilíndrica, com 45 cm de comprimento e 6 cm de diâmetro. Uma tubulação coaxial flexível, com cerca de 11 mm de diâmetro externo e 25 m de comprimento, estabelece a conexão entre a sonda e a unidade de controle posicionada na superfície do terreno.

⁵ Informações detalhadas sobre a estimativa do peso total atribuído a cada aerogerador, estão contidas no Anexo I.

A fonte de pressão é composta por um cilindro de aço pequeno, capaz de suportar uma pressão de até 200 kgf/cm² de gás Nitrogênio (N₂). A unidade de controle de pressão e volume é composta por um conjunto de manômetros e um volumímetro, que tem por finalidade o monitoramento da pressão atuante na sonda e sua respectiva variação de volume.

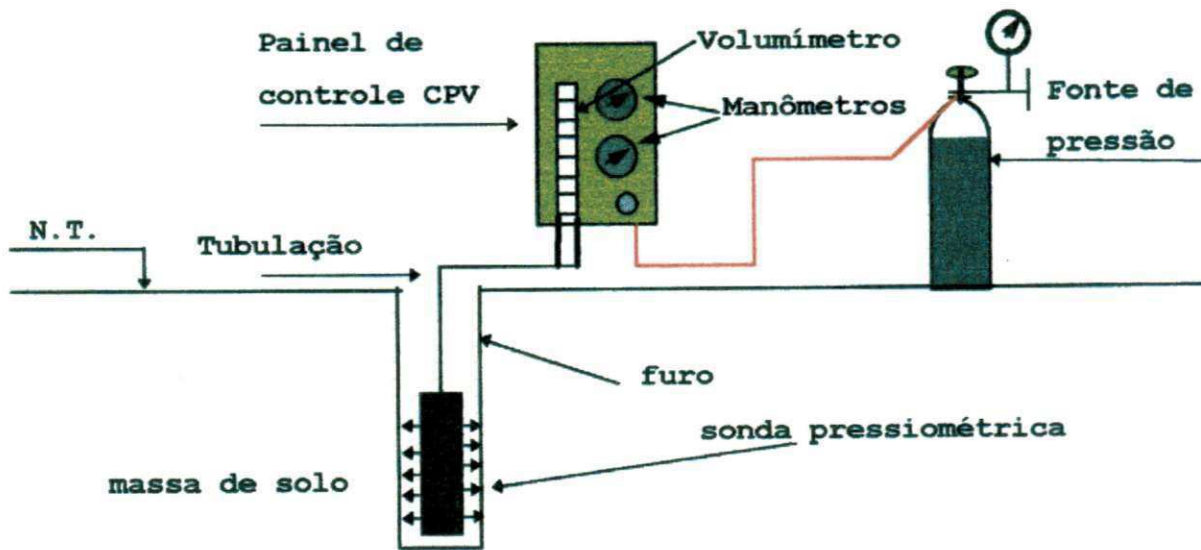


Figura 3.9 - Composição do pressiómetro de pré-furo (MÉNARD).

A sonda utilizada para a execução dos ensaios foi do tipo BX, com revestimento flexível de borracha, conforme prescrevem as Normas ASTM - D4719 (1987) e NF P94 - 110 (1991). A sonda pressiométrica é formada por um núcleo cilíndrico de aço e três células independentes formadas por duas membranas de borracha superpostas. O tubo metálico oco possui orifícios em suas laterais para possibilitar a passagem da água pressurizada para a célula central de medida e ar para as células de guarda, conforme apresentam as Figuras 3.10 e 3.11. Na extremidade inferior da sonda encontra-se um dispositivo de descarga, o qual permite, quando necessário, a drenagem da água. As Figuras 3.12a e 3.12b mostram detalhes do mecanismo, observado a partir da sonda utilizada. A pressão limite da membrana que forma a célula central, obtida num ensaio de expansão até um volume de 600 cm³, é em torno de 50 kPa, como mostra a Figura 3.13.

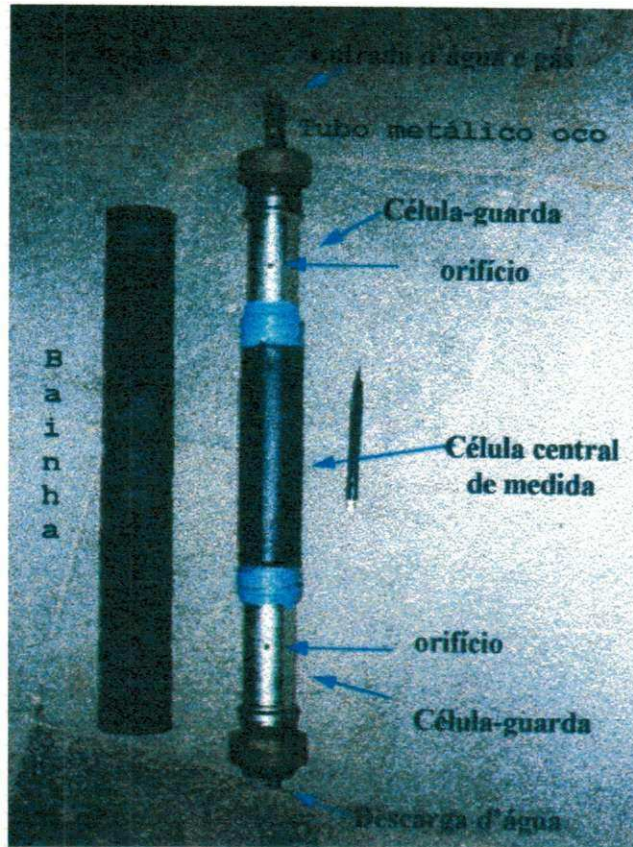


Figura 3.10 – Sonda pressiométrica e bainha utilizadas na campanha de ensaios.

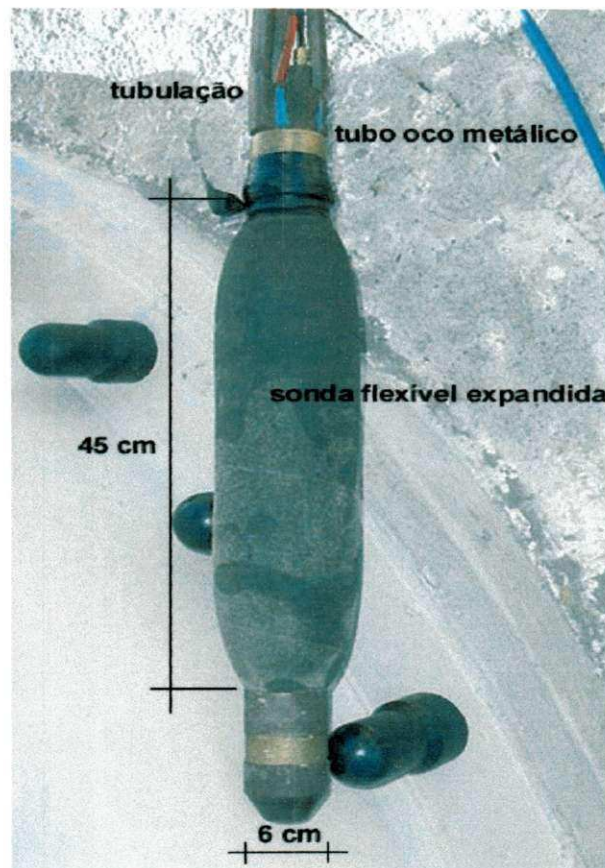


Figura 3.11 – Aspecto da sonda com cobertura flexível em expansão.

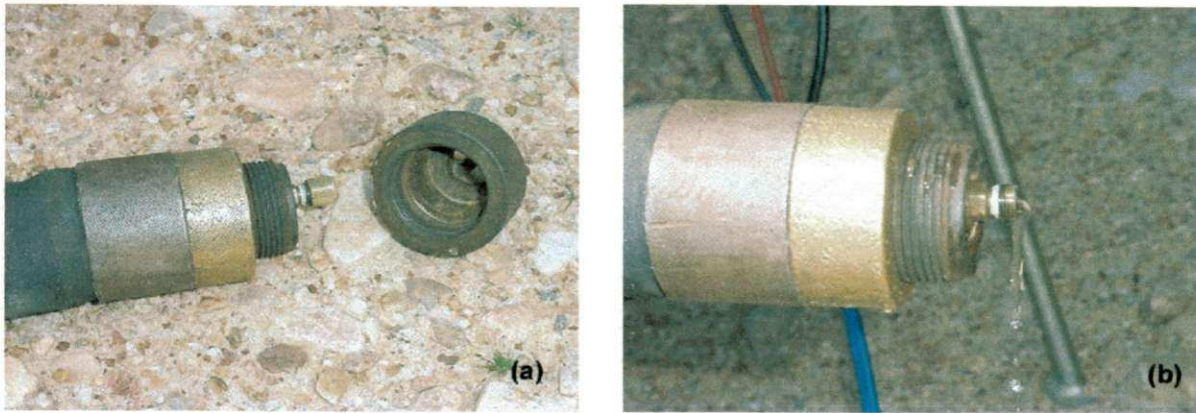


Figura 3.12 - Detalhes do dispositivo de descarga junto à sapata de proteção (a) e drenagem da água pressurizada (b).

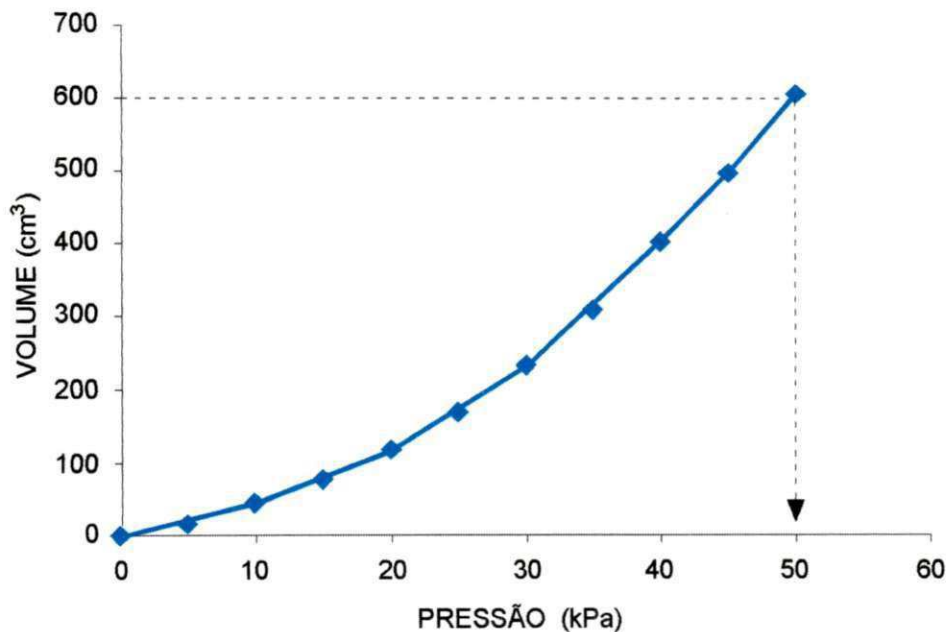


Figura 3.13 - Curva típica para verificação da resistência da membrana que forma a célula central.

3.3.2.2 - Preparação do Pressiômetro

Com a finalidade de preparar o equipamento para o ensaio a ser realizado, o Manual de Operações do Pressiômetro MÉNARD e as normas concernentes orientam quanto aos procedimentos preparatórios. Assim, foi efetuado o seguinte conjunto de operações:

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

Uma vez realizada a verificação da resistência da membrana que forma a célula central (ver as Figuras 3.10 e 3.13), efetuou-se, a expansão⁶ repetida do conjunto. Posteriormente, a sonda foi introduzida num tubo de aço, relativamente indeformado, e procedeu-se a calibração do sistema. Fez-se, então, um ensaio constituído de 14 estágios de pressão, sendo que nos primeiros 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 incrementos foram de 250kPa. O resultado desta calibração está representado na Figura 3.14.

Após a calibração, a sonda foi retirada do tubo e foram feitas várias expansões, procedendo-se sua calibração quanto às perdas de pressão. A sonda foi expandida ao ar livre, ao nível do medidor de pressão, sob dez estágios de pressão iguais a 12,5 kPa. A curva de calibração resultante está apresentada na Figura 3.15.

⁶ Procedimento realizado após a devida colocação da bainha da sonda.

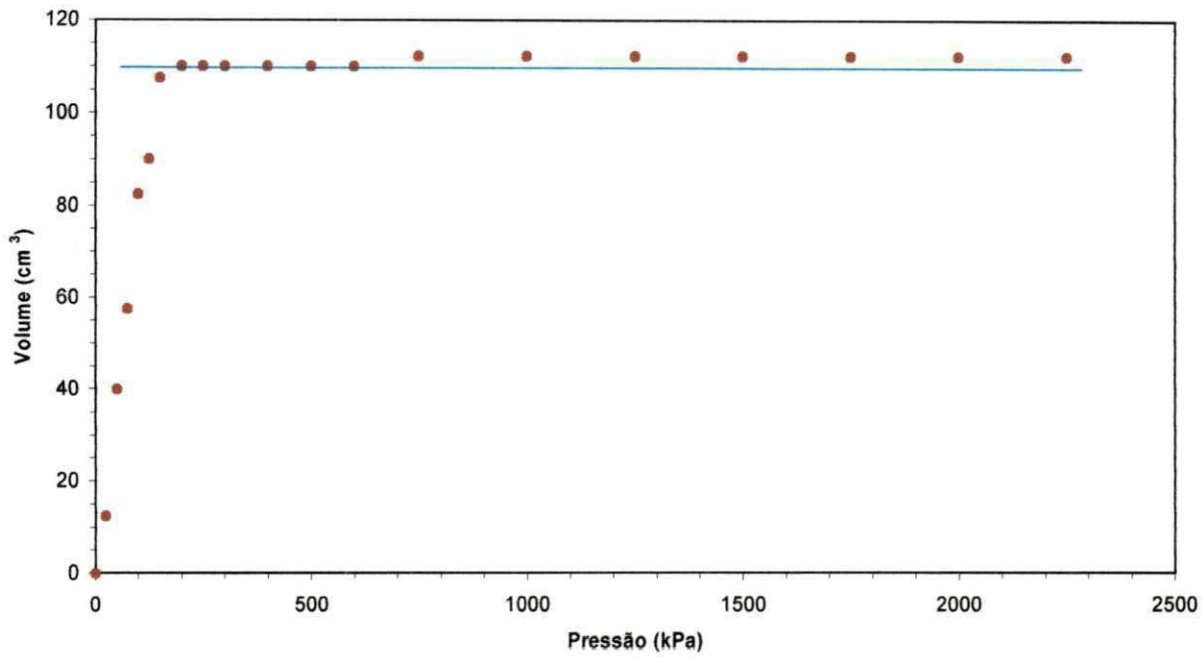
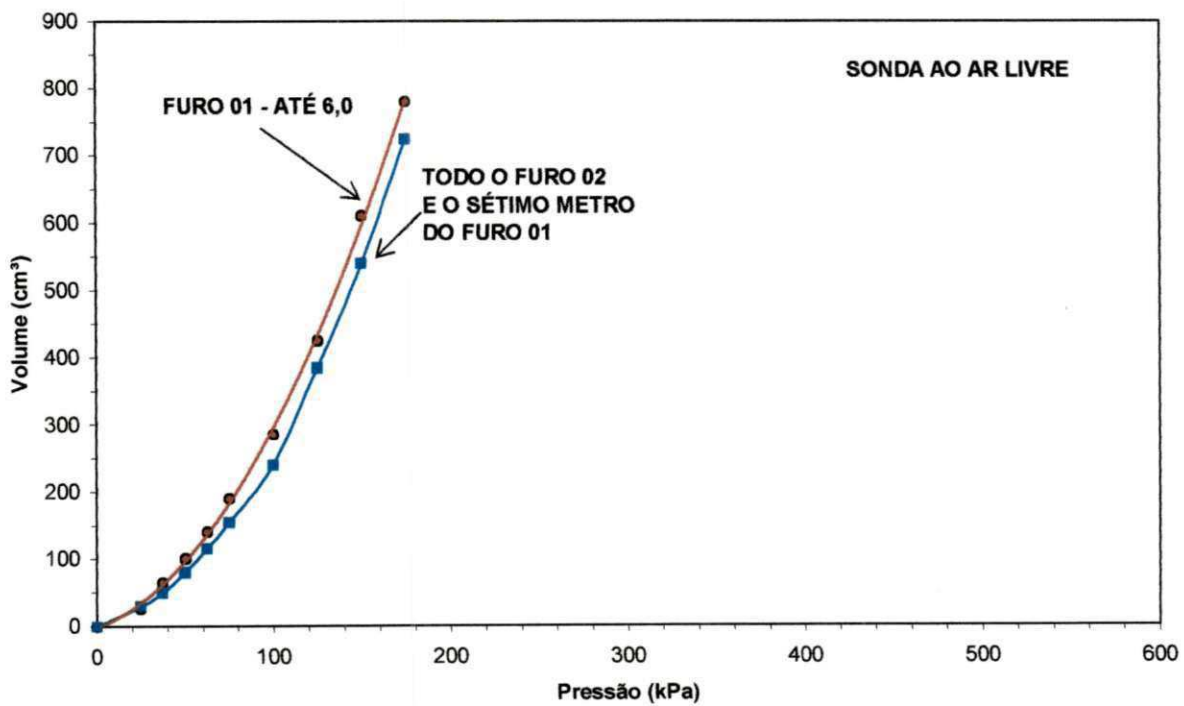


Figura 3.14 - Curva de calibração do sistema de compressibilidade do pressômetro MÉNARD.



Figuras 3.15 - Curvas de calibração de perda de pressão da sonda utilizada na campanha de ensaios.

3.3.2.3 - Execução da Perfuração

Foram executados dois furos até a profundidade máxima de 7m, com avanço progressivo do sistema e coleta de dados a cada metro. O método de perfuração empregado foi o uso de trados manuais com diâmetros externos variando entre 60 e 70 mm. Foi utilizado um modelo de trado do tipo cavadeira, de ponta aberta, conforme mostrado nas Figuras 3.16a e b. A execução dos furos, propriamente dita, não inspirou maiores preocupações, uma vez que o tipo de solo em questão não requer cuidados especiais, e a equipe da empresa⁷ contratada para essa finalidade tinha considerável experiência no ramo, proporcionando dessa forma, um excelente ajuste entre o diâmetro do furo e o diâmetro da sonda. A Figura 3.17 mostra o processo adotado na execução dos furos e a Figura 3.18 apresenta uma imagem da boca de uma das perfurações, revelando os aspectos positivos da estabilidade da escavação e da boa qualidade dos furos efetuados.

3.3.2.4 - Execução dos Ensaios

Os ensaios pressiométricos foram realizados segundo a norma americana ASTM D - 4719 (1987), sendo os acréscimos de pressão sugeridos por BRIAUD (1992).

Logo após a perfuração, a sonda era devidamente posicionada na cota⁸ desejada, sendo feitas às devidas anotações iniciais para proceder-se, então, efetivamente com o ensaio. Executou-se o ensaio injetando-se água sob pressão de gás Nitrogênio (N₂) na sonda pressiométrica e, simultaneamente, fazendo as leituras das variações do volume a cada 15, 30 e 60 segundos. Neste trabalho, o número de estágios de pressão para cada ensaio variou entre 5 e 28 (incluindo em alguns casos o descarregamento). Nos estágios com apenas carregamento, o número máximo de estágios foi da ordem de 14.

⁷ PROTEGIA (Projetos de Engenharia e Geologia Ltda.).

⁸ Medida em relação ao centro da sonda.

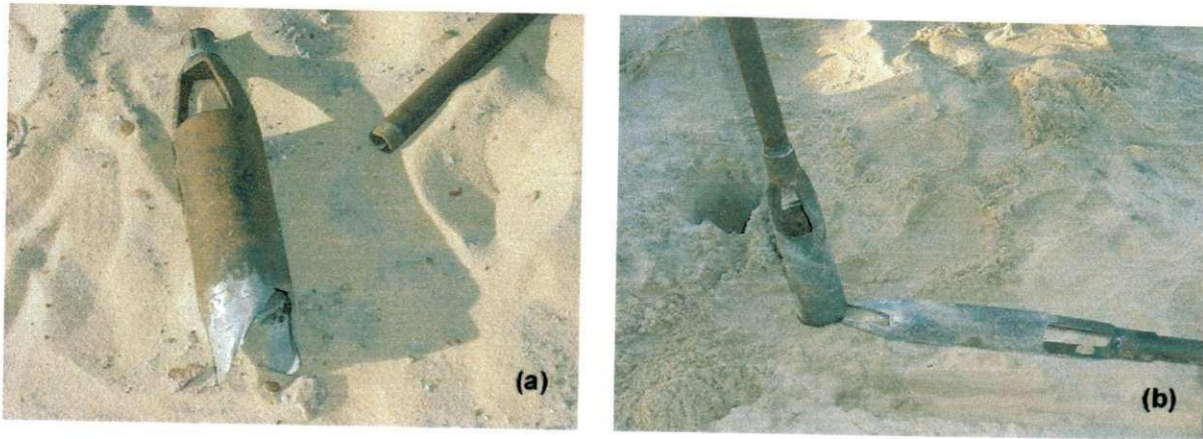


Figura 3.16a e b - Trados utilizados para a execução dos furos de sondagem.

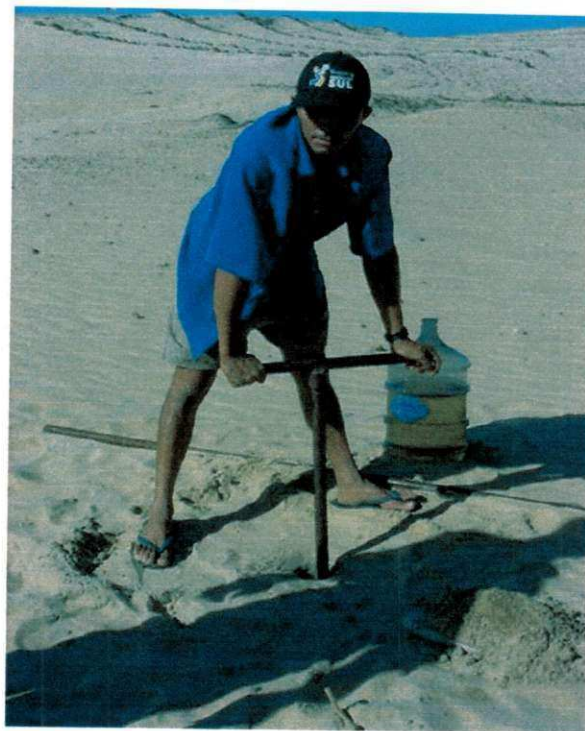


Figura 3.17 - Processo de execução dos furos de sondagem para a realização de ensaios pressiométricos.



Figura 3.18 - Vista superior do Furo n° 01 - destaque para a regularidade do furo.

Os ensaios sem ciclagem duraram, em média, 40 (quarenta) minutos, incluindo-se a operação de perfuração, ao passo que nos ensaios com ciclos de descarregamento/re carregamento esse tempo aumentou para cerca de 60 minutos. Com o ensaio cíclico espera-se obter parâmetros elásticos do solo mais apurados.

Uma atenção especial deve ser dispensada ao controle da pressão diferencial⁹, que deverá manter-se constante, pois, em vista da diferença de rigidez entre as células central e de guarda, exige-se que a pressão aplicada às paredes do furo de sondagem, 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 na pesquisa, essa diferença fica em torno de 100 kPa, diferença essa que ocorre porque na célula central, além da membrana própria da célula, existe ainda a cobertura de borracha que protege toda a extensão do torpedo. Assim, verifica-se que em ensaios realizados a uma profundidade inferior a 10 m, que é o caso deste trabalho, deve-se acrescentar ao valor da pressão¹⁰ devido à coluna d'água dentro da tubulação o complemento para atingir a pressão diferencial necessária.

3.3.3 - Correções dos Resultados

Os valores lidos dos incrementos de pressão e respectivos volumes lidos, são valores brutos e devido às possíveis perdas de pressão e de volume que podem ocorrer nas tubulações, tais valores devem ser corrigidos, objetivando-se encontrar os valores líquidos. São acrescentadas ainda, as pressões referentes à coluna d'água entre a posição do ensaio e a tubulação. Segundo o Manual de Operações do equipamento, as correções concernentes às perdas de volume são desnecessárias em ensaios realizados com baixas pressões.

Com os valores devidamente corrigidos, traça-se a curva pressiométrica e, a partir dela, determina-se o módulo pressiométrico (E_p) e a pressão limite (P_L). A Figura 3.19 apresenta uma curva corrigida obtida a partir dos ensaios realizados.

⁹ Pressão entre as células de guarda e a célula central de medida.

¹⁰ Aproximadamente 100 kPa.

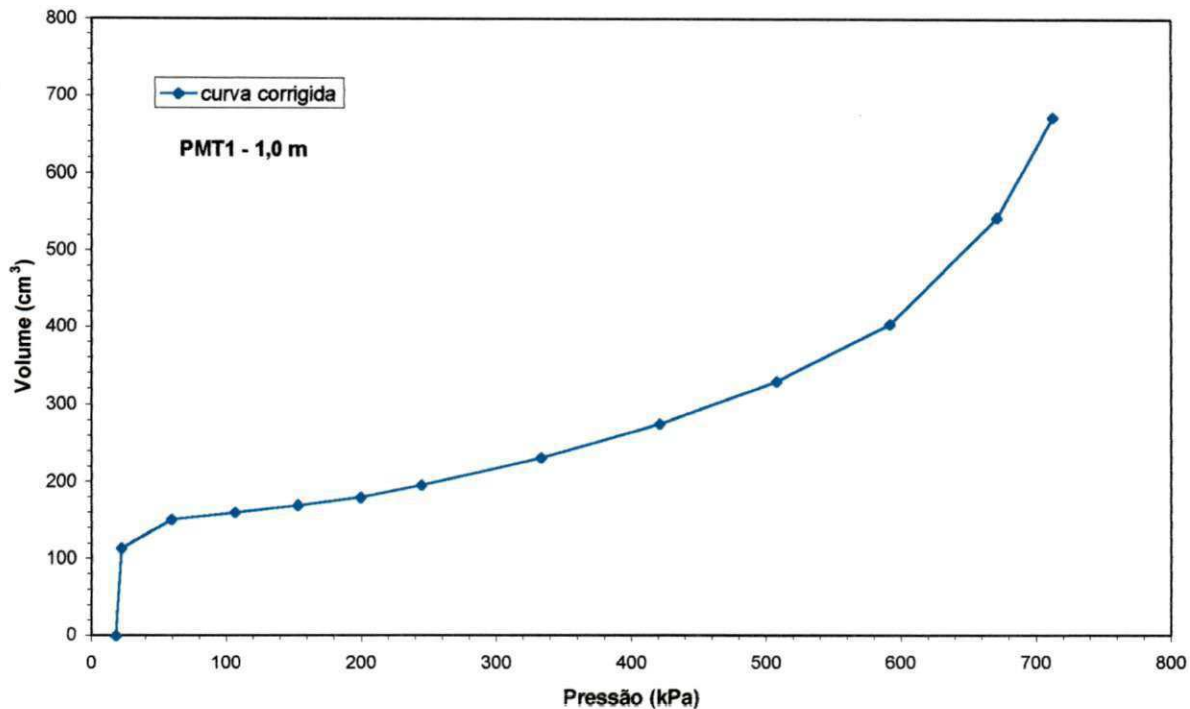


Figura 3.19 - Curva típica corrigida obtida no PMT da Taíba.

3.3.3.1 - Módulos Pressiométricos (E_o , G e E_r)

Para os cálculos dos módulos pressiométricos E_o , G e E_r foram empregadas as seguintes equações:

E_o foi calculado a partir da Equação 2.8, onde os valores de (P_1, V_1) e (P_2, V_2) são determinados de forma bastante subjetiva no trecho pseudo-linear da curva pressiométrica; G foi estimado a partir da Equação 2.4; E_r foi determinado através da Equação 2.9. O coeficiente de Poisson adotado foi de 0,33, para todos os módulos.

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

A pressão limite (P_L) foi estimada a partir de dois métodos: o da norma francesa, e pelo método "Log v ". No primeiro, era determinada diretamente da curva pressiométrica corrigida, como sendo aquela pressão correspondente ao dobro do

volume inicial do furo de sondagem e, quando esta determinação não era possível, utilizou-se o segundo método, uma vez que em todos os ensaios foi atingida a fase denominada plástica do solo. Pelo “Log v” a pressão foi estimada a partir da construção de gráficos da pressão versus o volume ao final de 60 segundos, em escala logarítmica, nos quais foram usados, em média, três pontos correspondentes à fase plástica da curva pressiométrica. Do gráfico obtém-se uma linearidade dos pontos e a extrapolação da curva até o volume correspondente ao dobro do volume inicial do furo determina o valor de P_L .

Obteve-se a pressão limite efetiva (P_L^*) a partir da diferença entre a pressão limite e tensão horizontal no repouso (σ_{h0}).

3.3.3.3 - Estimativa da Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})

A tensão horizontal no repouso (σ_{h0}) foi determinada a partir do método gráfico de BRANT (1978), que consiste em traçar uma reta tangente à curvatura inicial da curva pressiométrica corrigida, até que esta encontre o prolongamento da reta correspondente ao trecho elástico do solo. O ponto de encontro de ambas é convencionalmente chamado de tensão σ_{h0} . É notório que é um método prático, e que procura compensar, de certa forma, a perturbação causada no processo de perfuração do furo de sondagem; contudo, também é subjetivo, o que o torna sujeito a críticas.

Como nem sempre o trecho inicial da curva corrigida apresentou-se com uma curvatura adequada à aplicação do método adotado, em alguns casos, adotou-se o valor bruto e, posteriormente, fez-se às devidas correções. Esse procedimento pode ser estendido à obtenção de outros parâmetros, como o módulo pressiométrico (E_o), por exemplo, de forma a se poder identificar com certa precisão a região da curva que se pretende analisar.

3.3.4 - Dificuldades Encontradas Durante a Realização dos Ensaios

Durante a execução dos ensaios pressiométricos, nas dunas da Taíba, observaram-se as seguintes dificuldades:

- na execução do sexto ensaio do primeiro furo de sondagem, houve o rompimento da membrana que reveste a sonda, ocasionando a paralisação das atividades para a substituição da referida membrana. Além desse processo ser extremamente trabalhoso, a falta de algumas ferramentas necessárias ao perfeito ajustamento da membrana à extremidade superior da sonda, exigiu a improvisação deste ajuste por meio de fita isolante e também de “tiras de borracha”. A Figura 3.20 mostra o máximo ajustamento alcançado na substituição da membrana e as Figuras 3.21 e 3.22 apresentam os reforços improvisados na sonda para a continuidade dos ensaios.
- execução do furo de sondagem sem causar amolgamento excessivo do solo;
- verificação das leituras do volumímetro em meio ao desconforto causado pelo impacto dos grãos de areia carregados por fortes ventanias.

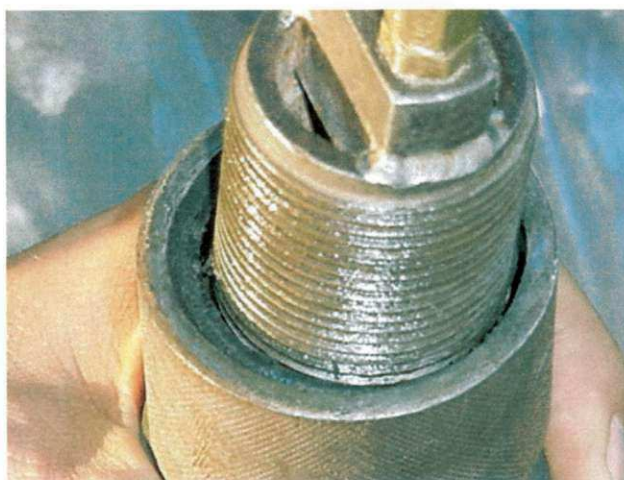


Figura 3.20 - Execução do processo de substituição da membrana da sonda.



Figuras 3.21 e 3.22 - Reforço com fita isolante e "tiras de borracha".

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Considerações Iniciais

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir dos ensaios pressiométricos realizados nesta campanha, conforme descrição feita no capítulo anterior. Foram adotadas as especificações contidas nas normas técnicas ASTM - D4719 (1987) e NF P94 -110 (1991).

Para realizar esse estudo, foram executadas 2 (duas) perfurações, onde foi realizada uma série de 14 (quatorze) ensaios pressiométricos em pré-furo, efetuados a cada metro, até a profundidade máxima de 7 (sete) metros, empregando-se o pressiômetro MÉNARD.

Os valores das pressões aplicadas ao solo foram medidos através de manômetros existentes na unidade de controle do pressiômetro. Os manômetros permitiram leituras com sensibilidade de 12,5 kPa. A variação de volume na cavidade do solo foi obtida através da variação do nível de água no volumímetro, com sensibilidade igual a 5 cm³. Antes de cada furo foi feita uma cuidadosa preparação do pressiômetro no que diz respeito à perfeita saturação do sistema e às calibrações para determinação da rigidez da membrana e das tubulações. O valor da pressão máxima de cada ensaio foi estimado a partir dos perfis de sondagens com SPT (dos valores de N_{SPT}), previamente realizados no local, conforme sugestões de BRIAUD (1992).

4.2 - Correções nos Resultados

A partir dos dados de pressão e de volumes medidos, e das calibrações previamente efetuadas, os resultados foram adequadamente corrigidos considerando a rigidez da membrana, a pressão hidrostática atuando dentro da tubulação (não registrada no manômetro) e a compressibilidade do sistema. Os resultados das calibrações efetuadas para o pressiómetro utilizado estão apresentados na Tabela 4.1 e reproduzidos graficamente nas Figuras 4.1, 4.2 e 4.3. A pressão hidrostática¹ é função da profundidade em que cada ensaio foi efetuado.

Tabela 4.1 - Aferição do sistema do pressiómetro MÉNARD.

CALIBRAÇÕES REALIZADAS COM O PMT				
Perda de Pressão			Perda de Volume	
Data: 10 a 12/07/2003			Data: 10 a 12/07/2003	
Pressão (kPa)	Volume (cm³)	Volume (cm³)	Pressão (kPa)	Volume (cm³)
	PMT1	PMT2	PMT1 e PMT2	PMT1 e PMT2
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12,50		10,00	50,00	102,00
25,00	26,00	30,00	100,00	113,00
37,50	64,00	50,00	150,00	115,00
50,00	100,00	80,00	200,00	118,00
62,50	140,00	116,00	250,00	120,00
75,00	190,00	155,00	500,00	122,00
100,00	285,00	240,00	750,00	125,00
125,00	425,00	385,00	1.000,00	125,00
150,00	610,00	540,00	1.250,00	126,00
175,00	780,00	725,00	1.500,00	127,00
			1.750,00	128,00
			2.000,00	129,00
			2.250,00	129,00

¹ Também denominada de pressão hidráulica, corresponde à coluna d'água entre a unidade de controle e a altura média da sonda.

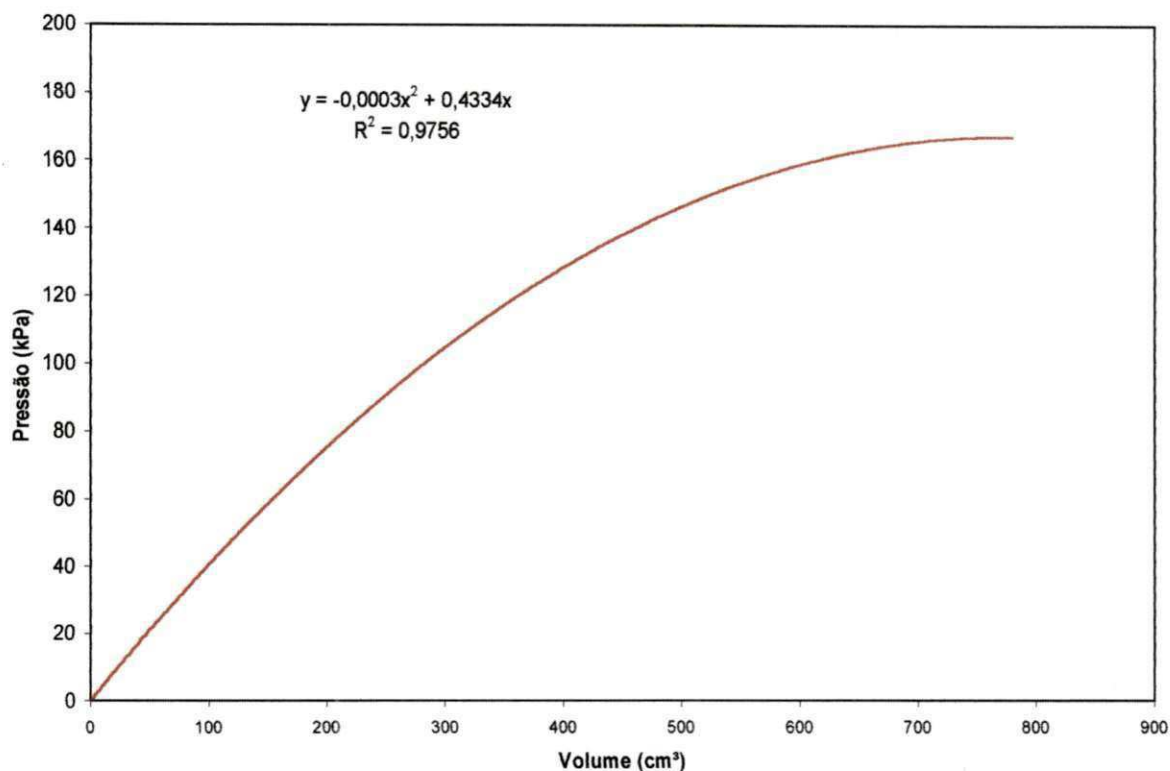


Figura 4.1 - Curva de calibração referente à perda de pressão utilizada no PMT1 até o sexto metro.

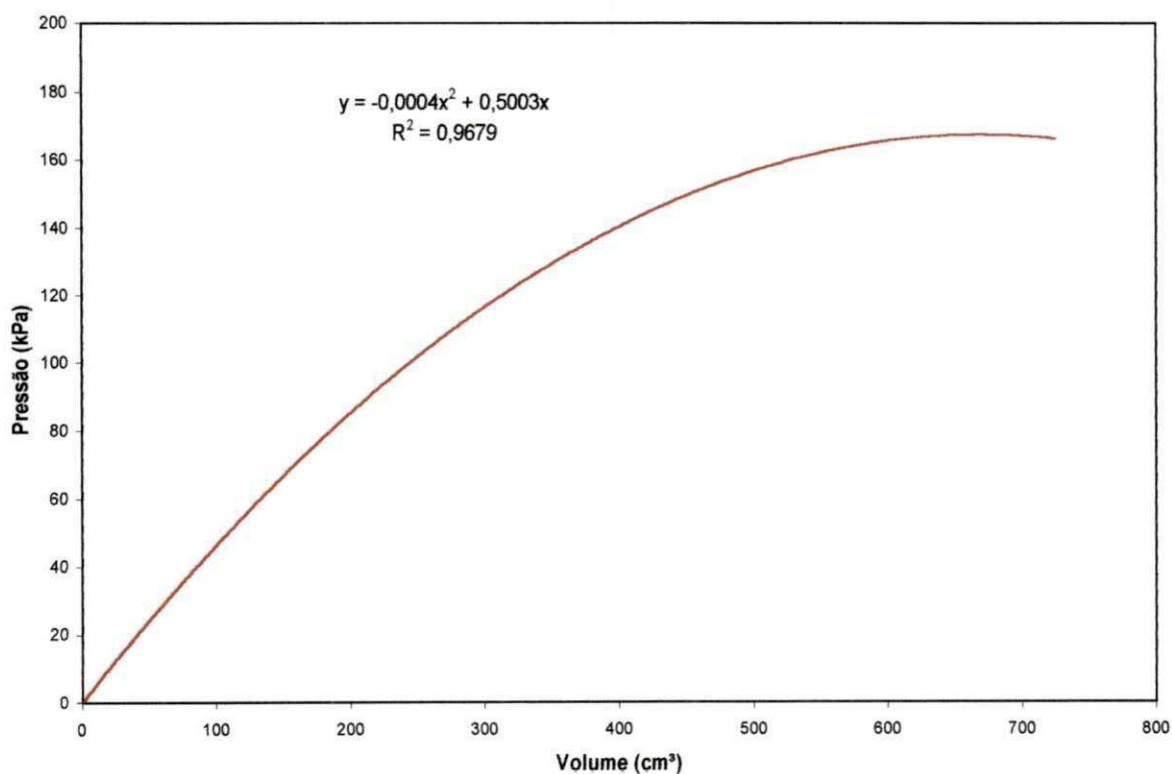


Figura 4.2 - Curva de calibração referente à perda de pressão utilizada no PMT2 e no sétimo metro do PMT1.

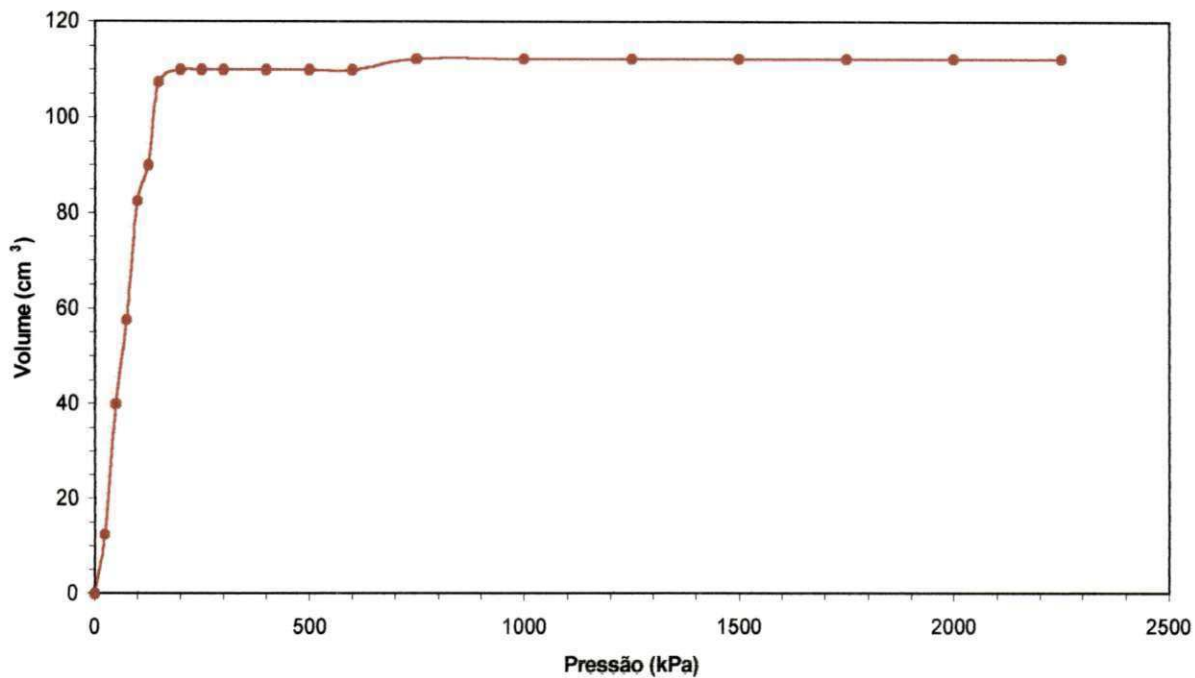


Figura 4.3 - Curva de calibração referente à perda de volume utilizada para todos os ensaios.

Das Figuras 4.1 a 4.3 se observa que as calibrações são de excelente qualidade. Os ajustes polinomiais de segundo grau obtidos com os dados das calibrações de perdas de pressão têm a função de facilitar o processo de correção das pressões brutas, visto que, para se saber qual o valor dessa perda, basta substituir os valores dos volumes lidos de cada ensaio nas correlações obtidas. A calibração da perda de volume, mostrada na Figura 4.3, evidencia claramente o ponto em que a sonda toca as paredes do tubo de calibração (prolongamento do trecho retilíneo da curva), cujo valor de volume (V_c), igual à aproximadamente 110 cm^3 , é usado no cálculo do volume de referência da sonda no estado de repouso. A inclinação do trecho linear dessa curva representa a compressibilidade do sistema que compõe o pressômetro, obtido em cm^3/kPa .

4.3 - Curvas Pressiométricas Obtidas do Furo PMT1

A partir dos dados brutos obtidos da execução dos ensaios, foram traçadas as curvas *pressão versus volume expandido* (curva bruta). Em seguida, após as devidas correções dos valores de pressão e de volume, foram traçadas as curvas corrigidas, das quais foram calculados os valores dos módulos de elasticidade pressiométricos (E_0), das pressões limites (P_L) e dos módulos pressiométricos cíclicos (E_r).

As curvas obtidas, tanto as brutas quanto as corrigidas, ficaram razoavelmente bem definidas, apresentando os trechos de “recompressão”, “pseudo-elástico” e “plástico”, característicos da curva teórica (ver Figuras 4.4 a 4.17). Observou-se ainda, que a grande maioria das curvas apresentou pequenos trechos de recompressão, indicando que os furos foram, em geral, bem calibrados. Também de maneira geral, verificou-se que as curvas apresentaram, em seus trechos finais, uma variação de volume crescente para um mesmo valor de pressão. As Figuras 4.4 a 4.17 mostram as curvas brutas e corrigidas obtidas a partir dos ensaios pressiométricos realizados no entorno do aerogerador E-40-07, situado nas dunas da praia da Taíba - CE.

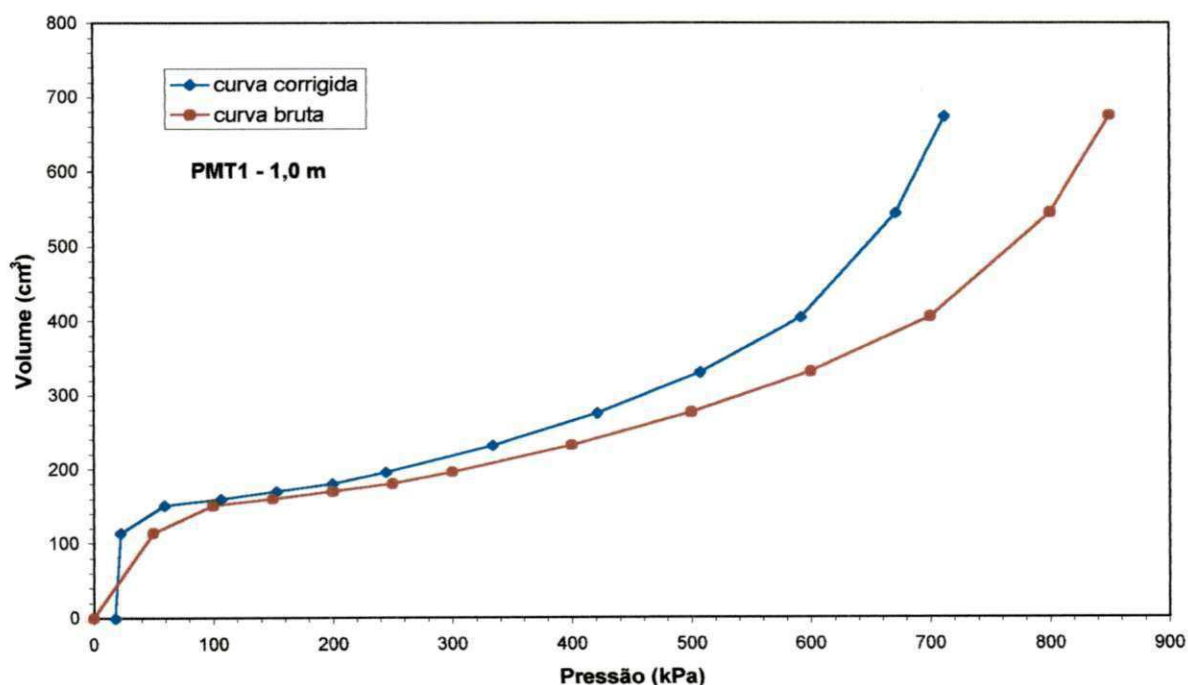


Figura 4.4 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 1,0 m.

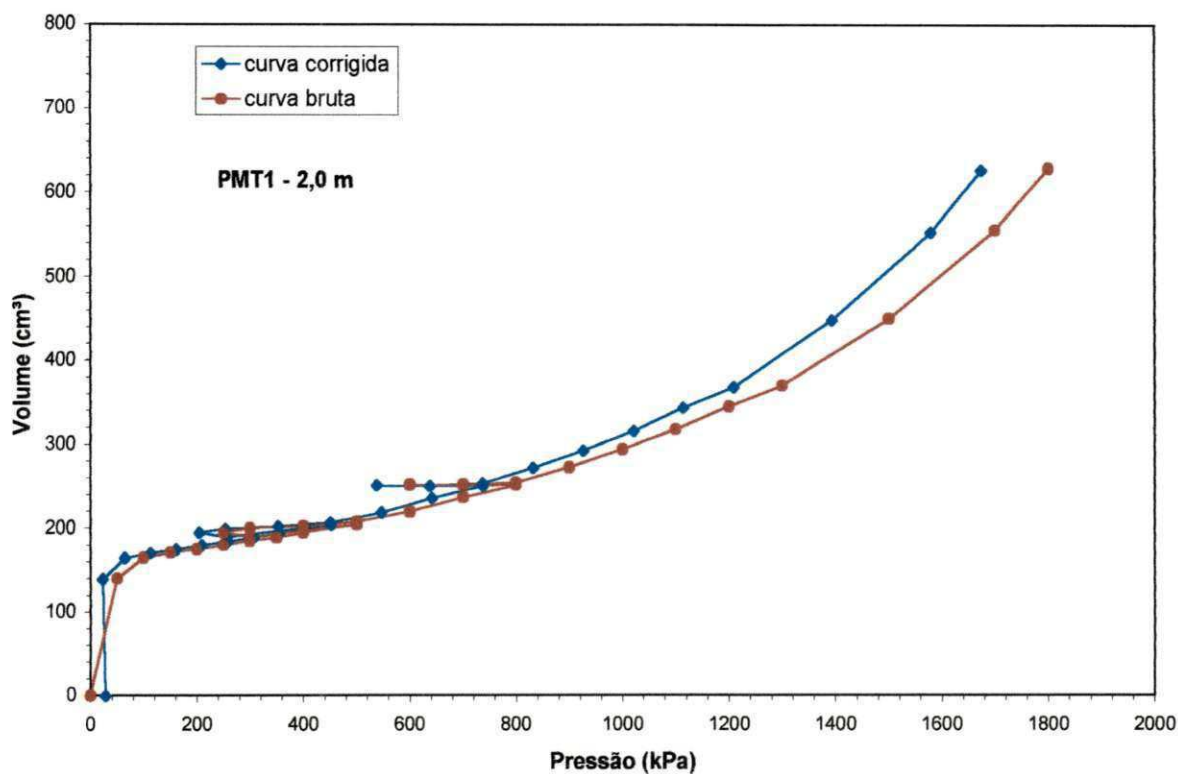


Figura 4.5 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 2,0 m.

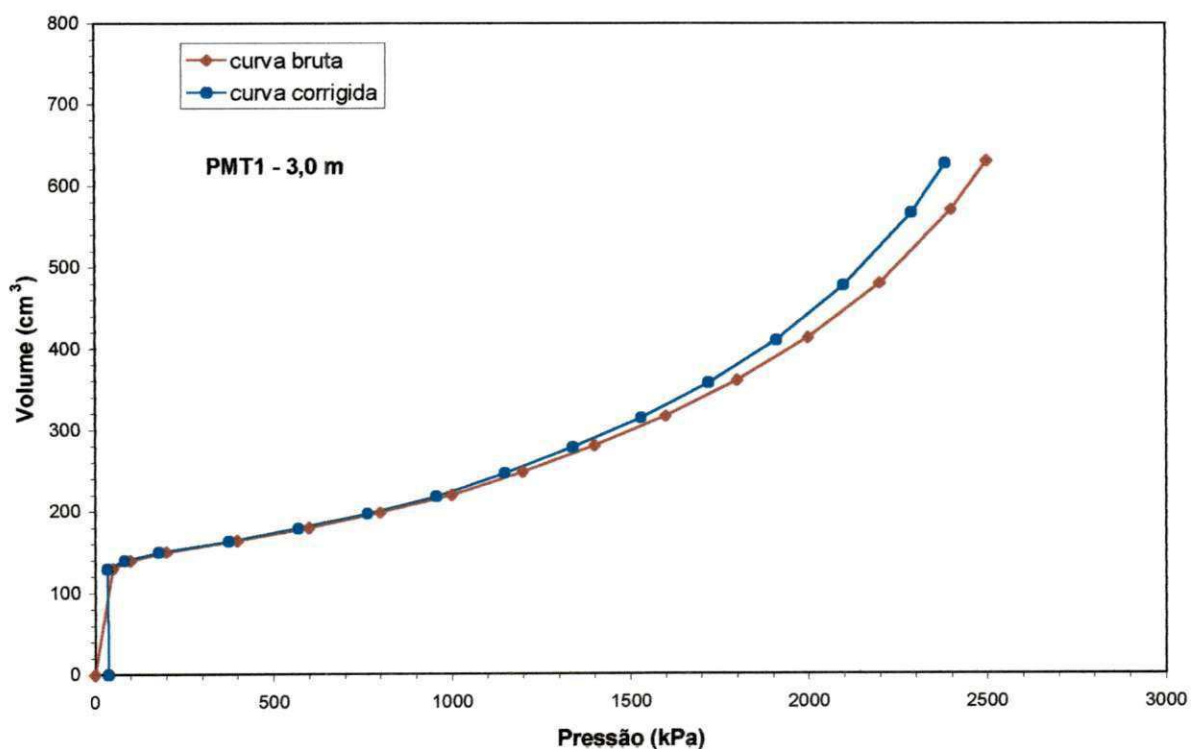


Figura 4.6 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 3,0 m.

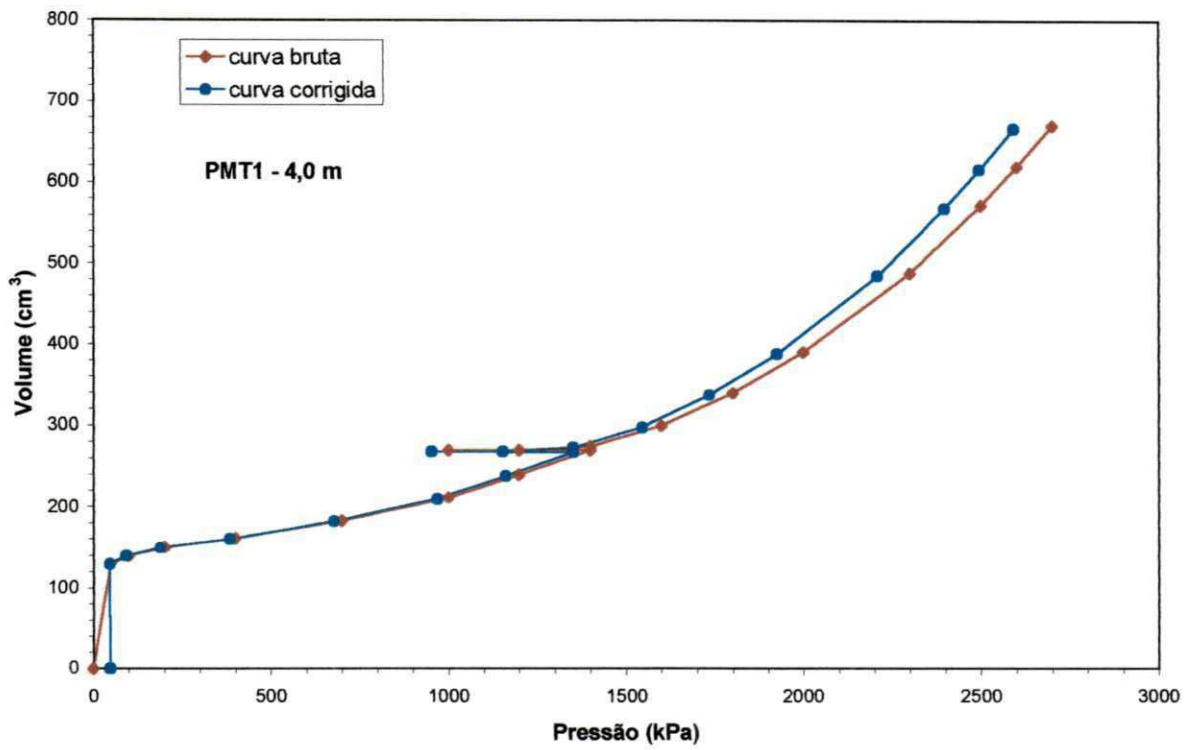


Figura 4.7 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 4,0 m.

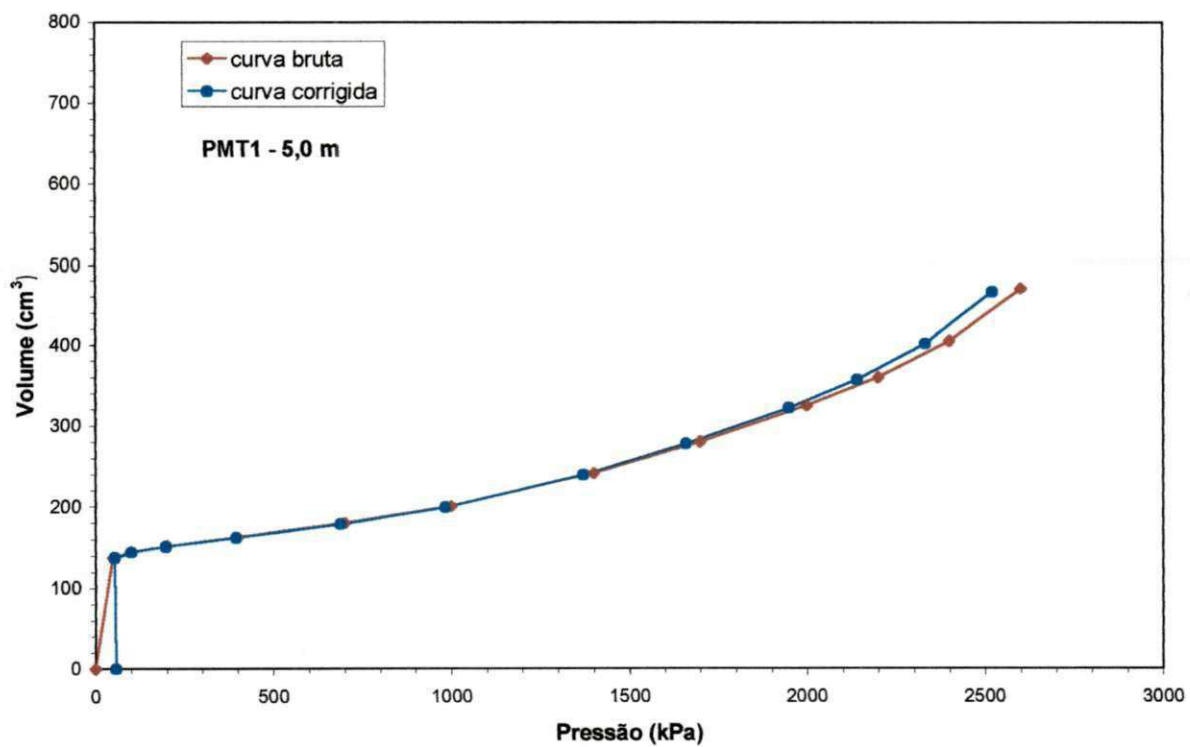


Figura 4.8 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 5,0 m.

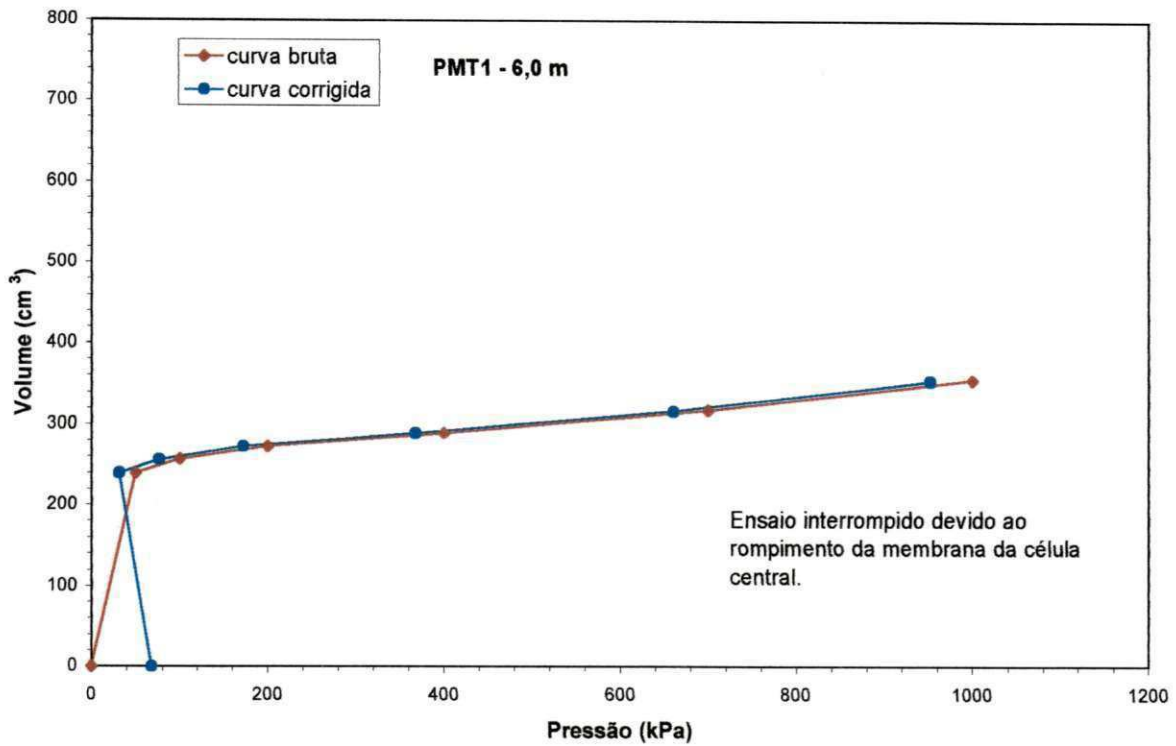


Figura 4.9 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 6,0 m.

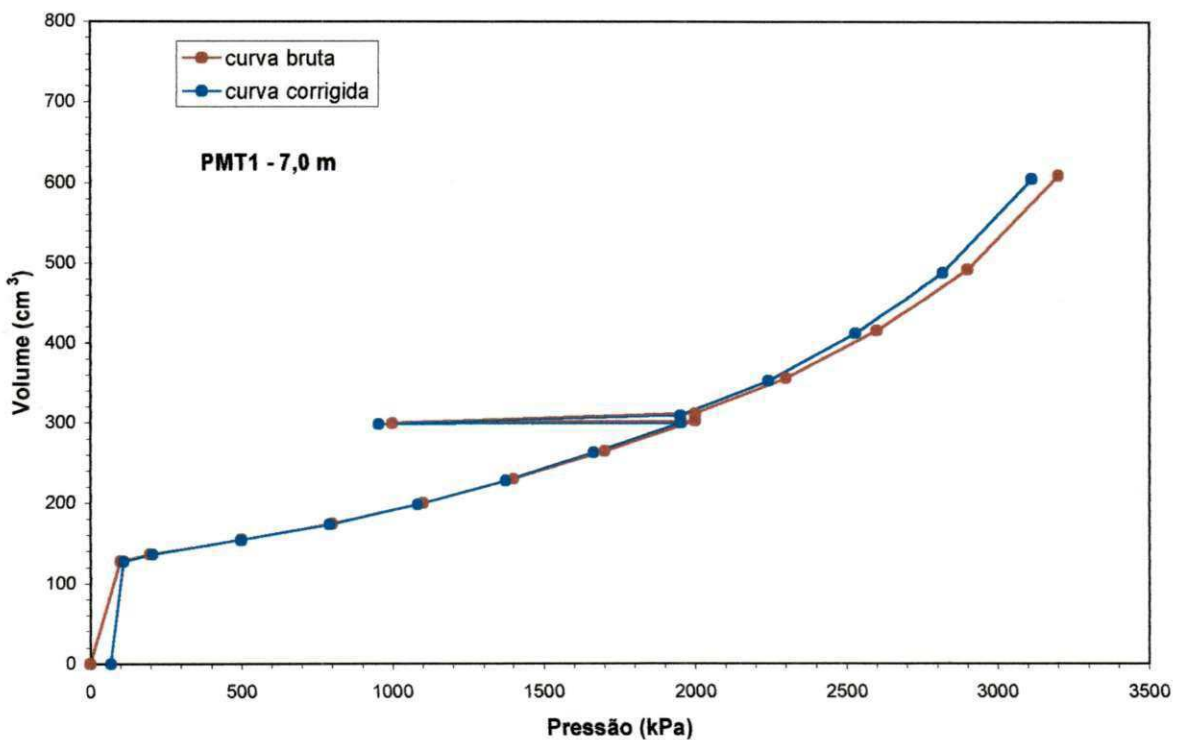


Figura 4.10 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT1, na Taíba - profundidade igual a 7,0 m.

4.4 - Curvas Pressiométricas Obtidas do Furo PMT2

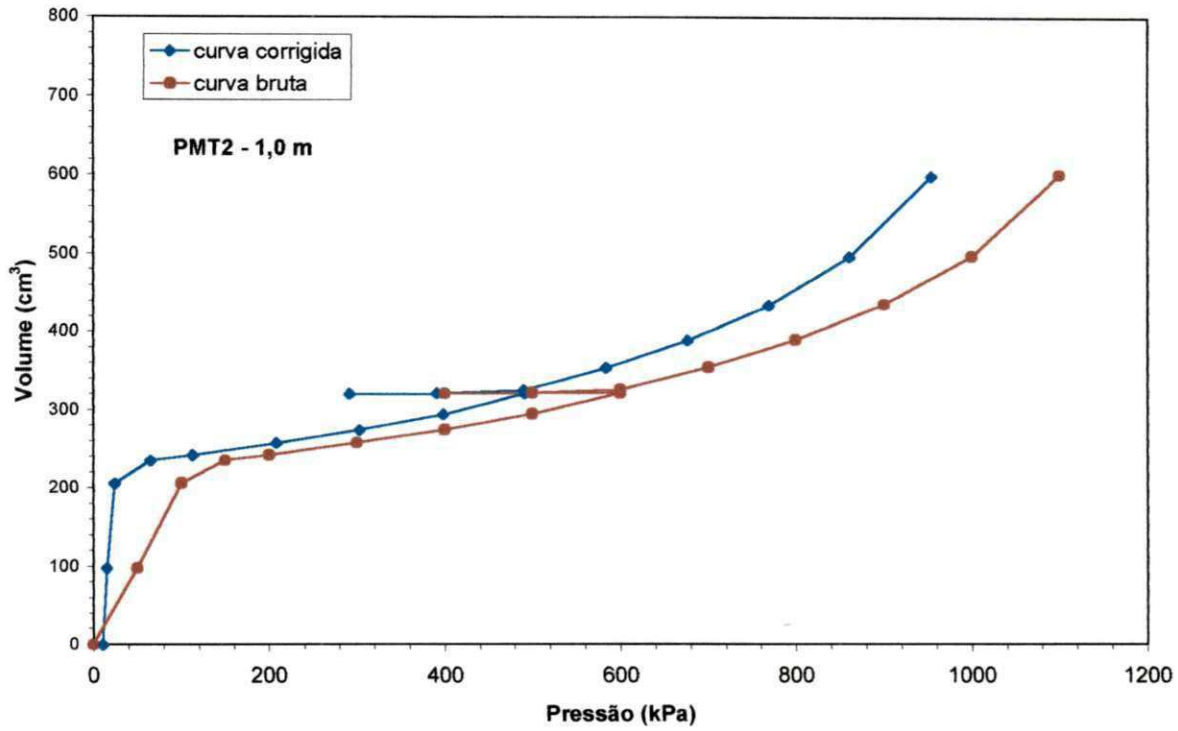


Figura 4.11 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 1,0 m.

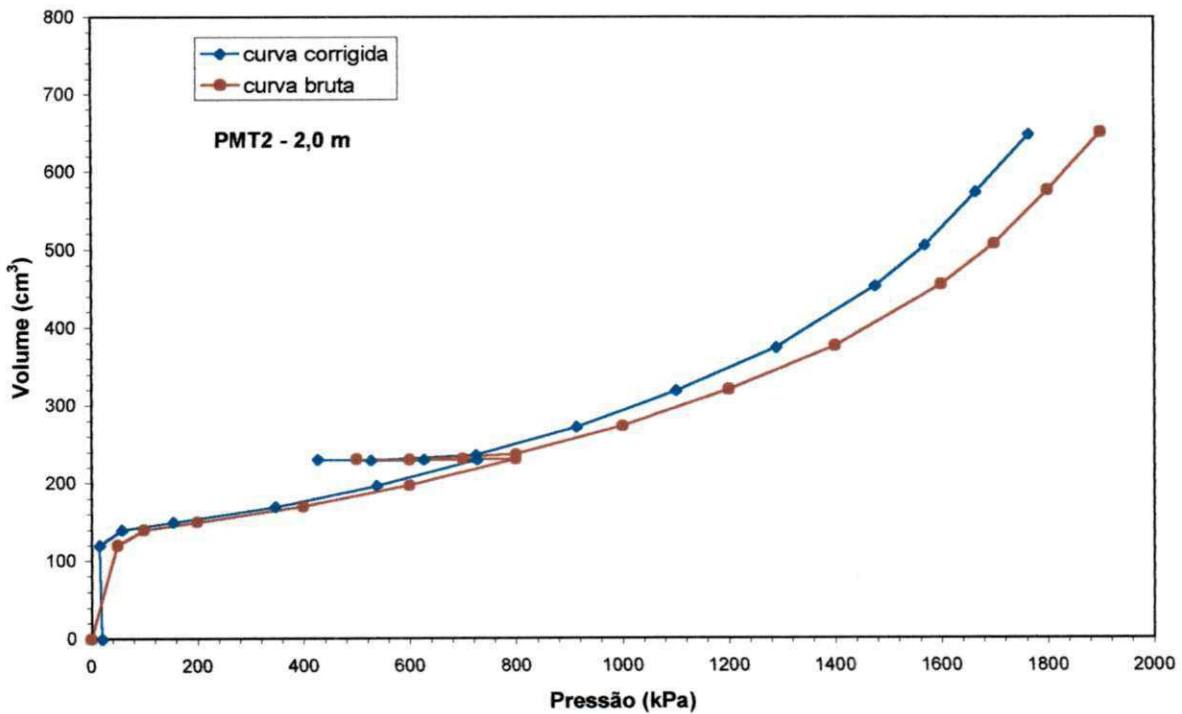


Figura 4.12 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 2,0 m.

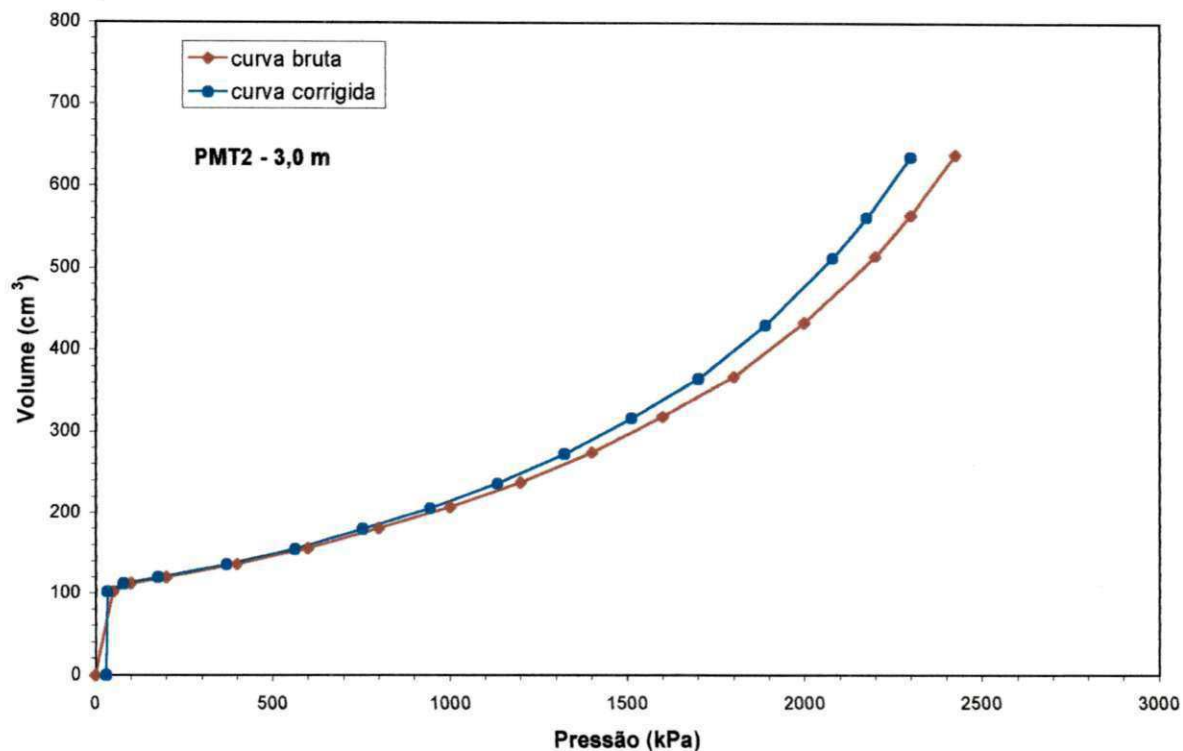


Figura 4.13 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 3,0 m.

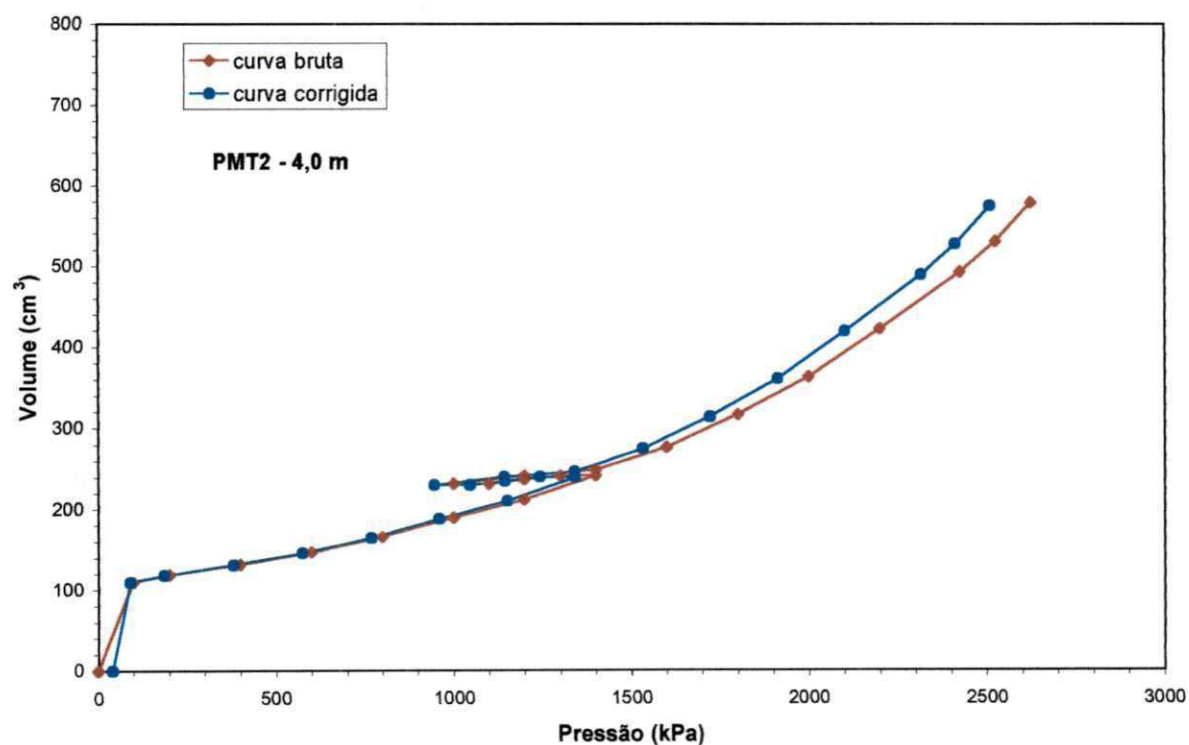


Figura 4.14 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 4,0 m.

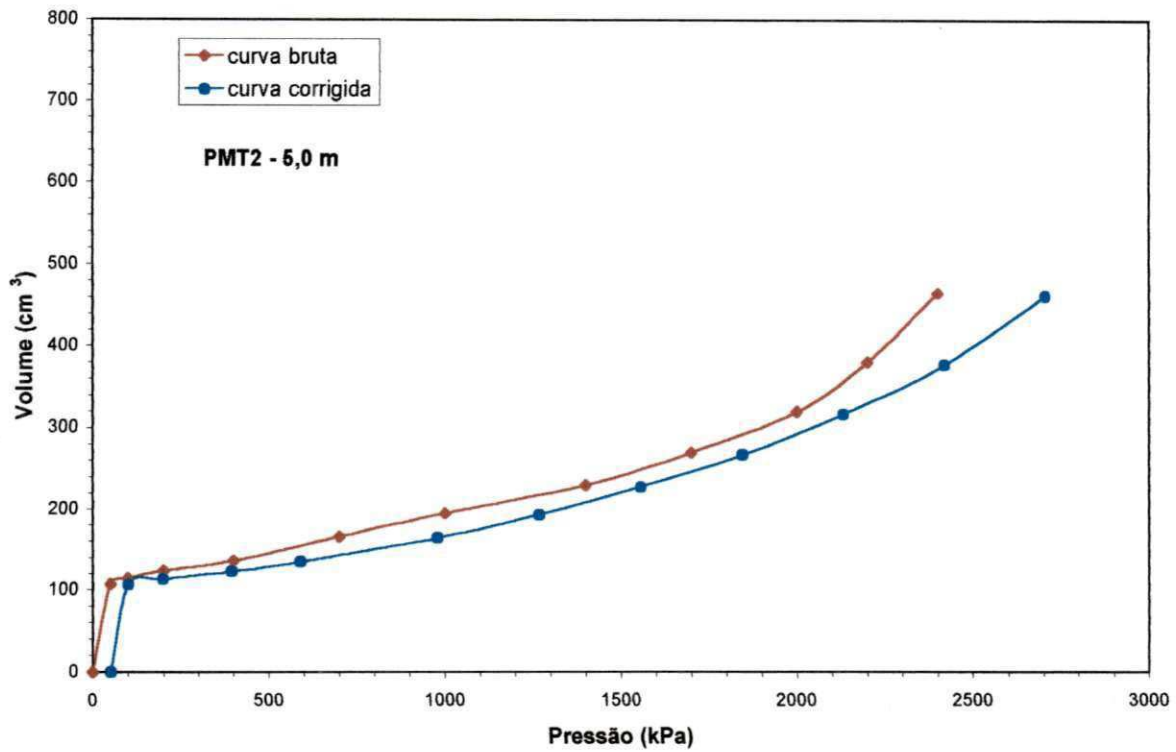


Figura 4.15 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 5,0 m.

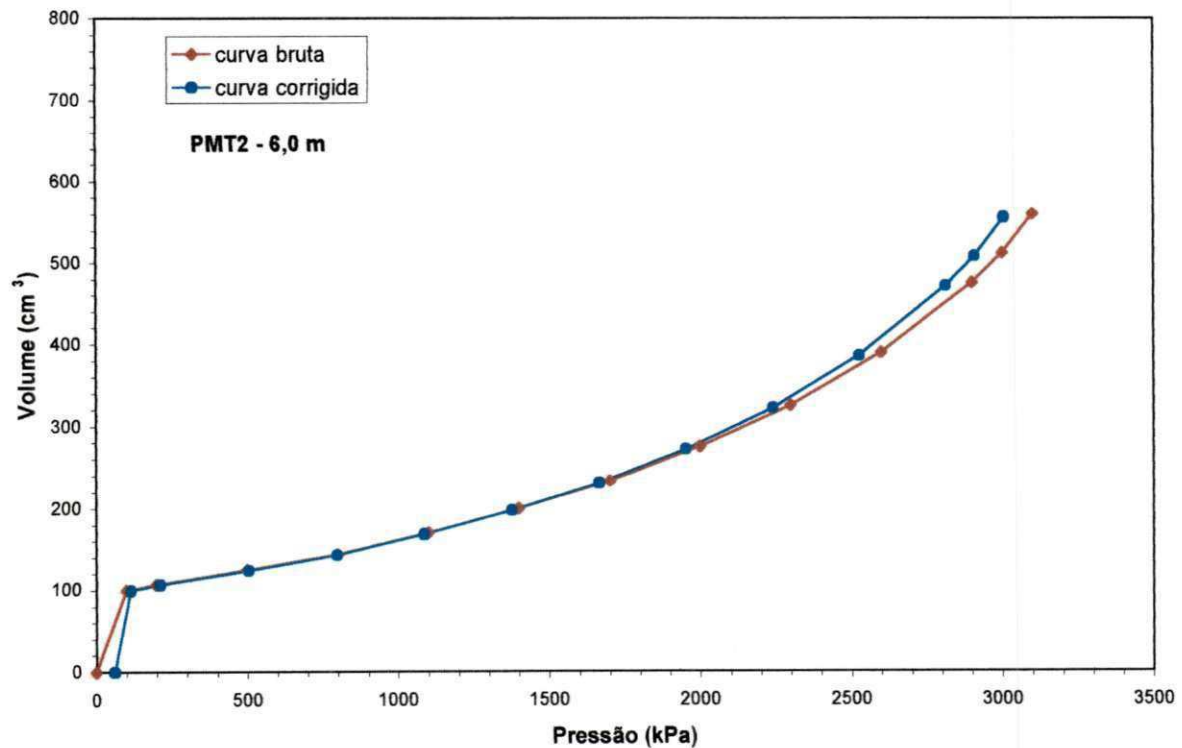


Figura 4.16 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 6,0 m.

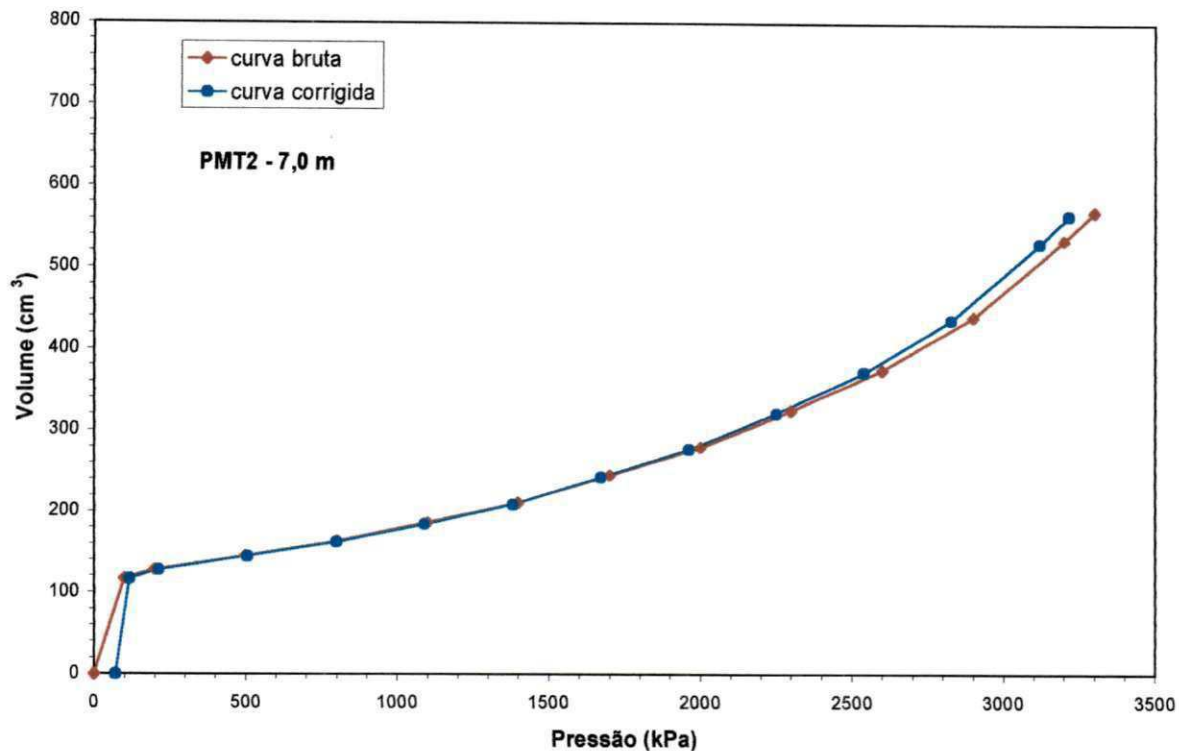


Figura 4.17 - Curvas pressiométricas bruta e corrigida geradas a partir do PMT2, na Taíba - profundidade igual a 7,0 m.

Durante a realização da campanha, especificamente no ensaio executado na profundidade igual a 6 (seis) metros, do Furo PMT1, a sonda desembainhou provocando o rompimento da célula central, razão pela qual esta precisou ser substituída. Por esse motivo o ensaio efetuado na referida profundidade não chegou ao seu final, comprometendo a determinação da pressão limite (ver Figura 4.9). Com a substituição da membrana da célula central, a sonda foi novamente calibrada para verificação da sua rigidez, permitindo que a campanha fosse retomada.

Conforme se observa nas Figuras 4.5, 4.7, 4.10, 4.11, 4.12 e 4.14, também foram realizados ensaios com ciclos de descarga-recarga durante a presente campanha. Pretendia-se efetuar um ensaio cíclico a cada dois ensaios normais, no entanto, os imprevistos com os quais a equipe se deparou, aliados às limitações no tempo de permanência na Taíba, impossibilitaram que tal objetivo fosse alcançado, ficando os ciclos ordenados aleatoriamente.

Na Figura 4.12 mostra-se uma curva típica de ensaios efetuados com ciclos de descarga-recarga, sendo o descarregamento realizado no trecho pseudo-elástico da curva, o que enfatiza que o ciclo foi executado de forma adequada. Na referida curva, foi desprezado o segundo laço por este apresentar-se mal posicionado. Segundo CAVALCANTE (1997), a verificação do mau posicionamento pode ser feita através da forma do laço, o qual pode apresentar-se aberto quando efetuado fora do trecho pseudo-elástico, caracterizando grandes deformações por fluência, o que é muito comum na fase plástica.

4.5 - Parâmetros Pressiométricos

4.5.1 - Módulo Pressiométrico Inicial (E_0)

O módulo pressiométrico foi estimado a partir do trecho linear da curva corrigida versus a profundidade, de acordo com a Equação 2.7, adotando-se para o coeficiente de Poisson o valor igual a 0,33. Os valores obtidos para este parâmetro, bem como suas médias, estão contidos na Tabela 4.2. Os valores de E_0 variam aproximadamente de 5,7 a 26,1 MPa no Furo PMT1 e de 8,2 a 25,0 MPa no Furo PMT2 e, seus valores médios se apresentam muito próximos, o que confirma, o comportamento "homogêneo" percebido no perfil de areia do local. Entretanto, vale ressaltar que mesmo para um depósito arenoso com as características do aqui representado (teoricamente homogêneo), nenhum solo é de fato homogêneo, exceto entre limites pré-fixados, uma vez que o estado de tensões não é o mesmo para pontos distintos em profundidades iguais; como também não são as mesmas as condições de granulometria, umidade e compactação em cada ponto. A Figura 4.18 mostra o perfil obtido para o módulo elástico pressiométrico do solo, onde pode ser observada, em geral, uma tendência de crescimento progressivo com a profundidade.

Vale destacar da Figura 4.18 a mesma tendência de variação dos valores de E_0 com a profundidade nos dois furos. Esse comportamento é importante na análise da qualidade dos dados, pois como se sabe, o módulo de elasticidade

pressiométrico é muito sensível aos efeitos da perfuração. No presente caso, há indicações de que os furos foram executados adequadamente. As maiores diferenças nos valores de E_0 entre os dois furos foram percebidas nas profundidades de 1 a 2 m, pois este é um trecho onde a areia se encontra num estado menos compacto, o que facilita a erosão das paredes durante as operações de perfuração a trado, causando alguma perturbação no estado de tensão do solo.

Tabela 4.2 - Valores do módulo pressiométrico (E_0) calculados segundo as sugestões de MÉNARD (1975) e da NFP94 - 110 (1991).

MÓDULO PRESSIOMÉTRICO INICIAL - E_0 (MPa)		
Profundidade (m)	PMT1	PMT2
1,0	5,70	11,80
2,0	16,00	8,20
3,0	18,15	14,90
4,0	19,90	18,10
5,0	26,10	25,00
6,0	19,00	23,30
7,0	23,70	24,30
MÉDIAS	18,36	17,94

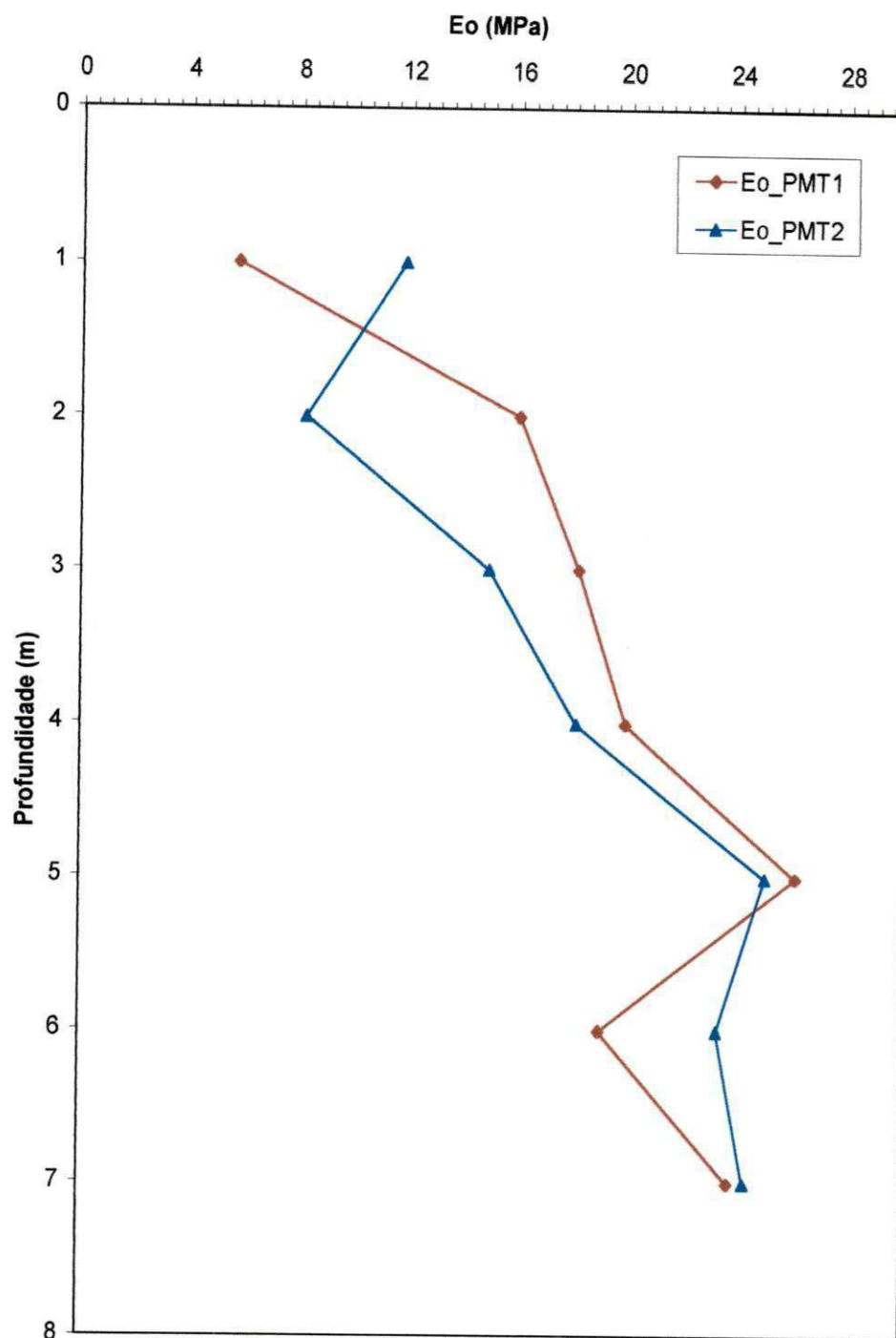


Figura 4.18 - Perfil do módulo pressiométrico inicial obtido a partir do pressiômetro.

4.5.2 - Módulo de Cisalhamento Pressiométrico (G)

O módulo de cisalhamento pressiométrico ou módulo de elasticidade transversal do solo foi determinado a partir da Equação 2.4. A Tabela 4.3 mostra os valores obtidos para esse módulo e suas respectivas médias, ao passo em que a Figura 4.19 apresenta seu respectivo perfil.

Observa-se que os resultados variam de aproximadamente 2,1 a 9,8 MPa para o PMT1 e 3,1 a 9,1 MPa para o PMT2. A partir da Figura 4.19, percebe-se que o comportamento do perfil do G, não difere substancialmente do comportamento do módulo E_0 . Assim, exceto para o segundo metro do PMT2 e para o sexto metro dos dois ensaios, a tendência de crescimento com a profundidade também é verificada.

Tabela 4.3 - Valores do módulo de cisalhamento pressiométrico.

MÓDULO DE CISALHAMENTO PRESSIOMÉTRICO - G (MPa)		
Profundidade (m)	PMT1	PMT2
1,0	2,10	4,40
2,0	6,00	3,10
3,0	6,80	5,60
4,0	7,50	6,80
5,0	9,80	9,40
6,0	7,10	8,75
7,0	8,90	9,10
MÉDIAS	6,90	6,73

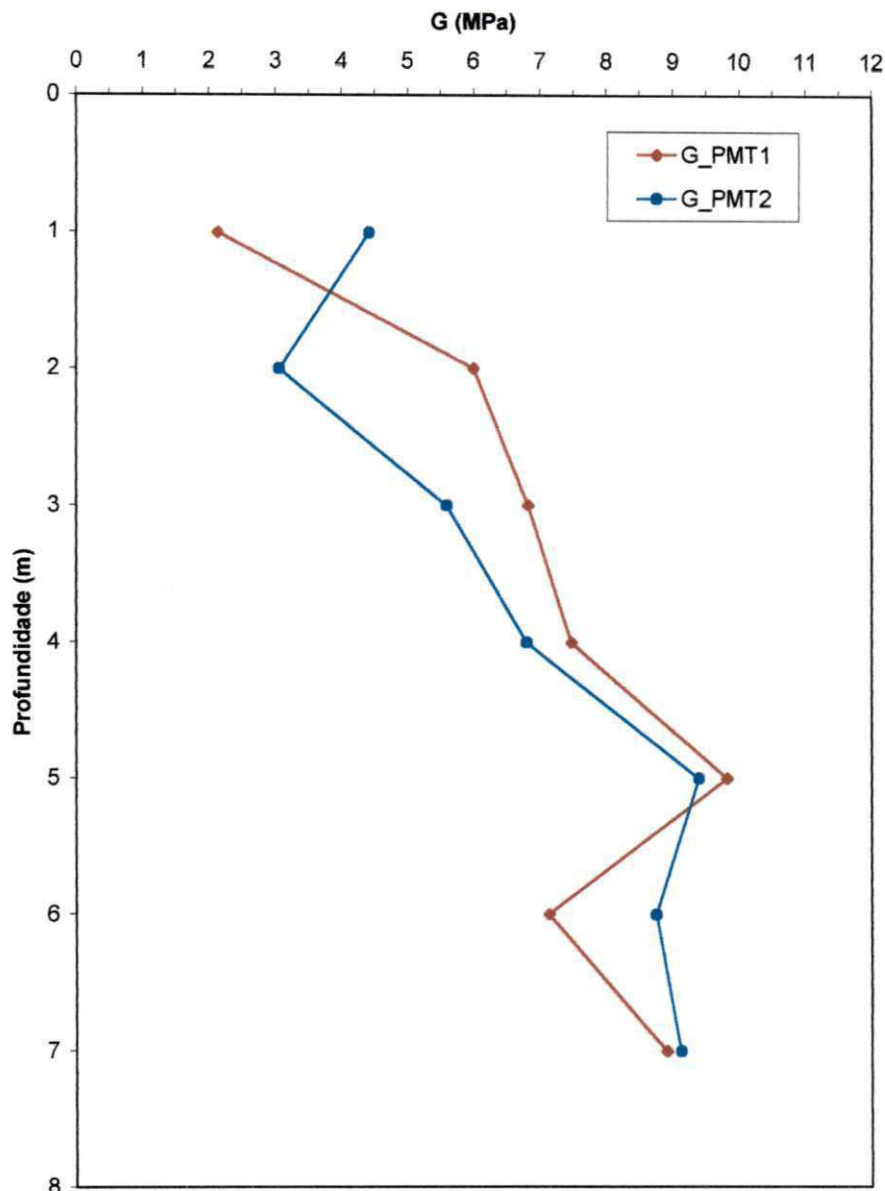


Figura 4.19 - Perfil do módulo de cisalhamento pressiométrico obtido a partir do pressiômetro.

4.5.3 - Módulo Pressiométrico Cíclico (E_r)

Com o objetivo de eliminar ou pelo menos reduzir, os efeitos causados pelo amolgamento inevitável provocado pelo instrumento de perfuração, na ocasião da realização dos ensaios pressiométricos, foi feita a determinação do módulo no laço de carregamento/recarregamento (E_r). Assim, a partir da Equação 2.9 seus valores foram definidos. A Tabela 4.4 apresenta os valores obtidos para o referido módulo nas profundidades em que foi ensaiado. A Figura 4.20 mostra o comportamento do perfil gerado. Dela é possível deduzir que a representatividade dos dados obtidos é

insuficiente para inferir resultados quanto ao comportamento do depósito em estudo. Contudo, o perfil indica um crescimento do módulo cíclico com a profundidade, de forma análoga ao E_0 , e seus valores estão compreendidos entre 121,5 e 151,3 MPa para os ensaios do PMT1 e entre 74,1 e 94,4 MPa para os do PMT2.

Segundo HUGHES (1982)², dificuldades encontradas na avaliação do instante exato e na posição correta de realizar o ciclo de descarregamento/recarregamento durante os ensaios podem justificar alguns resultados discrepantes de curvas com laços mal formados, a exemplo da curva pressiométrica mostrada na Figura 4.9, que teve seu segundo laço desprezado, por não apresentar condições satisfatórias para análises, no que se refere ao comportamento elástico.

Comparando os valores do módulo E_r com os valores do módulo E_0 , percebe-se que os valores do módulo cíclico são de 6 a 9 vezes maiores que o do módulo pressiométrico inicial, estando estes resultados coerentes com os limites sugeridos por BRIAUD (1992), para o qual E_r deve atingir valores superiores a 5 vezes o módulo E_0 . Todavia, a autora desta dissertação volta a enfatizar que os dados de E_r são limitados em relação aos de E_0 .

Comparando-se os valores de E_r apresentados na Tabela 4.4 com as sugestões de TEIXEIRA e GODOY (1998), verifica-se que os valores de E_r obtidos do Furo PMT2 se enquadram perfeitamente na faixa de valores do módulo de deformabilidade para areias compactas a muito compactas, sugerida no referido trabalho (70 a 90 MPa). Já os valores de E_r do Furo PMT1 se apresentam ligeiramente acima das sugestões encontradas em TEIXEIRA e GODOY (1998).

² Citado por CAVALCANTE (1997).

Tabela 4.4 - Valores do módulo pressiométrico cíclico (E_r) obtidos na campanha de ensaios nas dunas da Taíba.

MÓDULO PRESSIOMÉTRICO CÍCLICO - E_r (MPa)		
Profundidade (m)	PMT1	PMT2
1,0		74,10
2,0	121,50	80,90
3,0		
4,0	138,70	94,40
5,0		
6,0		
7,0	151,30	

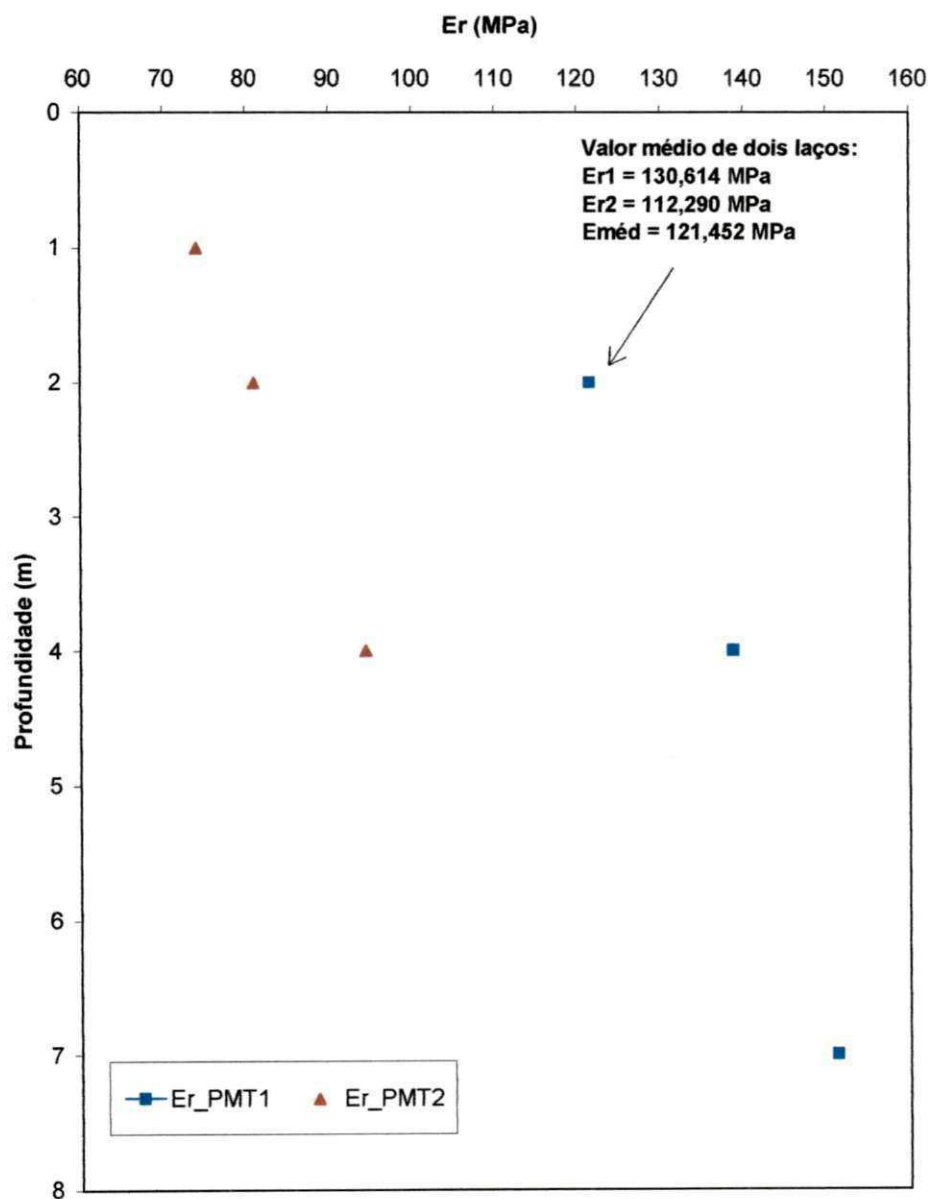


Figura 4.20 - Perfil do módulo pressiométrico cíclico obtido a partir do pressiômetro.

4.5.4 - Pressão Limite (P_L)

A pressão limite total (P_L) foi estimada, na maioria dos ensaios aqui analisados, diretamente da curva pressiométrica corrigida e, nos casos em que essa determinação não foi possível, optou-se pelo método proposto pela norma americana (ASTM - D4719, 1987). Os valores obtidos em cada profundidade para esse parâmetro estão dispostos na Tabela 4.5, bem como seus valores médios. Observa-se que os valores de P_L variaram de 0,7 a 3,4 MPa para o PMT1 e de 1,2 a 3,7 MPa para o PMT2, conferindo uma tendência de crescimento progressivo ao perfil, embora tenha ocorrido uma descontinuidade³ no sexto metro do primeiro ensaio, conforme exposto na Figura 4.21. Essa descontinuidade se deu por conta do desembainhamento da sonda, fato esse já relatado.

O critério de identificação do tipo de solo, mediante a avaliação da relação pressão limite e módulo E_0 , proposto por MÉNARD (1975), indicou tratar-se de areias sedimentares para os dois furos ensaiados, o que é bastante coerente com a avaliação tátil-visual realizada *in loco*. Na identificação do tipo de solo a partir da sugestão de BRIAUD (1992), que leva em conta os resultados da pressão limite efetiva e módulo E_0 , verifica-se uma predominância de areias compactas a muito compactas, havendo a ocorrência de areias compactas apenas na faixa correspondente ao primeiro metro de ensaio, em cada furo.

Tabela 4.5 - Valores da pressão limite (P_L) .

PRESSÃO LIMITE - P_L (MPa)		
Profundidade (m)	PMT1	PMT2
1,0	0,74	1,20
2,0	1,85	1,85
3,0	2,50	2,35
4,0	2,65	2,70
5,0	2,90	3,10
6,0		3,20
7,0	3,40	3,70
MÉDIAS	2,34	2,60

³ Em virtude do rompimento da sonda, a pressão limite na profundidade igual a seis metros não pôde ser avaliada, o que gerou a referida descontinuidade no perfil que representa o parâmetro.

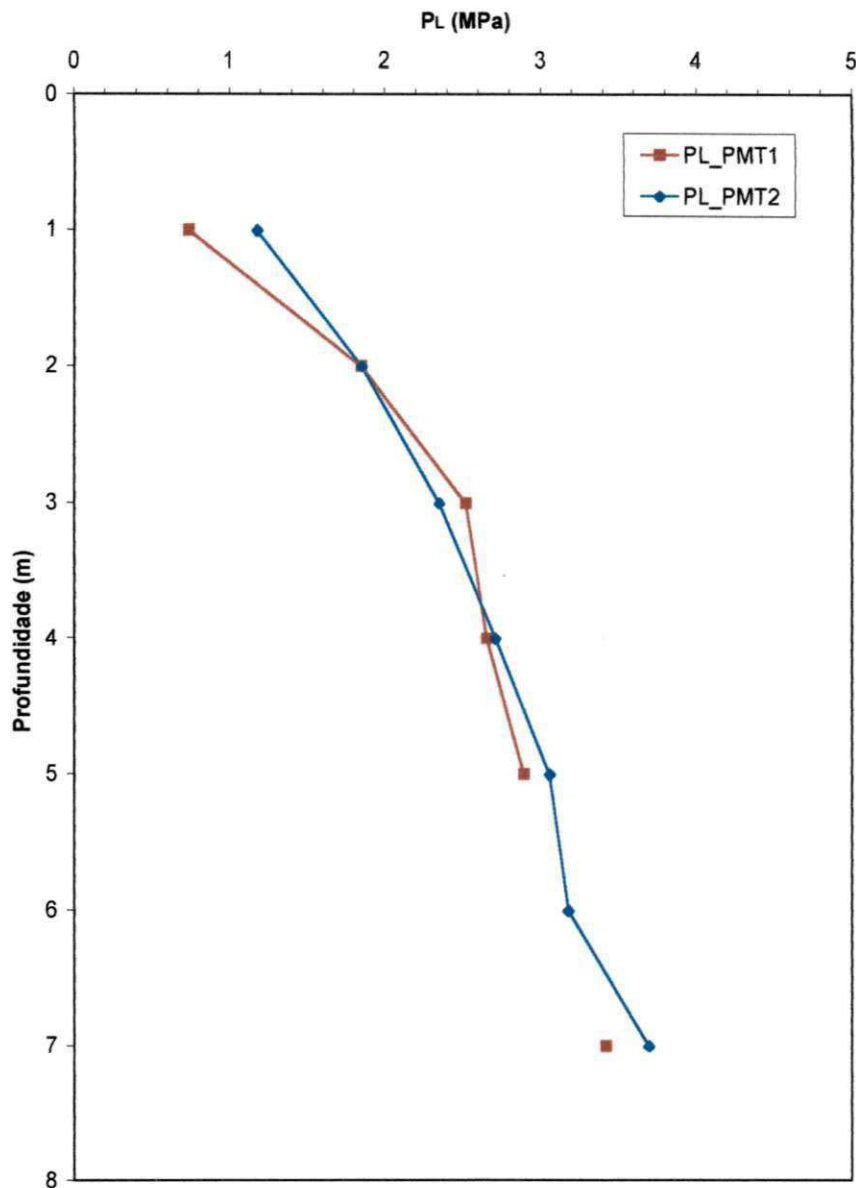


Figura 4.21 - Perfil da pressão limite obtido a partir do pressiômetro.

4.5.5 - Avaliação da Tensão Horizontal no Repouso (σ_{h0})

Embora se saiba das dificuldades encontradas em qualquer avaliação de σ_{h0} , nesta pesquisa foi feita uma tentativa de avaliação da tensão horizontal do solo a partir do pressiômetro, no trecho de recompressão das curvas pressiométricas corrigidas, usando-se o método gráfico sugerido por BRANDT (1978). Nessa proposta, o pressuposto valor de σ_{h0} seria teoricamente a tensão horizontal medida no momento em que a sonda toca as paredes do furo. Os valores obtidos para este parâmetro estão expostos na Tabela 4.6.

Conforme se observa na Figura 4.22, os valores da tensão horizontal *in situ* estimados, variam de 50 a 120 kPa para o PMT1, e de 48 a 150 kPa, para o PMT2. Percebe-se uma tendência de aumento linear com a profundidade, embora no quarto e no sétimo metro do PMT1 e do PMT2, respectivamente, essa tendência não esteja tão evidente. AMAR & JEZEQUEL (1972) e CLARKE (1993) relatam bons resultados obtidos, quando correlacionam a tensão horizontal com a profundidade.

As inevitáveis perturbações, causadas ao anel de solo que circunda as paredes da sonda, na ocasião de sua inserção na cavidade, sugerem um questionamento quanto à representatividade da tensão horizontal estimada do pressiômetro de pré-furo, uma vez que não se sabe ao certo se realmente ela corresponde ao valor da tensão horizontal geostática do solo em repouso.

Acredita-se ainda, que a subjetividade dos métodos gráficos aplicados para a determinação deste parâmetro de estado, pode induzir variações nos valores, o que compromete a acurácia do método. Assim, pode-se imaginar que uma avaliação do valor dessa tensão, através de outros ensaios de laboratório ou campo, permitiriam comparações⁴, que favoreceriam conclusões acerca do real valor, mesmo se sabendo das dificuldades dessa tarefa.

Tabela 4.6 - Valores estimados para a tensão horizontal do solo a partir do pressiômetro MÉNARD.

TENSÃO HORIZONTAL NO REPOUSO - σ_{h0} (kPa)		
Profundidade (m)	PMT1	PMT2
1,0	50,00	48,00
2,0	50,00	80,00
3,0	75,00	80,00
4,0	60,00	100,00
5,0	95,00	100,00
6,0		150,00
7,0	120,00	145,00
MÉDIAS	75,00	100,43

⁴ Até mesmo porque não se dispõe de banco de dados para o solo em estudo.

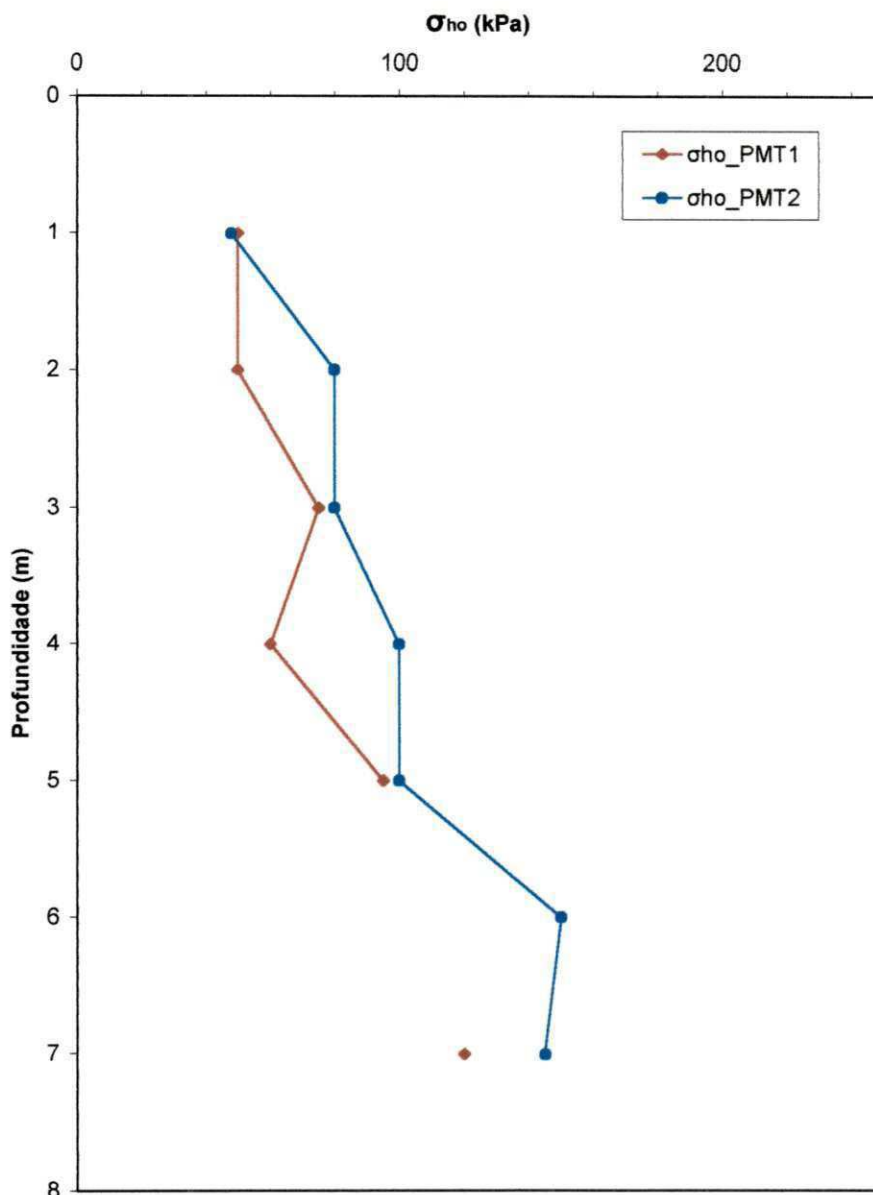


Figura 4.22 - Perfil da tensão horizontal do solo obtido a partir do pressiômetro MÉNARD.

4.6 - Resumo dos Valores Obtidos Para os Parâmetros Pressiométricos

A Tabela 4.7 apresenta um resumo geral de todos os valores obtidos para o módulo elástico pressiométrico, o módulo cisalhante, o módulo cíclico, a pressão limite, a pressão limite efetiva e a tensão horizontal do solo em repouso, a partir dos ensaios pressiométricos realizados nas dunas da Taíba - CE com o pressiômetro MÉNARD.

Cabe destacar a importância desta base de dados pressiométricos, ainda que de tamanho limitado, mas com caráter inédito, tanto no que se refere ao Brasil, quanto à literatura técnica internacional. Não há relatos de ensaios pressiométricos especificamente realizados em dunas de formação semelhante, o que dificulta um pouco análises comparativas.

Tabela 4.7 - Valores obtidos para os parâmetros pressiométricos.

RESUMO GERAL						
Profundidade (m)	PMT1					
	E_0 (MPa)	G (MPa)	E_r (MPa)	P_L (MPa)	P_L^* (MPa)	σ_{ho} (kPa)
1,0	5,70	2,10		0,74	0,70	50,00
2,0	16,00	6,00	121,50	1,85	1,80	50,00
3,0	18,15	6,80		2,50	2,40	75,00
4,0	19,90	7,50	138,70	2,65	2,60	60,00
5,0	26,10	9,80		2,90	2,80	95,00
6,0	19,00	7,10				
7,0	23,70	8,90	151,30	3,40	3,30	120,00
MÉDIAS	18,36	6,90		2,34	2,30	75,00
Profundidade (m)	PMT2					
	E_0 (MPa)	G (MPa)	E_r (MPa)	P_L (MPa)	P_L^* (MPa)	σ_{ho} (kPa)
1,0	11,80	4,40	74,10	1,20	1,10	48,00
2,0	8,20	3,10	80,90	1,85	1,80	80,00
3,0	14,90	5,60		2,35	2,30	80,00
4,0	18,10	6,80	94,40	2,70	2,60	100,00
5,0	25,00	9,40		3,10	3,00	100,00
6,0	23,30	8,75		3,20	3,00	150,00
7,0	24,30	9,10		3,70	3,60	145,00
MÉDIAS	17,94	6,73		2,60	2,50	100,43

4.7 - Avaliação da Capacidade de Carga

4.7.1 - Estimativa da Tensão Aplicada Pela Fundação do Aerogerador

Conforme mencionado no capítulo anterior, a carga total da estrutura, composta pelo conjunto denominado de aerogerador e fundação, aplicada no solo é igual à aproximadamente 3630 kN. A fundação possui base quadrada de lado igual a 9,0 m. Portanto, a tensão aplicada ao solo, em se tratando de carga permanente, é igual a 44,80 kPa, que é um valor relativamente pequeno quando se observa o perfil do terreno onde a fundação se apóia. Contudo, vale ressaltar que a parcela de carga referente à ação do vento (carga dinâmica), cuja importância é inquestionável, não foi incorporada neste estudo, pelo fato de seu valor estar em fase de análise e interpretação, inclusive com simulações em túnel de vento, mas sem resultados ainda disponíveis. Esta parte do estudo está sendo conduzida pelo doutorando da COPPE, Eng^o Alfran Sampaio, que deu uma importante colaboração durante a realização dos ensaios para esta dissertação, permitindo o uso de dados mutuamente.

Acredita-se, portanto, que a enorme fundação existente, tenha relação direta com a parcela da carga dinâmica, uma vez que, se considerada apenas a parte referente às cargas permanentes, a estrutura analisada necessitaria de dimensões bem menores.

4.7.2 - Estimativa da Tensão Admissível com Base no SPT

Segundo TEIXEIRA e GODOY (1996) a tensão admissível será sempre fixada levando-se em consideração dois critérios que norteiam um projeto de fundações, o de segurança à ruptura e o de recalques admissíveis. O primeiro critério visa proteger a fundação de uma ruptura catastrófica, sendo normalmente satisfeito mediante a aplicação de um coeficiente de segurança adequado à tensão que causa a ruptura do solo; o segundo implicará a adoção de uma tensão tal, que conduza a fundação a recalques que a superestrutura possa suportar.

De acordo com a NBR 6122 (1994) - Projeto e Execução de Fundações, a tensão admissível pode ser estimada segundo métodos teóricos, semi-empíricos⁵, empíricos e provas de carga sobre placa. Nesse trabalho a estimativa dos valores obtidos para a tensão admissível (σ_{adm}) do sistema solo-fundação, foi concebida a partir de quatro métodos semi-empíricos, a saber: TERZAGHI & PECK (1948,1967), MEYERHOF (1965), PARRY (1978) e um método usualmente empregado no meio técnico brasileiro, aqui denominado por TRADICIONAL, conforme mostra a Tabela 4.8.

A seguir é feita a descrição de cada parâmetro utilizado nas correlações empregadas em todos os métodos usados:

- TERZAGHI & PECK (1948,1967):

$$\sigma_{adm} = 4,4 \cdot \left(\frac{N-3}{10} \right) \cdot \left(\frac{B+1'}{2B} \right) \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \quad (4.1)$$

onde:

- B - é a menor dimensão da sapata (em pés). A Equação 4.1 é aplicada para $B \geq 4$ pés;
- N - é a resistência à penetração do SPT;

- MEYERHOF (1965):

$$\sigma_{adm} = \frac{N \cdot r_{adm}}{12} \cdot \left(\frac{B+1'}{B} \right)^2 \left[\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right] \quad (4.2)$$

onde:

- B - é a menor dimensão da sapata (em pés). A Equação 4.2 é aplicada para $B > 4'$;
- r_{adm} - recalque admissível (em polegadas);

⁵ Segundo a NBR 6122 (1994) são aqueles em que as propriedades dos solos seriam estimadas com base em correlações, para em seguida serem aplicadas fórmulas teóricas, adaptadas da Mecânica dos Solos.

- PARRY (1978):

$$\sigma_{adm} = 30 \cdot N_{55} \quad (4.3)$$

onde:

N_{55} - é a resistência à penetração do SPT com eficiência de 55%. A Equação 4.3 é aplicada a solos arenosos com profundidade de embutimento $D \leq B$.

- TRADICIONAL:

$$\sigma_{adm} = \frac{N}{50} \text{ [MPa]} \quad (4.4)$$

onde:

N - é a resistência à penetração do SPT. A Equação 4.4 é empregada para solos arenosos e argilosos.

Para a determinação da tensão admissível do solo com base no SPT, foram utilizados valores médios dos N_{SPT} , obtidos em ensaios realizados próximos ao PMT1 e PMT2, conforme mostrado na Figura 3.3. A média estimada foi obtida até a profundidade de 7 (sete) metros, para que as comparações em termos de tensões admissíveis entre o SPT e o PMT pudessem ser consideradas coerentes. Os resultados dos ensaios realizados com o SPT foram apresentados na Figura 3.5.

Os valores médios dos N_{SPT} foram corrigidos, quando necessário, de modo a se obter seus valores correspondentes à eficiência brasileira pela correlação proposta por SCHMERTMANN & PALACIOS (1979), sendo consideradas as eficiências do Brasil e Estados Unidos, aquelas sugeridas por CAVALCANTE (2002).

Tabela 4.8 - Valores obtidos para a σ_{adm} com base no SPT.

TENSÃO ADMISSÍVEL - σ_{adm} (kPa)			
MÉTODO	CORRELAÇÃO	SPT_02	SPT_03
TERZAGHI & PECK (1948,1967)	$\sigma_{adm} = 4,4 \cdot \left(\frac{N-3}{10}\right) \left(\frac{B+1}{2B}\right)$	1.212	1.010
MEYERHOF (1965)	$\sigma_{adm} = \frac{N \cdot r_{adm}}{12} \cdot \left(\frac{B+1}{B}\right)^2$	498	419
PARRY (1978)	$\sigma_{adm} = 30 \cdot N_{55}$	1.410	1.170
TRADICIONAL	$\sigma_{adm} = \frac{N}{50}$	860	720

Conforme se observa na Tabela 4.8, os valores obtidos para a σ_{adm} variaram muito de uma correlação para outra. O menor resultado estimado foi de 419 kPa para a correlação de MEYERHOF (1965) e o maior foi conferido a PARRY (1978) com o valor de 1.410 kPa.

4.7.3 - Estimativa da Tensão Admissível com Base no PMT

Foi mostrado no Item 2.7.1, que a tensão de ruptura de uma sapata e a pressão limite, estimada a partir do ensaio pressiométrico, são correlacionadas pela Equação 2.12. Assim, para o cálculo estimativo da tensão admissível, adotou-se um coeficiente de segurança igual a 3, obtendo-se 602 kPa. para σ_{adm} do PMT1 e 688 kPa para o PMT2. Esses valores são inferiores aos encontrados a partir do SPT, principalmente aqueles valores estimados a partir da aplicação das correlações americanas. O valor previsto com o SPT que mais se aproximou do valor da σ_{adm} prevista com base no PMT foi de 720 kN/m², referente ao furo de sondagem SPT_03.

As conclusões apresentadas neste trabalho poderão ser confirmadas com maior confiabilidade à medida que for conhecido o valor da parcela de carga transmitida à fundação existente por ação do vento, o que só será possível quando forem disponíveis os dados obtidos das simulações feitas em túnel de vento.

Considera-se fundamental a execução de provas de carga sobre placas no local onde foram feitos os ensaios pressiométricos para se ter uma confirmação mais segura dos valores de capacidade de carga previstos nesta pesquisa.

Outro aspecto importante a ser novamente destacado na presente análise é o carácter sigiloso presente no projeto da fundação existente sob o aerogerador, o que, obviamente, dificultou sobremaneira análises comparativas mais acuradas em termos de capacidade de carga.

4.8 - Avaliação do Recalque

4.8.1 - Estimativa de Recalque com Base no SPT

Para a determinação dos recalques com base no SPT, foram utilizados valores médios corrigidos dos N_{SPT} , obtidos em ensaios realizados próximos ao PMT1 e PMT2. Foram utilizadas também, equações de métodos teóricos, baseadas na Teoria da Elasticidade e no método de cálculo de recalque por camadas. A Tabela 4.9 apresenta os valores obtidos para as correlações de SCHMERTMANN (1970), SCHULTZE & SHERIF (1973), BURLAND & BURBIDGE (1985) e DÉCOURT (1992).

A seguir é feita a descrição de cada parâmetro utilizado nas correlações empregadas em todos os métodos usados:

- SCHMERTMANN (1970):

$$w = q \cdot \int_0^{2B} \frac{l_z \cdot d_z}{E} = q \sum_{i=1}^n \frac{l_{zi} \cdot \Delta z}{E_i} \quad [m] \quad (4.5)$$

onde:

q - é a tensão aplicada;

E - é o módulo de deformabilidade. Na Equação 4.4 foram utilizados os módulos sugeridos na Tabela 7.3 do livro Fundações: Teoria e Prática;

l_z - é o índice de deformação específica.

- SCHULTZE & SHERIF (1973):

$$S = \frac{q \cdot F}{N^{0,87} (1 + 0,4 \cdot c/B)} \quad [\text{cm}] \quad (4.6)$$

onde:

q - é a tensão aplicada (em kgf/cm²);

F - é o coeficiente de recalque (em cm³/kgf). É função da dimensão da fundação e da relação dos lados da mesma (L/B);

N - é a média do número de golpes no SPT;

c - é a profundidade de apoio da fundação;

B - é a espessura da camada deformável.

O método de SCHULTZE & SHERIF (1973) foi baseado em análises estatísticas dos recalques medidos em areias, tendo como base a Teoria da Elasticidade e os índices de resistência à penetração N_{SPT} .

- BURLAND & BURBIDGE (1985):

$$w = q \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,17}{N_{\text{SPT}}^{1,4}} \cdot f_s \cdot f_i \quad [\text{mm}] \quad (4.7)$$

onde:

q - é a tensão aplicada (em kN/m²);

B - é a menor dimensão da fundação (em m);

N - é a média do número de golpes no SPT na profundidade de influência Z_1 ;

f_s - é o fator de forma dado por: $f_s = \left(\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right)$

f_i - é o fator de espessura compressível (H) dado por: $f_i = \frac{H}{Z_1} \left(2 - \frac{H}{Z_1} \right)$.

O método de DÉCOURT (1992) é sugerido para o cálculo do recalque de placa em função do SPT e é específico para solos arenosos.

Tabela 4.9 - Valores obtidos para o recalque com base no SPT.

RECALQUE (mm)			
MÉTODO	CORRELAÇÃO	SPT_02	SPT_03
SCHMERTMANN (1970)	$w = q \cdot \int_0^{2B} \frac{l_z \cdot dz}{E} = q \sum_{i=1}^n \frac{l_{zi} \cdot \Delta z}{E_i}$	1,4	1,4
SCHULTZE & SHERIF (1973)	$S = \frac{qF}{N^{0,87} (1 + 0,4 \cdot c/B)}$	1,5	1,8
BURLAND & BURBIDGE (1985)	$w = q \cdot B^{0,7} \cdot \frac{1,17}{N_{SPT}^{1,4}} \cdot f_s \cdot f_i$	1,3	1,6
DÉCOURT (1992)	$s = 27 \cdot \frac{q \cdot B^{0,7}}{N}$	1,3	1,6

Conforme se observa na Tabela 4.9, os valores obtidos para o recalque atingiram valor máximo de 1,8 mm através da correlação de SCHULTZE & SHERIF (1973) e valor mínimo de 1,3 mm para as correlações de BURLAND & BURBIDGE (1985) e DÉCOURT (1992). Verifica-se que os valores obtidos para os quatro métodos empregados, previram recalques aproximadamente iguais. Cabendo destacar que, a despeito das correlações utilizadas, os valores obtidos foram bem pequenos, estando, portanto, coerentes com a alta resistência oferecida pelo solo.

4.8.2 - Estimativa de Recalque com Base no PMT

Por ser o solo um material cuja massa não é contínua e sim formado por partículas, ser heterogêneo e não isotrópico, e com módulo de deformabilidade, em geral, crescente com a profundidade, é necessário muito critério para se estimar a grandeza do recalque por meio das fórmulas desenvolvidas em função da Teoria da

Elasticidade. Assim sendo, a escolha dos módulos de deformabilidade empregados⁶, é fundamental na obtenção de resultados realísticos (TEIXEIRA e GODOY, 1996).

A estimativa de recalque com base no PMT foi feita de acordo com a Equação 2.17. A Tabela 4.10 apresenta os valores obtidos para os recalques estimados para os furos PMT1 e PMT2.

Tabela 4.10 - Valores obtidos para o recalque com base no PMT.

RECALQUE (mm)			
MÉTODO	CORRELAÇÃO	SPT_02	SPT_03
MÉNARD e ROUSSEAU (1962)	$r = \frac{2 \cdot q' \cdot B'}{9E_d} \left(\lambda_d \frac{B}{B'} \right)^\alpha + \frac{\lambda_c \cdot q' \cdot B}{q \cdot E_c} \cdot \alpha$	4,4	6,3
TEORIA DA ELASTICIDADE	$w = q \cdot B \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_s \cdot I_d \cdot I_h$	7,9	8,1

Conforme se observa na Tabela 4.10, os valores obtidos para o recalque atingiram valor máximo de 8,1 mm através da correlação baseada na Teoria da Elasticidade e o valor mínimo de 4,4 mm a partir do método de MÉNARD e ROUSSEAU (1962). Esses valores também são bastante coerentes com a resistência oferecida pelo solo ensaiado.

Os valores obtidos para os recalques estimados a partir do SPT que mais se aproximaram dos recalques baseados no PMT, foram àqueles estimados pela correlação de SCHULTZE & SHERIF (1973).

Conclui-se, portanto, ressaltando-se que as análises aqui efetuadas, tanto em termos de capacidade de carga (e tensão admissível) quanto em termos de recalque deverão ser confirmadas através de prova de carga sobre placa para se poder dispor de uma avaliação mais criteriosa a respeito de qual método mais se aproxima da realidade.

⁶ Segundo TEIXEIRA e GODOY (1996), para estimativas de recalques imediatos deverão ser empregados os módulos de deformabilidade determinados por ensaios (de campo ou laboratório) do tipo não drenado, enquanto que para a estimativa dos recalques totais, os módulos deverão ser drenados.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 - Conclusões

Com base nas referências bibliográficas realizadas, os resultados obtidos a partir dos ensaios *in situ*, no solo investigado, conduzem às seguintes conclusões:

1. As curvas brutas e corrigidas, obtidas a partir dos ensaios pressiométricos, apresentaram-se razoavelmente bem definidas, possuindo, os trechos de recompressão, pseudo-elástico e plástico, análogos aos da curva teórica. Na grande maioria delas, o pequeno trecho de recompressão verificado indicou que os furos foram, em geral, bem calibrados.
2. As sondagens à percussão (SPT) revelaram que o perfil do subsolo apresenta uma nítida tendência de crescimento da resistência à penetração com a profundidade, o que parece ser típico em formações arenosas de dunas.
3. Os perfis dos módulos pressiométricos (E_0), módulos de cisalhamentos pressiométricos (G) e das pressões limites totais (P_L), elaborados a partir do ensaio pressiométrico, mostraram a tendência de crescimento progressivo com a profundidade, comprovando que a ordem de grandeza do módulo E_0 está diretamente relacionada com o grau de compactação do solo e que o grau de amolgamento do solo não tem influência significativa na P_L .
4. Os valores encontrados para o módulo cíclico pressiométrico (E_r) são de 6 a 9 vezes maiores que os do módulo E_0 , estando estes resultados coerentes com os limites sugeridos por BRIAUD (1992) e com sugestões de valores encontrados em TEIXEIRA e GODOY (1996).

5. As limitações inerentes ao ensaio, no que diz respeito às perturbações provocadas no anel de solo que circunda as paredes da sonda, impossibilitam a certeza de que o valor da tensão horizontal medida com o pressiômetro, realmente representa o valor real da tensão horizontal geostática do solo.
6. A tensão aplicada ao solo pela estrutura (aerogerador e fundação), em se tratando de carga permanente, é igual a 44,80 kPa, que é um valor relativamente pequeno quando se observa o perfil do terreno sob o qual a fundação está assente.
7. O menor valor estimado para a tensão admissível com base no SPT foi igual a 0,42 MPa, obtido pela correlação de MEYERHOF (1965) e o maior valor foi conferido a PARRY (1977) com o valor de 1,41 MPa.
8. O menor valor estimado para a tensão admissível com base no PMT foi igual a 0,60 MPa, obtido a partir da expressão de MÉNARD (1975). Esse valor é aproximadamente 20% menor que o encontrado a partir do SPT que mais se aproximou (método Tradicional, Furo SPT_3).
9. O menor valor estimado para o recalque com base no SPT foi 1,3 mm através das correlações de BURLAND & BURBIDGE (1985) e DÉCOURT (1992) e o máximo valor obtido foi de 1,8 mm a partir da correlação de SCHULTZE & SHERIF (1973).
10. O menor valor estimado para o recalque com base no PMT foi 4,4 mm a partir do método de MÉNARD e ROUSSEAU (1962) e o máximo valor obtido foi de 8,1 mm através da correlação baseada na Teoria da Elasticidade.
11. Os valores obtidos para os recalques estimados a partir do SPT que mais se aproximaram dos recalques baseados no PMT, foram àqueles estimados pela correlação de SCHUTZE & SHERIF (1973).

5.2 - Sugestões Para Continuidade da Pesquisa

Na eventualidade da realização de pesquisas posteriores, acerca da determinação da capacidade de carga de solos submetidos à ação de fundações superficiais, através do PMT, sugere-se:

1. Realizar novos ensaios pressiométricos em dunas de areias, de formas a comparar os resultados obtidos para os parâmetros pressiométricos, além de e torná-los referências significativas.
2. Realizar ensaios de provas de carga sobre placa no local onde foram executados ensaios pressiométricos, visando a confirmação dos valores estimados para a capacidade de carga com base no SPT e no PMT, previstos nesta pesquisa.
3. Determinar o valor da parcela de carga transmitida à fundação existente por ação do vento (cargas dinâmicas), para que se possa inferir corretamente sobre as dimensões das fundações.
4. Realizar ensaios com maior número de ciclos de descarregamento/recarregamento, de modo que se possam confirmar os valores obtidos para esse módulo.
5. Determinar a tensão horizontal no repouso, por outros métodos disponíveis na literatura, e compará-los com os resultados obtidos nesse trabalho.
6. Realizar ensaios com o PMT em maiores profundidades;
7. Adaptar ao pressiômetro MÉNARD, um sistema de medição de volume com maior precisão.
8. Realizar a medição de recalques nas fundações já existentes no local dos ensaios.

CAPÍTULO 6

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABRAMENTO, M. & SOUSA PINTO, C. (1998), Propriedades de Solos Residuais de Gnaisse em Migmatito Determinadas por Pressiômetro de Auto-Perfuração de Cambridge, in: XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. 1.037 - 1.046, Brasília.
- AJALOYEN, R. & YU, H. S. (1998), Chamber Studies of the Effects of Pressuremeter Geometrry on Test Results in Sands, *Geotechnique* 48, Nº 5, pp. 621- 636 (Citados por DE PAIVA, 2000).
- 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, Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande, p. 176.
- AMAR, S. & JEZEQUEL, F. (1972), Essais em Place et em Laboratoire Sur Sols Cohérents Comparaisons des Résultats, *Bullettin de Liaison de LCPC*, Paris, Nº 58, pp. 97 - 107.
- ÁRABE, L. C. G. (1995), Comportamento das Propriedades de Engenharia de Solos de uma Área Experimental na Baixada Santista, in: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, pp. 25 - 47, Olinda.
- 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., JEZEQUEL, J. F., SHIELDS, D. H. (1978), *The Pressuremeter and Foundation Engineering*, 1ª ed. Clausthal, Germany: Trans Tech Publication, 617p.

- 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 Cavalcante, 1997)
- BARATA, F. E. (1984), Propriedades Mecânicas dos Solos, Editora Livros Técnicos e Científicos, Rio de Janeiro.
- BERBERIAN, D. (1986), Sondagens do Subsolo Para Fins de Engenharia, Brasília, Infrasolo Ltda.
- BEZERRA, S. P. (1990), Estudo Comparativo Entre o SPT, a Prova de Carga Sobre Placas e o Ensaio Pressiométrico, Aplicado a Fundações Superficiais em Solo Arenoso, Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande, 210p.
- 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, pp. 147 - 159.
- 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, Rotterdã: A. A. Balkema, 322p.
- BRIAUD, J. L. & SHIELDS, D. L. H. (1979), A special Pressuremeter and Pressuremeter Test for Pavement and Design, Geotechnical Testing Journal, Vol.2, Nº 3, pp. 143-151, September.
- BRIAUD, J. L. TUCKER, L. M., FÉLIO, G. (1983), Pressuremeter, CPT and Foundation Design, Vol. 1, Carleton University, Ottawa, Canadá.

- BRIAUD, J. L. TUCKER, L. M. (1986), Pressuremeter and Shallow Foundations on Sand, Settlement of Shallow Foundation on Sand, Session at the ASCE Convention, Seattle (Citados por BRIAUD, 1992).
- BRU, J.P., BAGUELIN, F., GOULET, G., JAECK, G. and JEZEQUEL, J. (1973), Prévision de Tassement au Pressiomètre et Constatations, Bulletin de Liaison - LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n° 67, pp. 31-38.
- BOSCH, D. R. (1996), Interpretação do Ensaio Pressiométrico em solos Coesivo-Friccionais Através de Métodos Analíticos, Dissertação de Mestrado, UFRGS, Porto Alegre.
- BOSCH, D. R., MANTARAS, F. M. & SCHNAID, F. (1997), Previsão de Parâmetros Geotécnicos em Solos Coesivos Friccionais Através do Ensaio Pressiométrico, Solos e Rochas, Vol. 20, Nº 1, pp. 25 - 36, São Paulo: ABMS.
- BURLAND, J. B. & BURBIDGIE, M. C. (1985), Settlements of Foundations on Sand and Gravel, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 78 (December).
- BUSTAMANTE, M. & GIANESELLI, L. (1981), Prévision de la Capacité Potante des Pieux Isolés Sous Charge Verticale, Bulletin de Liaison des Laboratoire des Points et Chaussées (LCPC), Nº 113, pp. 83 -108 (Citados por CAVALCANTE, 1997).
- CAMPANELLA, R. G. & ROBERTSON, P. K. & GILLESPIE, D. (1986), Factors Affecting the Pore Water Pressure and its Measurement Around a Penetration Cone, in: 39th Canadian Geotechnical Conf. Ottawa.
- CAVALCANTE, E. H. (1997), Uma Contribuição ao Estudo do Comportamento Tensão - Deformação de um Depósito de Argila Mole da Cidade do Recife, Através da Utilização do Pressiômetro Ménard, Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande, 170p.

- CAVALCANTE, E. H. (2000), Aplicações dos Parâmetros Pressiométricos em Projetos de Fundações - Seminário de Qualificação Acadêmica Para o Doutorado, COPPE / UFRJ.
- CAVALCANTE, E. H. (2002), Investigação Teórico-Experimental Sobre o SPT, Tese de Doutorado, COPPE / UFRJ, 413p.
- CAVALCANTE, E. H., BEZERRA, R. L., CONCIANI, W., MEDEIROS, J. L. G., (2000), Experiência com o Pressiômetro Ménard em Solos do Nordeste Brasileiro, Anais do IV SEFE, pp. 266 - 276, São Paulo
- CLARKE, B. G. (1993), Pressuremeters in Geotechnical Design, Chapman & Hall, Cambridge, Grã - Bretanha, 362p .
- CLARKE, B. G. (1995), Pressuremeters in Geotechnical Design, Londres: Blackie Academic & Professional.
- DÉCOURT, L. (1992), SPT in Non Classical Materials - U.S. - Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics Principles to Structured Soils, Belo Horizonte.
- DÉCOURT, L., BELINCANTA, A., QUARESMA FILHO, A. (1989), Brazilian Experience on SPT, Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics, Published on the Occasion of the XII ICSMFE, pp. 49 - 54.
- DE PAIVA, W., CONCIANI, W., BEZERRA, R. L., CAVALCANTE, E. H. (2000), Comparação Entre Resultados de Ensaios com os Pressiômetros Briaud e Ménard, Anais do IV SEFE, Julho, pp. 337 - 342, São Paulo.
- DE PAIVA, W. (2000), Influência do Processo de Instalação da Sonda nos Resultados de Ensaios com o Pressiômetro Ménard, Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande, 128p.

- DELLIS, M. T. (1987), *Análise do Comportamento de Uma estaca Injetada de Pequeno Diâmetro Utilizada no Reforço de Fundações*, Dissertação de Mestrado, DEC/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.
- FERREIRA, R. & LEITE, B. M. C. (2004), *Aproveitamento de Energia Eólica*, página da WEB: <http://www.fem.unicamp.br>.
- GHIONNA, V. N., JAMIOLKOWSKI, M., PEDRONI, S. & PICCOLI, S. (1995), *Cone Pressuremeter Tests in Po River Sand*, in: Proc. Conf. Pressuremeter and its New Avenues, pp. 471 - 480, Sherbroock, Canadá (Citados por SCHNAID, 2000).
- GUIA QUATRO RODAS (2004), *Praias*, Editora Abril, Janeiro, p. 191.
- GUSMÃO FILHO, J. A. (2002), *Solos: Da Formação Geológica ao Uso na Engenharia*, Editora UFPE, Recife, 185p.
- HUGHES, J. M. O. (1982), *Intrepretation of Pressuremeter Test for the Determination of Elastcs 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).
- JAMIOLKOWSKI, M., LADD, C. C., GERMAINE, J. T., LANCELLOTTA, R. (1985), *New Developments in Field and Laboratory Testing of Soils*, Proc. 11th Int. Conf. San Francisco, Vol. 1, pp. 57 - 154 (Citados por Cavalcante, 1997).
- LAMÉ, G. (1952), *Leçons Sur la Théorie Mathématique L'Élasticité des Corps Solides*, Bachelier, Paris, France (Citado por Cavalcante, 1997).

- LCPC - SETRA (1985), Regles de Justification dès Fondations Sur Pieux a Partir dès Resultats dès Essais Pressiométriques, Laboratoire Central dès Ponts et Chaussées, Service D'Etudes Techniques dès Routes et Autoroutes, Paris, (Citado por Cavalcante, 1997).
- LIMA, M. J. C. P. A (1983), Prospecção Geotécnica do Subsolo, Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, pp. 75 - 83.
- 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.
- 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, pp. 2.339 - 2.404, Rio de Janeiro (Citado por CAVALCANTE, 1997).
- MAIR, R. J. & WOOD, D. M. (1987), Pressuremeter Testing Methods and Interpretation, Butterworth (Citados por CAVALCANTE, 1997).
- MÉNARD L. (1962), Comportement D'Une Foundation Soumise à Des Efforts de Renversements, Soils - Soils, N° 3, pp. 9 - 28 (Citado por CLARKE, 1995).
- MÉNARD L. (1963), Calcul de la Force Portant des Foundations Sur la Base des Resultats des Essais Pressiométriques, Soils - Soils, N°s 5,6 (Citado por BRIAUD, 1992).
- MÉNARD L. (1975), The Ménard Pressuremeter, Interpretation and Application of Pressuremeter Test Results to Foundation Design, Soils - Soils, N° 26 (Citado por de PAIVA, 2000).
- MÉNARD L. & ROUSSEAU, J. (1962), L'Evaluation dès Tassements - Tendences Nouvelles *apud* BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. & SHIELDS, D. H. (1978) The

Pressuremeter and Foundation Engineering. Mass. Trans Tech Publications
(Citados por ALCÂNTARA, 1992).

MÉNARD PRESSUREMETER (1994) Manual of Instructions - APAGEO/SEGELM
(Citado por CAVALCANTE, 1997).

METHA, B. G. (1989), Evaluation of Subsoil Properties by Pressuremeter Test, Anais
do XII ICSMFE, Vol. 1, Rio de Janeiro, pp. 295.

MEYERHOF, G. G. (1965), Shallow Foundations, JSMFD, ASCE, Vol. 91, N° SM2
(March), pp. 21 23.

MOURA, A. S. (2004), Estudo do Comportamento de Areias de Dunas Submetidas a
Esforços Dinâmicos/Cíclicos de Aerogeradores, Tese de Doutorado,
COPPE/UFRJ, em preparação.

NBR 6122 (1996), Projeto e Execução de Fundações, ABNT, 33p., Rio de Janeiro.

NBR 6484 (2001), Solo - Sondagem de Simples Reconhecimento com SPT - Método
de Ensaio - ABNT, 17p., Rio de Janeiro.

NORME FRANÇAISE (1991), Essai Pressiométrique Ménard: NF P94 110,
Paris.(Citada por CAVALCANTE, 1997).

ORTIGÃO, J. A. R. (1993), Mecânica dos Solos dos Estados Críticos, Livros
Técnicos e Científicos Editora Ltda., Rio de Janeiro.

ORTIGÃO, J. A. R. & ALVES, L. S. (1994), Análise de Ensaio Pressiométricos na
Argila Porosa de Brasília, Anais do X COBRAMSEF, Vol. 2, Foz do Iguaçu.

ORTIGÃO, J. A. R., CUNHA, R. P. & ALVES, L. S. (1996), In Situ Tests in Brasília
Porous Clay, in: Canadian Geotechnique, pp. 189 - 198.

- PALOCCI, A. (1998), Ensaio de Compressão Triaxial em Amostras Indeformadas do Solo do Campo Experimental da Geotecnia da UnB (Trabalho Apresentado Para a Disciplina de Laboratório em Geotecnia).
- PARRY, R. H. G. (1978), Estimating Foundation Settlements in Sand from Plate Bearing Tests, *Geotechnique*, Vol. 28, Nº 1, pp. 107 - 118 (Citado por VELLOSO & LOPES, 1997).
- PINTO, C. S. (1966), Influência da Granulometria das Areias na Capacidade de Carga Investigada por Meio de Modelos, Tese de Doutorado, EPUSP, São Paulo, 117p. (citado por ALCÂNTARA, 1992).
- PINTO, C. S. (2000), Curso Básico de Mecânica dos Solos em Dezesesseis Aulas, Editora Oficina de Textos, São Paulo, pp. 181 a 191.
- PRANDTL, L., (1920), *Über Die Härte Plastischer Körper*, *Nachr. Kgl. Ges. Wiss. Gottigen, Math., Phys., Klasse* (*apud* Terzaghi, 1943).
- RODRIGUES, J. K. G. (1992), Avaliação Estrutural de um Pavimento Flexível de Base Constituída de Solo Laterítico, Através dos Ensaio Defletométricos e Pressiométricos, Dissertação de Mestrado, DEC/ UFPB, Campina Grande.
- SANTANA, J. M. LUCENA, F. B. & BRASILEIRO, F. E. (1985), Avaliação das Características de Resistência no Subleito Através de Ensaio "In Situ", *Anais do 29º RAPv.*, Vol. 1, Cuiabá, pp. 273 - 301.
- SCHMERTMAN, J. H. (1970), Static Cone to Compute Settlement Over Sand, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, Vol. 96, pp. 1.011 - 1.043 (Citado por TEXEIRA E GODOY, 1996).
- SCHMERTMAN, J. H., & HARTMAN, J. P. (1975), Study of Elastic Phase of Pressuremeter Test, in: *Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Vol. 1, North Carolina.

- SCHMERTMAN, J. H. & PALACIOS, A. (1979), Energy Dynamics of SPT, Journal of the Geotechnical engineering Division - ASCE - vol. 105, Nº GT8, pp. 909-926;
- SCHNAID. F. (1994), Relating Cone and Pressuremeter Tests to Access Properties and Stresses in Sand, in: XIII ICSMFE, India, Vol.1, pp. 121 - 124.
- SCHNAID. F. (2000), Ensaios de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações, Editora Oficina de Textos, São Paulo.
- SCHNAID. F., ROCHA FILHO, P. (1994), Experiência de aplicação do Ensaio Pressiométrico em Solos Estruturados Parcialmente Saturados, in: X COBRAMSEF, Vol. 2, Foz do Iguaçu, pp. 475 - 482.
- SCHNAID. F., CONSOLI, N. C., MANTARAS, F. M. (1996), O Uso do Ensaio Pressiométrico na Determinação de Parâmetros de Solos Não saturados, Solos e Rochas, Vol. 18, Nº 3, pp. 129-137, São Paulo: ABMS.
- SCHNAID. F., VECCHI, P. P. L., CUNHA, R. P., PEREIRA, J. H. F, KRATZ DE OLIVEIRA, L. A.(2000), in: Aplicação do Ensaio Pressiométrico Tipo Ménard na Previsão de Parâmetros Geotécnicos da Argila Porosa de Brasília, Anais do IV SEFE, São Paulo.
- SCHULTZE, & SHERIF, G. (1973), Prediction of Settlements from Evaluated Settlement Observation on Sands, Proc. 8th, Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 225 - 230.
- SITE WOBEN WINDPOWER (2003), "Empresa Brasileira Subsidiária da ENERCON da Alemanha no Mercado Mundial de Energia Eólica, página da WEB: <http://www.enercon.com.br>.
- SITE AEROGERADORES (2003), "Aonda Vamos Parar - Energias Renováveis, página da WEB: <http://www.aondevamos.eng.br>.

SITE ENERGIA EÓLICA (2003), "Centro Brasileiro de Energia Eólica, página da WEB: <http://www.eolica.com.br>.

SOARES, J. M. (1999), Emprego do SPT-T e Pressiômetro Ménard em um Depósito Arenoso da Região Litorânea de João Pessoa, Dissertação de Mestrado, DEC/UFPB, Campina Grande, 98p.

TEIXEIRA, A. H. & GODOY, N. S. (1996), Análise, Projeto e Execução de Fundações Rasas, Fundações Teoria e Prática, 2ª Edição, Capítulo 7, Editora Pini Ltda., São Paulo, pp. 227 - 264.

TEIXEIRA, A. H. & GODOY, N. S. (1998), Fundações: Teoria e Prática, Capítulo 7, Editora ABMS, São Paulo, p. 252.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1948), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willey & Sons, New York, N.Y.

TERZAGHI, K. & PECK, R. B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willey & Sons, 2nd Edition, New York, N.Y.

VARGAS, M. (1977), Introdução à Mecânica dos Solos, Editora da Universidade de São Paulo, pp. 243 - 254.

VELLOSO, D. A. & LOPES, F. R. (1997), Fundações, Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ.

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, Anais do 29º RAPV., Vol. 1, Cuiabá, pp. 215 - 255.

ANEXO I

TABELAS

I.1 - Valores das Pressões e Volumes Obtidos do Furo PMT1

As Tabelas I.1 a I.14 apresentam os valores das pressões aplicadas e os respectivos volumes medidos ao término de 30 e 60 segundos, bem como estes valores devidamente corrigidos, para cada ensaio pressiométrico realizado.

Tabela I.1 - Valores do PMT1 na profundidade igual a 1,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 10/07/2003		FURO: PMT1		COTA DE ENSAIO: 1,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	18,20	-0,03
1	50	70	114	22,69	113,97
2	100	150	151	59,60	150,92
3	150	160	160	106,54	159,85
4	200	170	170	153,19	169,79
5	250	180	180	199,91	179,72
6	300	195	196	244,78	195,66
7	400	230	232	333,80	231,53
8	500	270	276	421,43	275,41
9	600	321	331	507,61	330,29
10	700	395	405	591,88	404,17
11	800	502	545	671,10	544,06
12	850	640	675	712,34	674,00

Tabela I.2 - Valores do PMT1 na profundidade igual a 2,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD					
Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 10/07/2003		FURO: PMT1		COTA DE ENSAIO: 2,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	28,20	-0,04
1	50	105	140	23,40	139,97
2	100	165	165	64,86	164,91
3	150	171	171	112,86	170,84
4	200	175	175	161,54	174,77
5	250	180	180	209,91	179,71
6	300	185	185	258,29	184,64
7	350	189	189	307,00	188,57
8	400	195	195	355,09	194,50
9	500	205	205	451,96	204,37
10	300	200	190	256,68	189,64
11	250	195	195	205,09	194,71
12	300	200	200	253,52	199,65
13	400	203	203	352,58	202,51
14	500	206	208	451,03	207,37
15	600	220	220	547,37	219,23
16	700	235	237	642,33	236,10
17	800	252	252	738,03	250,97
18	700	252	252	638,03	251,11
19	600	252	252	538,03	251,25
20	700	252	252	638,03	251,11
21	800	255	255	737,19	253,97
22	900	271	273	832,24	271,83
23	1.000	291	294	926,71	292,70
24	1.100	315	318	1.020,72	316,57
25	1.200	340	345	1.114,38	343,44
26	1.300	366	370	1.208,91	368,31
27	1.500	441	450	1.393,92	448,05
28	1.700	540	555	1.580,07	552,79
29	1.800	610	630	1.674,23	627,66

Tabela I.3 - Valores do PMT1 na profundidade igual a 3,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 10/07/2003		FURO: PMT1		COTA DE ENSAIO: 3,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	38,20	-0,05
1	50	110	130	36,93	129,95
2	100	140	140	83,40	139,88
3	200	150	150	179,94	149,75
4	400	164	164	375,19	163,47
5	600	180	180	569,91	179,20
6	800	198	198	764,15	196,93
7	1.000	220	220	957,37	218,66
8	1.200	246	248	1.149,17	246,39
9	1.400	278	280	1.340,37	278,12
10	1.600	315	316	1.531,20	313,86
11	1.800	355	360	1.721,06	357,59
12	2.000	406	413	1.910,38	410,33
13	2.200	475	480	2.099,29	477,06
14	2.400	560	570	2.288,63	566,80
15	2.500	615	630	2.384,23	626,66

Tabela I.4 - Valores do PMT1 na profundidade igual a 4,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD					
Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 10/07/2003		FURO: PMT1		COTA DE ENSAIO: 4,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	48,20	-0,07
1	50	125	130	46,93	129,93
2	100	140	140	93,40	139,87
3	200	150	150	189,94	149,73
4	400	161	161	386,20	160,46
5	700	183	183	678,93	182,05
6	1.000	211	212	969,80	210,64
7	1.200	238	240	1.161,46	238,37
8	1.400	265	270	1.353,05	268,11
9	1.200	270	270	1.153,05	268,39
10	1.000	270	270	953,05	268,67
11	1.200	270	270	1.153,05	268,39
12	1.400	275	275	1.351,70	273,11
13	1.600	300	300	1.545,18	297,84
14	1.800	338	340	1.735,52	337,57
15	2.000	385	390	1.924,80	387,31
16	2.300	478	488	2.208,14	484,91
17	2.500	560	572	2.398,45	568,64
18	2.600	610	620	2.494,81	616,51
19	2.700	655	670	2.592,49	666,37

Tabela I.5 - Valores do PMT1 na profundidade igual a 5,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 10/07/2003		FURO: PMT1		COTA DE ENSAIO: 5,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	0	0
1	50	135	138	135	138
2	100	145	145	145	145
3	200	152	152	152	152
4	400	163	163	163	163
5	700	180	180	180	180
6	1.000	200	201	200	201
7	1.400	240	241	240	241
8	1.700	277	280	277	280
9	2.000	321	325	321	325
10	2.200	357	360	357	360
11	2.400	402	405	402	405
12	2.600	456	470	456	470

Tabela I.6 - Valores do PMT1 na profundidade igual a 6,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 10/07/2003		FURO: PMT1		COTA DE ENSAIO: 6,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	68,20	-0,10
1	50	150	240	31,46	239,96
2	100	255	257	76,63	256,89
3	200	273	273	172,24	272,76
4	400	290	290	367,74	289,49
5	700	317	318	660,72	317,07
12	1.000	355	355	952,15	353,67

Tabela I.7 - Valores do PMT1 na profundidade igual a 7,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT1		COTA DE ENSAIO: 7,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	68,20	-0,10
1	100	126	128	110,72	127,84
2	200	137	137	207,17	136,71
3	500	155	155	500,26	154,30
4	800	175	175	792,90	173,89
5	1.100	200	200	1.084,14	198,48
6	1.400	228	230	1.374,29	228,08
7	1.700	262	265	1.663,71	262,67
8	2.000	300	303	1.953,33	300,27
9	1.000	300	300	954,11	298,66
10	2.000	312	312	1.951,04	309,27
11	2.300	354	356	2.240,79	352,86
12	2.600	413	416	2.529,30	412,46
13	2.900	480	492	2.818,88	488,05
14	3.200	595	610	3.111,86	605,64

Tabela I.8 - Valores do PMT2 na profundidade igual a 1,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT2		COTA DE ENSAIO: 1,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm ³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm ³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	1,00	-0,02
1	50	65	98	15,81	97,98
2	100	190	206	24,91	205,97
3	150	235	235	85,52	234,91
4	200	242	242	113,35	241,84
5	300	258	258	208,55	257,71
6	400	275	275	303,67	274,57
7	500	295	295	398,22	294,44
8	600	320	322	491,38	321,31
9	500	322	322	391,38	321,45
10	400	321	321	291,62	320,59
11	500	322	322	391,38	321,45
12	600	325	326	490,41	325,31
13	700	350	355	583,80	354,18
14	800	385	390	676,72	389,05
15	900	430	435	769,06	433,92
16	1.000	490	497	861,15	495,79
17	1.100	580	600	954,82	598,66

Tabela I.9 - Valores do PMT2 na profundidade igual a 2,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD					
Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT2		COTA DE ENSAIO: 2,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	21,00	-0,03
1	50	85	120	16,72	119,98
2	100	140	140	58,80	139,92
3	200	150	150	154,96	149,78
4	400	170	170	347,51	169,51
5	600	197	197	537,96	196,25
6	800	230	231	726,78	229,98
7	700	231	231	626,78	230,12
8	600	230	230	527,09	229,26
9	500	231	231	426,78	230,40
10	600	230	230	527,09	229,26
11	800	237	237	724,90	235,99
12	1.000	273	273	914,23	271,72
13	1.200	316	320	1.101,86	318,46
14	1.400	373	376	1.289,44	374,19
15	1.600	447	455	1.476,17	452,93
16	1.700	498	507	1.570,17	504,80
17	1.800	560	575	1.665,58	572,67
18	1.900	630	650	1.764,81	647,53
19 ¹	600	252	252	520,33	251,27
20	700	252	252	620,33	251,13
21	800	255	255	719,43	253,99
22	900	273	273	814,23	271,86
23	1.000	294	294	908,49	292,73
24	1.100	318	318	1.002,35	316,60
25	1.200	345	345	1.096,01	343,47
26	1.300	370	370	1.190,65	368,33
27	1.500	450	450	1.376,87	448,07
28	1.700	555	555	1.566,54	552,81
29	1.800	630	630	1.664,57	627,67

¹ A partir desse estágio, os valores obtidos para o descarregamento foram desprezados, pois apresentariam um laço mal formado, portanto, a curva pressiométrica que representa esse ensaio está traçada até o 18º estágio de pressão (ver Figura 4.9).

Tabela I.10- Valores do PMT2 na profundidade igual a 3,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT2		COTA DE ENSAIO: 3,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	31,00	-0,04
1	50	100	102	34,13	101,95
2	100	112	112	79,98	111,89
3	200	120	120	176,72	119,75
4	400	135	136	370,36	135,48
5	600	155	156	562,69	155,21
6	800	180	181	753,55	179,95
7	1.000	205	207	944,58	205,68
8	1.200	235	238	1.134,59	236,41
9	1.400	272	275	1.323,67	273,15
10	1.600	315	319	1.512,11	316,88
11	1.800	365	368	1.701,06	365,62
12	2.000	426	433	1.889,37	430,35
13	2.200	505	515	2.079,44	512,09
14	2.300	555	565	2.176,02	561,95
15	2.425	625	640	2.299,65	636,78

Tabela I.11 - Valores do PMT2 na profundidade igual a 4,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD					
Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT2		COTA DE ENSAIO: 4,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	41,00	-0,06
1	100	110	110	90,81	109,87
2	200	119	119	187,13	118,74
3	400	131	132	381,93	131,47
4	600	147	147	576,10	146,19
5	800	165	166	768,97	164,92
6	1.000	187	190	960,38	188,66
7	1.200	212	212	1.152,91	210,39
8	1.400	240	242	1.343,35	240,12
9	1.300	242	242	1.243,35	240,26
10	1.200	237	237	1.144,90	235,40
11	1.100	232	232	1.046,46	230,53
12	1.000	232	232	946,46	230,67
13	1.200	242	242	1.143,35	240,40
14	1.400	248	249	1.341,23	247,12
15	1.600	275	277	1.533,11	274,85
16	1.800	315	317	1.722,60	314,59
17	2.000	360	363	1.912,10	360,32
18	2.200	415	422	2.101,11	419,06
19	2.425	488	492	2.316,68	488,76
20	2.525	520	530	2.413,20	526,62
21	2.625	560	578	2.510,46	574,49

Tabela I.12 - Valores do PMT2 na profundidade igual a 5,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT2		COTA DE ENSAIO: 5,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	51,00	-0,07
1	100	107	107	102,05	106,86
2	200	114	114	199,16	113,72
3	400	124	124	395,11	123,45
4	600	136	136	590,36	135,17
5	1.000	165	166	978,97	164,63
6	1.300	194	195	1.268,65	193,22
7	1.600	228	230	1.557,09	227,82
8	1.900	268	270	1.845,08	267,42
9	2.200	315	320	2.131,86	317,02
10	2.500	375	380	2.418,65	376,61
11	2.800	460	465	2.704,85	461,21

Tabela I.13 - Valores do PMT2 na profundidade igual a 6,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT2		COTA DE ENSAIO: 6,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	61,00	-0,09
1	100	100	100	114,97	99,84
2	200	107	107	212,05	106,70
3	500	125	125	504,71	124,29
4	800	144	144	797,25	142,88
5	1.100	170	170	1.087,51	168,48
6	1.400	198	200	1.376,94	198,07
7	1.700	232	233	1.66,15	230,67
8	2.000	272	275	1.953,67	272,26
9	2.300	321	325	2.240,65	321,86
10	2.600	382	389	2.526,91	385,46
11	2.900	465	475	2.813,61	471,06
12	3.000	500	512	2.909,70	507,93
13	3.100	550	560	3.006,27	555,79

Tabela I.14 - Valores do PMT2 na profundidade igual a 7,0 m.

ENSAIO PRESSIOMÉTRICO MÉNARD					
Efetuado conforme a NFP 94 - 110 (1991)					
LOCAL: PRAIA DA TAÍBA - SÃO GONÇALO DO AMARANTE - CE					
DATA: 11/07/2003		FURO: PMT2		COTA DE ENSAIO: 7,0m	
Nº DO INCREMENTO	PRESSÃO LIDA (KPa)	VOLUME LIDO (cm³)		PRESSÃO CORRIGIDA (KPa)	VOLUME CORRIGIDO (cm³)
		30 s	60 s		
0	0	0	0	71,00	-0,10
1	100	117	117	117,94	116,83
2	200	121	128	213,52	127,70
3	500	145	145	506,87	144,29
4	800	163	163	800,08	161,88
5	1.100	185	186	1.091,78	184,47
6	1.400	210	211	1.383,25	209,06
7	1.700	241	245	1.672,44	242,66
8	2.000	275	280	1.962,28	277,25
9	2.300	320	325	2.250,65	321,85
10	2.600	370	375	2.539,64	371,44
11	2.900	435	440	2.828,31	436,04
12	3.200	525	535	3.117,83	530,64
13	3.300	565	570	3.215,79	565,50

I.2 - Informações Técnicas Sobre as Unidades Aerogeradoras

MOURA (2004) estudou detalhadamente a estrutura dos aerogeradores instalados na Usina Eólio-Elétrica da Taíba e verificou que as dez unidades, são da marca WOBEN WINDPOWER/ENERCON, modelo E-40, com potência nominal de 500kW. Esse modelo possui três pás com 18,9 m de comprimento cada, gerador com eixo horizontal, torre com 44 m de altura e nacele com diâmetro igual a 4,4 m e comprimento 6,7m.

As fundações dos aerogeradores são sapatas quadradas de concreto armado, com 9 m de lado e 1,5 m de altura e considerando-se que o peso específico do concreto armado é igual a 25 kN/m³, verifica-se que o peso da fundação de cada aerogerador é de aproximadamente 3.307,0 kN.

A Figura I.1 mostra a descrição dos componentes do aerogerador, modelo E-40 da ENERCON e a Tabela I.15 detalha a contribuição de cada componente no peso total da estrutura.

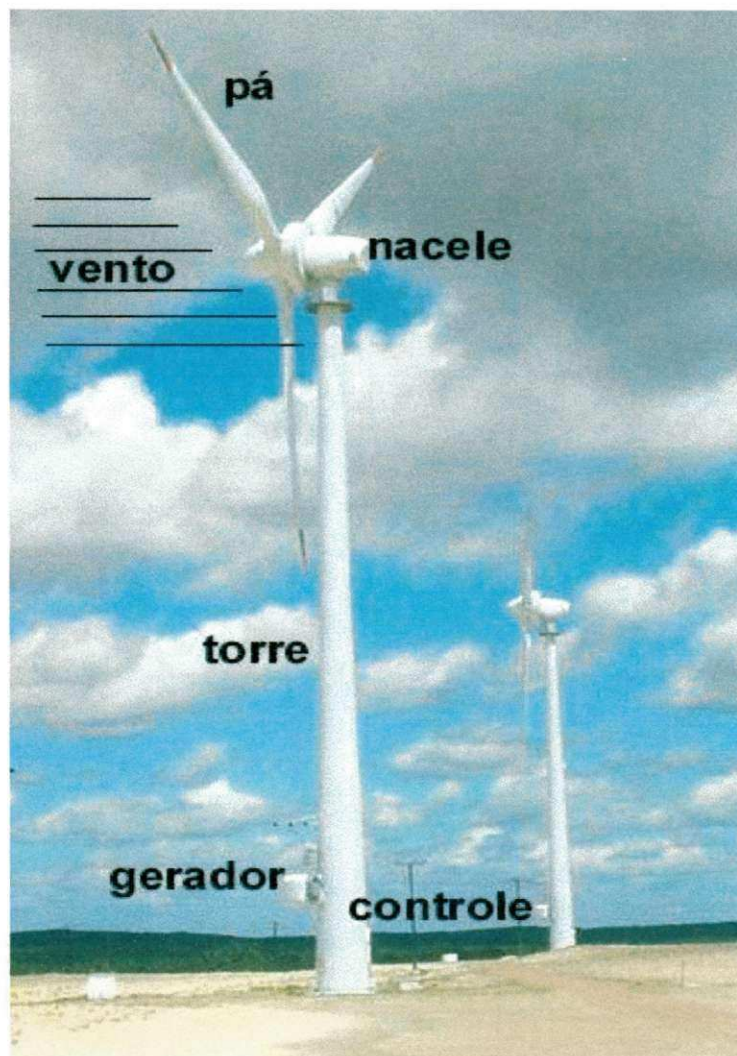


Figura I.1 - Descrição dos componentes do aerogerador E- 40.

Tabela I.15 - Características dos componentes constituintes da carga do aerogerador.

CARACTERÍSTICAS DO AEROGERADOR E - 40		
COMPONENTES	MATERIAL	PESO (kN)
gerador	aço	133,42
pás	fibra de vidro	38,25
torre	aço (2,54 cm de espessura)	352,18
nacele	fibra de vidro	126,55
TOTAL		650,40

Para efeitos de cálculos na estimativa da tensão admissível e recalque será considerada a carga total da estrutura, como sendo o conjunto formado pelas seguintes parcelas: carga fixa do aerogerador + carga dinâmica² + carga da fundação.

Todas as estimativas de previsão de recalques e capacidade de carga, realizadas na presente pesquisa, foram feitas desprezando-se a parcela referente à carga dinâmica, uma vez que seu valor ainda é desconhecido. Contudo, enfatiza-se a importância da referida carga em todas as inferências realizadas.

² A carga dinâmica é a parcela referente à ação do vento, que até o presente momento, ainda é desconhecida, porém, encontra-se fase de análise pelo doutorando da COOPE/UFRJ Alfram Sampaio.